


ANÁLISE DE DADOS PIEZOMÉTRICOS DE UM ATERRO  
SOBRE ARGILA MOLE COM DRENOS VERTICAIS

Carlos Alberto Moreira Ferreira

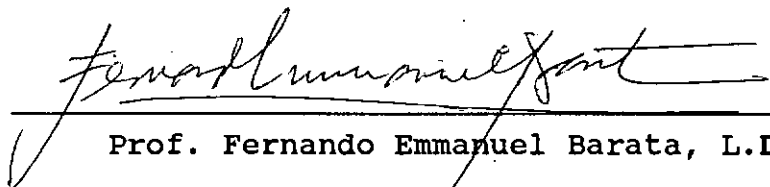
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRAUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS  
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovado por:



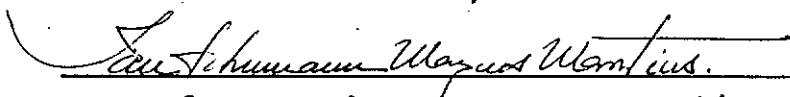
---

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.  
(Presidente)



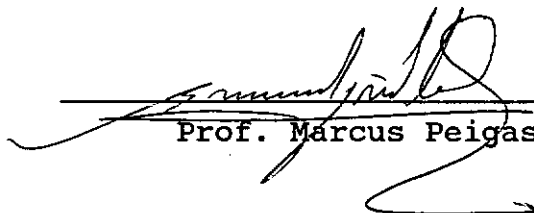
---

Prof. Fernando Emmanuel Barata, L.D.



---

Prof. Ian Schumann Marques Martins, M.Sc.



---

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

NOVEMBRO DE 1991

FERREIRA, CARLOS ALBERTO MOREIRA

Análise de Dados Piezométricos de um Aterro sobre Argila Mole com drenos Verticais [Rio de Janeiro] 1991.

XVII, 261p. 29.7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1991).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Drenos verticais 2. Poro pressão 3. Argila Mole  
I. COPPE/UFRJ II. Título (Série).



*1...10 MISTÉRIO das cousas, onde está ele?*

*Onde está ele que não aparece*

*Pelo menos a mostrar-nos que é mistério?*

*Que sabe o rio disso e que sabe a árvore?*

*E eu, que não sou mais do que eles, que sei disso?*

*Sempre que olho para as cousas e penso no que os homens  
pensam delas,*

*Rio como um regalo que soa fresco numa pedra.*

*Porque o único sentido oculto das cousas*

*É elas não terem sentido oculto nenhum,*

*É mais estranho do que todas as estranhezas*

*E do que os sonhos de todos os poetas*

*E o pensamento de todos os filósofos,*

*Que as cousas sejam realmente o que parecem ser*

*E não haja nada que compreender.*

*Sim, eis o que os meus sentidos aprenderam sozinhos: -*

*As cousas não têm significação: têm existência.*

*As cousas são o único sentido oculto das cousas. [...]*

*("O Guardador de Rebanhos" - Fernando Pessoa)*

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Márcio de Souza Soares de Almeida pela orientação e amizade.

Aos professores Ian S.M. Martins, Mauricio Ehrlich, Francisco José Casanova, Fernando A.B. Danziger por importantes discussões e sugestões para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Paulo E.L. Santa Maria devo agradecer a solicitude demonstrada não só por sugestões a esta pesquisa, como também pela coordenação dos trabalhos durante a defesa da presente tese.

Ao professor Willy A. Lacerda pelo seu exemplo de jovialidade e alegria.

Ao professor Marcus P. Pacheco pelo estímulo durante os primeiros passos na Mecânica dos Solos.

Ao professor Haroldo B. Collet e ao engenheiro Adalsino V.S. Gonçalves por informações valiosas em relação ao Aterro Experimental II.

Ao professor Fernando Emmanuel Barata pela disponibilidade em participar da banca examinadora.

Ao engenheiro Sérgio Roberto Ladeira Carvalho devo salientar a amizade, exemplo e incentivo demonstrados durante minha passagem no laboratório. Devo agradecer também as indispensáveis discussões, sugestões e revisões durante a execução deste trabalho.

Ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER pelas utilização dos dados do Aterro Experimental II.

Aos meus queridos pais pelo estímulo e amor a que me dedicam, fundamentais para minha formação.

A minha querida Luzia pela paciência e sentimento que nos une.

Aos amigos de infância de Higienópolis, cuja amizade tem me sido muito preciosa ao longo de todos estes anos.

A todos os companheiros de mestrado da COPPE, em especial aos amigos Celina Schmidt, Laura Borma, Maria de Fátima Vasconcelos, Marilene Ramos, Marcos B. Mendonça, Paulo J. Brugger e Rogério L. Feijó, pelo apoio, incentivo, e sobretudo sentimentos demonstrados ao longo do curso de mestrado.

Aos desenhistas Ocimar S. Abreu e Gilmar Fernandes pelo cuidadoso trabalho na execução dos desenhos.

Aos gerentes do laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, engenheiros Eduardo Nazareth Paiva e Hércio Gonçalves de Souza por valiosa cooperação durante a elaboração desta tese.

A todos os funcionários e estagiários do laboratório pelo apoio e convivência harmoniosa.

A UERJ pela minha formação universitária.

A CAPES pelo apoio financeiro.

Por fim, devo agradecer a todos e a tudo que, direta ou indiretamente, contribuíram com qualquer auxílio, por menor que tenha sido, para a realização final deste trabalho.

Resumo da tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ANÁLISE DE DADOS PIEZOMÉTRICOS DE UM ATERRO  
SOBRE ARGILA MOLE COM DRENOS VERTICAIS

CARLOS ALBERTO MOREIRA FERREIRA

Outubro de 1991

Orientador: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida.

Programa: Engenharia Civil.

Esta dissertação se propõe a analisar os dados de piezometria do Aterro Experimental II do IPR-DNER sobre a argila mole do Sarapuí com drenos verticais.

Inicialmente, efetua-se uma análise qualitativa dos dados dos piezômetros Casagrande e hidráulico instalados, comparando-se as medições obtidas nestes aparelhos para as diversas seções.

Em seguida, é feita uma revisão bibliográfica da teoria de drenos verticais, descrevendo-se inclusive o método utilizado para obtenção de coeficientes de adensamento através de dados de excesso de poro pressão.

Os resultados de coeficiente de adensamento calculados com o método mencionado acima são comparados com outros obtidos anteriormente para a região do aterro.

Por fim, é analisado o desempenho de cada um dos drenos verticais, concluindo-se que os drenos de areia, em especial os jateados, foram os mais eficientes.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of requirement for the degree of Master of Science (M.Sc.).

ANALYSIS OF PORE PRESSURE DATA OF A EMBANKMENT  
ON SOFT CLAY WITH VERTICAL DRAINS

CARLOS ALBERTO MOREIRA FERREIRA

October, 1991

Thesis Supervisor: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida.  
Department: Civil Engineering.

The purpose of this dissertation is to analyse piezometers data from Trial Embankment II of IPR-DNER on Sarapuí's soft clay with vertical drains.

Initially, the excess pore pressure data from installed Casagrande and Hydraulic piezometers of all the sections are analysed and compared.

Follows a bibliographical revision of the theory of vertical drains, including a description of the method used to obtain coefficients of consolidation from excess pore pressure data.

The results of coefficients of consolidation back calculated with the above method are compared with others previously obtained.

Finally, the performance of each vertical drain is analysed, being concluded that sand drains, with a special reference to jetted drains, were the most efficient.



	página
<b>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....</b>	<b>001</b>
I.1 - Técnicas de Estabilização de Solos Compressíveis.....	001
I.2 - Obetivos e Organização da tese.....	003
<b>CAPÍTULO II - DESCRIÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL II..</b>	<b>007</b>
II.1 - Introdução.....	007
II.2 - Resumo das Propriedades Geológicas e Geotécnicas da Argila do Sarapuí.....	007
II.3 - Projeto e Histórico do Aterro Experimental II.....	011
II.3.1 - Tipos de drenos utilizados.....	011
II.3.2 - História de Carregamento.....	017
<b>CAPÍTULO III - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DE EXCESSO DE PORO PRESSÃO.....</b>	<b>027</b>
III.1 - Introdução.....	027
III.2 - Informações Gerais Necessárias à Análise..	028
III.3 - Recursos Computacionais Utilizados.....	031
III.4 - Medidores de Nível d'Água.....	033
III.5 - Piezômetros Casagrande.....	034
III.5.1 - Descrição do Instrumento.....	034
III.5.2 - Apresentação dos Resultados.....	036
III.5.2.1 - Piezômetros Instalados na Camada de Argila.....	038

III.5.2.2 - Piezômetros Instalados na Camada Drenante Inferior.....	042
III.5.2.3 - Piezômetros Instalados no Colchão Drenante.....	044
III.6 - Piezômetros Hidráulicos.....	047
III.6.1 - Descrição do Instrumento.....	047
III.6.2 - Apresentação dos Resultados.....	049
III.7 - Conclusões e Comentários Finais.....	051
CAPÍTULO IV - TEORIA DE DRENOS VERTICAIS.....	102
IV.1 - Introdução.....	102
IV.2 - Considerações Gerais Relativas à Teoria de Adensamento.....	103
IV.3 - Teoria de Adensamento para Drenagem Radial Pura.....	107
IV.3.1 - Introdução.....	107
IV.3.2 - Geometria de Instalação de Drenos Verticais.....	109
IV.3.3 - Adensamento Radial Considerando a Condição de Deformações Verticais Iguais.....	109
IV.4 - Teoria de Adensamento para Drenagem Combinada (Radial e Vertical).....	112
IV.5 - Efeito da Resistência Hidráulica do Dreno...	117
IV.6 - Efeito de Amolgamento devido à Instalação de Drenos Verticais (Efeito de "Smear").....	122
IV.7 - Efeito do Tempo de Carregamento.....	127
IV.8 - Técnicas para Análise do Desempenho de Drenos Verticais.....	129
IV.8.1 - Introdução.....	129

IV.8.2 - Método Convencional de Análise de Dados de Excesso de Poro Pressão.....	131
IV.8.3 - Método Utilizado para Análise de Dados de excesso de Poro pressão.....	133
IV.9 - Conclusões e Comentários Finais.....	139
<b>CAPÍTULO V - ANÁLISE DOS RESULTADOS DE DISSIPACÃO DOS EXCESSOS DE PORO PRESSÃO.....</b>	<b>150</b>
V.1 - Introdução.....	150
V.2 - Considerações Preliminares.....	150
V.2.1 - Funções Geométricas para o Cálculo de Drenos.....	151
V.2.2 - Excessos de Poro Pressão Remanecentes da Primeira Fase.....	152
V.2.3 - Estado de Tensão "in Situ".....	153
V.3 - Metodologia Adotada na Análise dos Dados de Excesso de Poro Pressão.....	154
V.4 - Cálculo dos Valores de Coeficiente de Adensamento através do Método Proposto.....	156
V.4.1 - Discussão dos Resultados Obtidos.....	161
V.4.2 - Consideração do Efeito do Amolgamento nos valores de $c_h$ .....	166
V.5 - Comparação com outros Resultados Obtidos Anteriormente.....	168
V.5.1 - Ensaio de Laboratório.....	168
V.5.2 - Retroanálises de Dados de Recalque de Campo.....	172
V.5.3 - Ensaio de Dissipação com Piezocône.....	177
V.6 - Avaliação Final dos Valores de $c_v$ e $c_h$ .....	180

V.6.1 - Avaliação dos Valores de $c_v$ .....	183
V.6.2 - Avaliação dos Valores de $c_h$ .....	184
V.6.3 - Comparação entre $c_v$ e $c_h$ .....	186
V.7 - Conclusões e Comentários Finais.....	187
<b>CAPÍTULO VI - AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DOS DRENOS...</b>	<b>202</b>
VI.1 - Introdução.....	202
VI.2 - Comparação entre as Velocidades de Recalque e de Dissipação dos Excessos de Poro Pressão.....	202
VI.3 - Comparação entre Valores de Excesso de Poro Pressão e Tensão Total Aplicada.....	205
VI.4 - Análise do Desempenho dos Drenos de Areia...	207
VI.5 - Análise do Desempenho dos Drenos Pré-Fabricados.....	210
VI.5.1 - Colmatção.....	211
VI.5.2 - Dobramento.....	214
VI.5.3 - Durabilidade.....	215
VI.6 - Comparação Final entre os Drenos.....	218
<b>CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>232</b>
VII.1 - Introdução.....	232
VII.2 - Conclusões.....	232
VII.2.1 - Sobre o Aterro Experimental II.....	232
VII.2.2 - Sobre os Coeficientes de Adensamento.....	234
VII.2.3 - Sobre o Desempenho dos Drenos.....	235
VII.3 - Propostas para Pesquisas Futuras.....	237

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	239
APENDICE A - DADOS PIEZOMÉTRICOS UTILIZADOS PARA OBTENÇÃO DE VALORES DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO CORRESPONDENTES A SEGUNDA FASE DE CARREGAMENTO DO ATERRO EXPERIMENTAL II.....	254

LISTA DE SÍMBOLOS UTILIZADOS

## Simbologia Latina

- $a$  - largura de um dreno sintético  
 $a_v$  - coeficiente de compressibilidade  
 $b$  - espessura de um dreno pré-fabricado  
 $c$  - coesão efetiva  
 $C_c$  - índice de compressão  
 $C_r$  - índice de recompressão  
 $C_s$  - índice de expansão  
 $c_h$  - coeficiente de adensamento horizontal  
 $c_v$  - coeficiente de adensamento vertical  
 $c_{hs}$  - coeficiente de adensamento horizontal corrigido para o efeito de amolgamento  
 $C_n$  - piezômetro Casagrande número "n"  
 $d_e$  - diâmetro efetivo do dreno  
 $d_s$  - diâmetro do dreno incluindo a região amolgada  
 $d_v$  - diâmetro do dreno  
 $e$  - índice de vazios  
 $F(n)$  - Função geométrica relativa à razão  $n$   
 $F_s(n)$  - Função geométrica  $F(n)$  incluindo o efeito de amolgamento  
 $G$  - densidade dos grãos  
 $H$  - altura da camada de argila  
 $H_d$  - altura máxima de drenagem  
 $IL$  - índice de liquidez  
 $IP$  - índice de plasticidade  
 $k_h$  - coeficiente de permeabilidade horizontal

- $k'_h$  - coeficiente de permeabilidade horizontal da região amolgada ao redor do dreno  
 $k_v$  - coeficiente de permeabilidade vertical  
 $k'_v$  - coeficiente de permeabilidade vertical da região amolgada ao redor do dreno  
 $k_v$  - coeficiente de permeabilidade do dreno  
 $l$  - comprimento característico do dreno  
 $L$  - parâmetro de avaliação da resistência hidráulica  
 $LL$  - limite de liquidez  
 $LP$  - limite de plasticidade  
 $m$  - número de iterações  
 $m_v$  - coeficiente de compressibilidade volumétrica  
 $n$  - razão entre diâmetro efetivo e do próprio dreno  
 $(n = d_e / d_v)$   
 $N.A.n$  - medidor de nível d'água número "n"  
 $N.T.$  - nível de terra  
 $OCR$  - razão de sobreedensamento  
 $Pn$  - piezômetro hidráulico número "n"  
 $q_v$  - capacidade de descarga do dreno  
 $r$  - coeficiente de correlação  
 $r_v$  - raio do dreno  
 $R.N.$  - referência de nível profunda  
 $S$  - espaçamento entre drenos  
 $s$  - razão entre os diâmetros da região amolgada e do próprio dreno  
 $S_u$  - resistência não drenada  
 $S_t$  - sensibilidade do solo  
 $t$  - tempo  
 $t_o$  - tempo inicial de análise

- $t_{100}$  - tempo ao final do adensamento primário  
 $T_h$  - fator tempo horizontal  
 $T_v$  - fator tempo vertical  
 $u$  - excesso de poro pressão em dado tempo  $t$   
 $\bar{u}$  - excesso de poro pressão média em um dado tempo  $t$   
 $u_0$  - excesso de poro pressão inicial  
 $\bar{u}_0$  - excesso de poro pressão média inicial  
 $U$  - grau de adensamento combinado  
 $U_h$  - grau de adensamento horizontal  
 $U_v$  - grau de adensamento vertical  
 $\bar{U}$  - grau de adensamento combinado médio  
 $\bar{U}_h$  - grau de adensamento horizontal médio  
 $\bar{U}_v$  - grau de adensamento vertical médio  
 $x, y$  - coordenadas retangulares nas direções  $x$  e  $y$  respectivamente  
 $z$  - profundidade  
 $Z$  - profundidade normalizada  
 $w$  - umidade natural  
 $W_r$  - parâmetro de avaliação da resistência hidráulica

#### Simbologia Grega

- $\alpha$  - coeficiente de forma de um dreno pré-fabricado  
 $\alpha_0, \alpha_1$  - coeficientes da relação:  $\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t$   
 $\gamma_t$  - peso específico total  
 $\gamma_v$  - peso específico da água  
 $\sigma'_v$  - tensão vertical efetiva  
 $\sigma'_{v0}$  - tensão efetiva "in situ"  
 $\sigma'_{vm}$  - tensão de sobreadensamento  
 $\Delta\sigma$  - variação de tensão total



- $\Delta\sigma_v$  - variação de tensão vertical total
- $\Delta\sigma'_v$  - variação de tensão vertical efetiva
- $\Delta e$  - variação de índice de vazios
- $\phi'$  - ângulo de atrito
- $\epsilon_v$  - deformação específica da camada
- $\mu_r$  - função geométrica  $F(n)$  incluindo o efeito de resistência hidráulica
- $\nu$  - fator de localização da ponta do piezômetro relativa a posição do dreno
- $\nu$  - fator de localização quando a ponta do piezômetro estiver no centro da malha de drenagem
- $\Delta\sigma_v / \sigma'_{v0}$  - razão incremental de tensão vertical

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1 - TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS

Com o aumento do número de obras feitas sobre argilas moles, desenvolveram-se nas últimas décadas técnicas de estabilização destes solos de fundação com o objetivo de prevenir a ruptura por cisalhamento ou evitar recalques excessivos. Um dos primeiros métodos utilizado com estas finalidades foi o da pré-compressão, o qual consistia na aplicação de um pré-carregamento antes de se aplicar ou completar a carga final da estrutura. Esta técnica pode ser usada a fim de se eliminar todos ou parte dos recalques pós-construtivos devido ao adensamento primário e reduzir aqueles causados pelo adensamento secundário. Sobrecargas, isto é, cargas em excesso à carga final aplicada, são freqüentemente utilizadas para a diminuição do tempo necessário para pré-compressão e minimização do efeito da compressão secundária. Entretanto, quando a espessura da camada é muito grande ou o tempo necessário para adensamento é longo em comparação com aquele disponível para construção, a pré-compressão pode não ser eficaz. Neste caso, o emprego de drenos verticais em combinação com a técnica de pré-compressão é freqüentemente utilizada.

O uso de drenos verticais se caracteriza por induzir um aumento da velocidade de adensamento, o qual é alcançado através da criação de uma drenagem radial em adição à

drenagem vertical já existente. Para melhor eficiência do processo é necessário que a distância entre drenos seja bem menor que a distância vertical de drenagem, aproveitando-se inclusive do fato de que a permeabilidade horizontal é freqüentemente maior do que a vertical em tais depósitos argilosos.

O primeiro uso conhecido de drenos verticais foi em 1934 em aterros rodoviários na Califórnia (JOHNSON, 1970). Entretanto, o projeto de instalação de drenos manteve-se empírico até 1948, quando os principais estudos analíticos para drenos verticais de areia foram apresentados por BARRON (1948). Ainda por esta época, KJELLMAN (1948a) fez um relato sobre uso de drenos verticais de papelão na Suécia em 1937, os quais tornaram-se os protótipos dos modernos drenos pré-fabricados. No Brasil, um trabalho pioneiro também apresentado por VARGAS (1949) para o caso de drenos verticais de areia. Até meados de 1970, os métodos de instalação de drenos de areia se diversificaram e se aperfeiçoaram com o intuito de contornar a influência negativa que a cravação destes pode causar nos vários tipos de solo, especialmente em depósitos argilosos muito moles ou sensíveis (efeito de "smear"). Após este período, surgiram os chamados drenos artificiais, os quais pelo seu tamanho, forma e processo de cravação, induziam menores graus de amolgamento. Entretanto, tais drenos são constituídos de materiais até hoje pesquisados, sendo sua eficiência ainda motivo de estudos, principalmente para períodos de longa duração. A tabela I.1 apresenta os diferentes tipos de drenos verticais e suas principais características segundo JAMIOLKOWSKI e outros (1983).

Apesar da teoria e emprego de drenos verticais em obras de engenharia abrangerem muitas décadas, algumas dúvidas ainda persistem devido à complexidade do fenômeno. Os principais problemas residem na determinação dos vários parâmetros do solo envolvidos em projeto, especialmente no valor do coeficiente de adensamento horizontal. Adicionalmente, o efeito de instalação, bem como sua aplicabilidade para longos períodos, são fatores ainda hoje de difícil avaliação na previsão do comportamento de drenos verticais.

## I.2 - OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA TESE

Com o objetivo de pesquisar os pontos levantados no item acima, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR / DNER) iniciou no final de 1980 a construção do aterro experimental II sobre diversos tipos de drenos verticais. A execução deste aterro teve como objetivos principais (TERRA, 1988): a) testar a eficácia de drenos verticais para a aceleração de recalques na "argila do Sarapuí"; b) investigar a eficiência de diversos tipos de drenos verticais; c) avaliar os diversos métodos de ensaios de solos já utilizados para a obtenção de parâmetros de compressibilidade e de adensamento do referido depósito; d) indicar metodologias de projeto e de acompanhamento construtivo para aterros sobre drenos verticais.

O objetivo do presente trabalho é efetuar uma análise dos excessos de poro pressões medidos no interior do solo de fundação do Aterro Experimental II. Por esta pesquisa, pretende-se dar continuidade ao trabalho iniciado

por TERRA (1988), no qual foram analisadas medidas de recalque efetuadas na base do aterro. A partir das medições de excesso de poro pressão, serão calculados valores de coeficiente de adensamento de campo, aplicando-se para isso, um novo método proposto por ORLEACH (1983). Com esta pesquisa, pretende-se avançar nos objetivos acima expostos, particularmente nos itens b e c, e tirar algumas conclusões com relação à eficiência do emprego de drenos verticais no aumento da velocidade de adensamento em solos compressíveis, especialmente em uma argila orgânica típica das baixadas brasileiras.

O capítulo II é dedicado à descrição do aterro experimental, incluindo sua localização e geometria, resumo das propriedades geotécnicas da argila do Sarapuí, tipos de drenos utilizados e sua forma de execução, bem como as fases de carregamento do referido aterro.

No capítulo III são apresentados os resultados das observações de poro pressão em piezômetros hidráulicos e de Casagrande e uma análise qualitativa das mesmas em função do tipo de dreno utilizado.

No capítulo IV é realizada uma revisão bibliográfica detalhada da teoria de drenos verticais. Os efeitos de drenagem vertical, resistência hidráulica e do amolgamento relacionado à instalação do dreno ("Smear") também serão discutidos para os vários tipos de drenos existentes.

No capítulo V discutem-se os resultados de dissipação dos excessos de poro pressão com a obtenção de valores de coeficiente de adensamento, os quais são comparados com outros obtidos anteriormente para a região em estudo.

No capítulo VI é feita uma avaliação da eficiência dos vários drenos empregados no Aterro Experimental II.

No capítulo VII apresentam-se as conclusões e sugestões para a continuidade da pesquisa.

**Tab. 1.1 - Tipos de drenos verticais, métodos comuns de instalação e características geométricas típicas. (APUD JAMIOLKOWSKI E OUTROS, 1983)**

<b>TIPO DE DRENO</b>	<b>MÉTODO COMUM DE INSTALAÇÃO</b>	<b>DIÂMETRO DO DRENO (m)</b>	<b>ESPAÇAMENTO TÍPICO (m)</b>	<b>COMPRIMENTO MÁXIMO (m)</b>
DRENO DE AREIA	CRAVAÇÃO POR PERCUSSÃO OU VIBRAÇÃO COM MANDRIL COM A PONTA FECHADA (TIPO "DISPLACEMENT")	0,15 a 0,60	1 a 5	30
DRENO DE AREIA	FURAÇÃO FEITA POR TRADO DE HASTE OCA COM AVANÇO CONTÍNUO (TIPO "LOWDISPLACEMENT")	0,30 a 0,50	2 a 5	36
DRENO DE AREIA	JATEADO (TIPO "NONDISPLACEMENT")	0,2 a 0,3	2 a 5	30
DRENO PRÉ-FABRICADO DE AREIA ("SANDWICKS") [1]	CRAVADO POR PERCUSSÃO OU VIBRAÇÃO COM MANDRIL COM A PONTA FECHADA (TIPO "DISPLACEMENT" OU "LOWDISPLACEMENT")	0,06 a 0,15	1,2 a 4	30
DRENO SINTÉTICO PRÉ-FABRICADO ("BAND-SHAPED")	CRAVAÇÃO ESTÁTICA OU POR VIBRAÇÃO COM MANDRIL COM PONTA FECHADA (TIPO "DISPLACEMENT" OU "LOWDISPLACEMENT")	0,05 a 0,1 [2]	1,2 a 3,5	60

[1] - DRENO NÃO FABRICADO NO BRASIL.

[2] - DIÂMETRO EQUIVALENTE.

## CAPITULO II

### DESCRIÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL II

#### II.1 - INTRODUÇÃO

A construção do Aterro Experimental II faz parte de um programa de pesquisa na área de Mecânica dos Solos patrocinado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), sobre problemas de construção de aterros sobre solos compressíveis. Por este programa, o referido órgão patrocinou nos últimos 15 anos a realização de vários estudos sobre as características das argilas moles, comum nas baixadas brasileiras, inclusive com a execução de uma escavação experimental e a construção dos Aterros Experimentais I e II. Todas essas pesquisas foram realizadas numa área experimental junto ao Rio Sarapuí, situada no Km 116.5 da Rodovia BR-040 (Rio-Petrópolis) Município de Duque de Caxias (Baixada Fluminense), Rio de Janeiro, conforme ilustrado na figura II.1.

Neste capítulo será apresentado uma descrição geral do Aterro Experimental II, incluindo sua geometria, os tipos de elementos drenantes utilizados e um resumo das propriedades geotécnicas da "Argila do Sarapuí"

#### II.2 - RESUMO DAS PROPRIEDADES GEOLÓGICAS - GEOTÉCNICAS DA "ARGILA DO SARAPUI"

Na área experimental junto ao Rio Sarapuí, o



depósito de argila mole tem espessura aproximada de 10 a 11m, sendo sobrejacente à uma camada arenosa. ORTIGÃO (1980), em sondagens realizadas para o Aterro Experimental I, obteve valores de SPT geralmente nulos ao longo de toda a espessura deste depósito.

Segundo ANTUNES (1978), o material argiloso foi formado a partir de sedimentos flúvio-marinhos oriundos do Quaternário (6000 a 10000 anos), sendo considerados recentes do ponto de vista geológico. Apresenta cor cinza devido à matéria orgânica presente (4.1 a 6.4%) e ao ambiente de redução, podendo por vezes ser preta. A caulinita é o argilo mineral predominante, possuindo ainda a illita e a montmorilonita.

Abaixo é apresentado um resumo das propriedades geotécnicas da argila na região da área experimental do Sarapuí:

#### a) Índices Físicos:

Resultados de ensaios de limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e umidade natural (w) estão apresentados, em função da profundidade z, na figura II.2a (ORTIGÃO, 1980). Esses resultados apresentam índice de plasticidade médio (IP) entre 80 e 90% e valores de limite de liquidez pouco inferiores à umidade, evidenciando índice de liquidez (IL) superior à mesma. Segundo ORTIGÃO (1980), tal fato é geralmente característico de argilas muito sensíveis, o que não acontece na argila em estudo, apresentando valores baixos de sensibilidade, da ordem de 4 (ORTIGÃO e COLLET, 1986).

Resultados de ensaios para determinação da densidade dos grãos (G), de acordo com COSTA FILHO e outros (1985), apresentam valor médio de 2.61. No caso do peso específico total ( $\gamma_t$ ), pode-se considerar o valor médio de 13.2 kN/m<sup>3</sup> para toda a profundidade (ORTIGÃO, 1980).

Segundo resultados de COSTA FILHO e outros (1985), o valor da porcentagem de partículas com diâmetro menor que 0.002mm (quantidade de finos) é da ordem de 59% .

#### b) História de tensões do depósito:

Os resultados dos ensaios oedométricos, realizados por ORTIGÃO (1980) para determinação da história de tensões do referido depósito, estão representados em função da profundidade, através das tensões efetivas "in situ" ( $\sigma'_{vo}$ ) e da tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), na figura II.2b. Pelo exame desta, fica evidente a ocorrência de um sobreadensamento ao longo de toda a camada de argila, sendo este máximo numa "crosta" superior da mesma. Valores de OCR ( $\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$ ) são da ordem de 3 na profundidade de 2m e tendem a diminuir com o aumento da profundidade, atingindo valores aproximados de 1.5 junto ao fim da camada.

A origem do sobreadensamento do depósito está associada às oscilações do nível d'água, ao intemperismo da camada superficial e ao efeito de envelhecimento ("aging"), sendo os dois primeiros mais importantes para a crosta superficial e o último para camada como um todo (ALMEIDA, 1982).

## c) Parâmetros de adensamento:

Os valores de coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) e vertical ( $c_v$ ) em função da tensão efetiva ( $\sigma'_v$ ), obtidos em ensaios com drenagem radial externa e vertical respectivamente, realizados por COUTINHO (1976) para amostras obtidas entre 5.5 a 7.0m de profundidade, estão apresentados na figura II.3.

Para o caso do módulo de compressibilidade volumétrica  $m_v$ , a média dos valores máximos da curva de  $m_v \times \sigma'_v$  para os mesmos ensaios citados acima (COUTINHO, 1976), correspondente à tensão de sobreadensamento, é da ordem de  $4.5 \times 10^{-08} \text{ m}^2/\text{kN}$ .

## d) Resistência não drenada:

Os resultados de resistência não drenada ( $S_u$ ) obtidos de ensaios palheta de campo, utilizando equipamento dotado de palheta e haste protegidas (para não medição do atrito haste-solo), estão apresentados na figura II.2.c (ORTIGÃO e COLLET, 1986). É interessante notar que a espessura da crosta superior da argila, a qual apresenta uma maior resistência, foi estimada em 3.5m. COLLET (1978), em ensaios com equipamento mais rudimentar, obteve indicação de uma espessura de 2.5m para a mesma. Assim tem-se:

$$* z \leq 3.5 \rightarrow S_u = 8.3 \text{ kPa}$$

$$* z > 3.5 \rightarrow S_u = 3.0 + 1.48 z \text{ kPa}$$

### e) Parâmetros de resistência:

Os parâmetros efetivos de resistência ( $c'$  e  $\theta'$ ) obtidos de ensaios triaxiais, tanto para amostras normalmente adensadas quanto para as sobreadensadas, apresentam os valores de  $c' = 0$  e  $\theta' = 25^\circ$  (ORTIGÃO, 1980).

Na realidade, no caso de amostras sobreadensadas, o valor de  $c'$  não é igual a zero. Porém, mesmo para valores altos de OCR (alcançado pela parte superior da crosta), este é praticamente desprezível em termos práticos, podendo ser adotado como nulo (ORTIGÃO, 1980). Já GERSCOVICH e outros (1986), em estudo das propriedades geotécnicas da crosta superior do referido depósito, encontraram valores de  $c' = 1.5 \text{ kPa}$  e  $\theta' = 30^\circ$ .

## II.3 - PROJETO E HISTÓRICO DO ATERRO EXPERIMENTAL II

O Aterro Experimental II foi projetado com as dimensões de 315m de comprimento por 35m de largura. No sentido do seu eixo longitudinal, o aterro foi dividido em sete seções seqüenciais (A até G), cada uma apresentando características próprias, como mostram a tabela II.1 e a figura II.4.

### II.3.1 - TIPOS DE DRENOS UTILIZADOS:

O processo construtivo dos drenos executados no aterro varia em função do tipo de equipamento utilizado, tempo de execução e do material empregado. Abaixo é apresentado uma descrição sumária desses drenos, bem como

Tab. II.1 - Características dos Elementos Drenantes de cada Seção do Aterro Experimental II (APUD COLLET, 1983 ; TERRA, 1988).

Seção	Tipo de Colchão Drenante	Espessura do Colchão (m)	Tipo de Dreno	Diâmetro Efetivo do Dreno de Areia ou Diâmetro Equivalente do Dreno Pré-Fabricado (m)	Espaçamento entre Drenos (m)	Tipo de Malha	Número de Drenos
A	Manta Geotextil (Bidim OP-60)	$4,5 \times 10^{-3}$	—	—	—	—	—
B	Areia	0,41	Areia Ponta-Fechada	0,40	2,50	Quadrada	216
C	Areia	0,32	Areia Ponta-Aberta	0,40	2,50	Quadrada	168
D	Areia	0,31	Areia Jato D'água	0,40	2,50	Quadrada	168
E	Areia	0,43	Pré-Fabricado Fibro-Químico	$5,0 \times 10^{-2}$	1,70	Quadrada	320
F	Areia	0,39	Pré-Fabricado Geotextil (Bidim OP-60)	$10,0 \times 10^{-2}$	2,00	Quadrada	322
G	Areia	0,34	—	—	—	—	—

dos seus processos construtivos:

a) Dreno de Areia Tipo Ponta Fechada:

É reconhecido como o tipo de dreno capaz de produzir o maior amolgamento ao solo argiloso durante sua execução. O equipamento empregado é o mesmo utilizado para a execução de estacas tipo "Franki Standard". O processo consiste na cravação de um tubo de revestimento por intermédio da atuação de um pilão sobre uma bucha de areia colocada no fundo deste revestimento. Fazendo-se uso do atrito desenvolvido entre o tampão (bucha) e o revestimento, o mesmo desce até a profundidade desejada, onde se processa a expulsão do tampão. Além da função na cravação do tubo de revestimento, o tampão também garante sua estanqueidade. Por fim, processa-se o enchimento do furo com areia com concomitante retirada do tubo de revestimento.

b) Dreno de Areia Tipo Ponta Aberta:

Para execução deste tipo de dreno emprega-se o mesmo equipamento utilizado na confecção do dreno tipo ponta fechada, com a substituição do pilão por uma peça vazada denominada "piteira". Na execução do dreno, a piteira, além da função de cravação do tubo de revestimento, propicia a retirada do material argiloso do seu interior com auxílio de circulação d'água. Ao se alcançar a profundidade desejada, procede-se ao enchimento do furo com areia com a simultânea retirada do tubo de revestimento. Segundo COLLET (1983), cuidados devem ser tomados na execução de tais

drenos, principalmente na operação de descida do revestimento, quando um eventual "embuchamento" do material no interior do tubo pode provocar amolgamento semelhante ao processo de Ponta Fechada.

c) Dreno de Areia Tipo Jateado:

Segundo MCGOWN e HUGHES (1981), os drenos de areia executados pelo processo de jateamento podem muitas das vezes apresentar um diâmetro maior do que o previsto inicialmente, resultando num desempenho melhor ao teoricamente previsto. Além disso, são considerados na literatura internacional como o tipo de dreno que causa menor amolgamento ao solo. O equipamento consiste de um tubo de aço, acoplado a um guindaste, tendo em sua extremidade inferior um dispositivo para jateamento sob pressão ligado a um mangote d'água. A sua execução, um pouco mais complexa, é resumível nas seguintes etapas:

- 1) Posicionamento e cravação de um revestimento inicial (tubo guia);
- 2) Abertura do furo mediante o jateamento de água sob pressão e seguidos movimentos ascendentes e descendentes do equipamento de perfuração;
- 3) Perfuração pelo procedimento acima até a profundidade desejada. Retirada do equipamento de perfuração;
- 4) Adaptação de um funil na parte superior do tubo guia. A areia é depositada neste funil e introduzida dentro do furo com auxílio de jateamento d'água;
- 5) Após enchimento total do furo, retirada do tubo guia de revestimento inicial.

#### d) Drenos Pré-fabricados:

São geralmente instalados por máquinas próprias dependendo das suas características e do seu fabricante. Por apresentarem pequenas dimensões, a execução deste tipo de dreno (vibração ou penetração estática) causa menor amolgamento ao solo do que aquela relativa aos drenos de areia, além de ser geralmente mais simples e rápida. Porém, como são constituídos de matérias primas atualmente em estudo, sua durabilidade a longo prazo ainda é motivo de dúvida. É sabido que, dependendo do tipo de solo em que for executado, este tipo de dreno é mais suscetível ao ataque por agentes químicos e biológicos (HOLTZ e outros, 1987).

Atualmente (HOLTZ e CRISTOPHER, 1987), é possível se especificar requisitos de filtração e de capacidade de descarga que um determinado dreno pré-fabricado deve obedecer para uma determinada aplicação e, em países desenvolvidos, encontrar este tipo de dreno dentre uma grande variedade de drenos disponíveis. No caso do Aterro Experimental II, foram estudados os drenos pré-fabricados fibro-químicos, fabricados e executados pela empresa Aoki Morumbi e os de geotêxtil, fabricados pelo grupo Rhodia.

Os drenos sintéticos fibro-químicos são fabricados em formato de fita, apresentando largura de 100mm e espessura de 2.8mm, sendo constituídos de um núcleo de polietileno e filtro de fibra sintética também da mesma matéria prima. Sua execução é feita através de uma máquina para cravação estática, onde o dreno é fixado na parte inferior de uma haste, a qual é penetrada até a profundidade desejada.



Os drenos sintéticos de geotêxtil são constituídos de uma fita de BIDIM OP-60 com 210mm de largura e 4.5mm de espessura, não apresentando filtro. São executados por cravação dinâmica através de um mandril (onde o dreno é fixado), com um vibrador acoplado, estando o conjunto manipulado por guindaste. Maiores detalhes sobre os processos de execução de drenos acima descritos podem ser encontrados em COLLET (1983) e CORTES e ADEODATO (1978).

Na teoria de drenos verticais apresentada por BARRON (1948) é admitido que o dreno é um cilindro de diâmetro  $d_v$ . No caso de drenos pré-fabricados, tal não acontece e dessa forma tem-se que encontrar o valor de  $d_v$  que produza o mesmo efeito do dreno pré-fabricado em questão. Sobre este respeito, KJELMAN (1948a) diz que a eficiência de um dreno depende, em grande parte, do seu perímetro e muito pouco da sua seção transversal. Assim, HANSBO (1979) sugere que para um dreno pré-fabricado o diâmetro equivalente  $d_v$  seja obtido pela expressão abaixo:

$$d_v = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (II.1)$$

onde:

a e b = largura e espessura de um dreno pré-fabricado respectivamente.

Esta hipótese foi verificada por HANSBO (1979) através de uma análise de elementos finitos, obtendo-se resultados satisfatórios.

No presente trabalho, seguindo critério anteriormente adotado por TERRA (1988) e COLLET (1983, 1985), baseados em recomendação do fabricante do dreno

fibro-químico AOKI-MORUMBI, aplicou-se um coeficiente de forma  $\alpha$  igual a 0.75. Dessa forma, a equação II.1 é expressa como:

$$d_v = \frac{2\alpha (a + b)}{\pi} \quad (\text{II.2})$$

O mesmo critério foi adotado para os drenos de geotêxtil.

### II.3.2 - HISTÓRIA DE CARREGAMENTO:

A Construção do Aterro Experimental II teve início no dia 21 de novembro de 1980 pela seção A. A partir desta data a construção compreendeu o seguinte esquema:

#### \* 1<sup>a</sup> FASE DE CONSTRUÇÃO:

1<sup>a</sup> etapa de carregamento: nesta etapa se deu a construção do colchão de areia (seções B a G), de peso específico médio de  $20.20 \text{ kN/m}^3$ , com espessura média de 0.40m e da colocação da manta de geotêxtil (seção A). Em seguida, o aterro é elevado a altura aproximada de 1.0m, utilizando material tipo areia siltosa de peso específico médio de  $19.7 \text{ kN/m}^3$ .

2<sup>a</sup> etapa de carregamento: deposição do material de aterro, areia siltosa de peso específico médio de  $19.5 \text{ kN/m}^3$ , até a altura aproximada de 2.00m.

## \* 2ª FASE DE CONSTRUÇÃO:

3ª etapa de carregamento: deposição de material de aterro, areia siltosa de peso específico médio de 15.8 kN/m<sup>3</sup>, até a altura aproximada de 3.5m.

Segundo COLLET (1983), a intenção inicial era de se elevar de uma só vez o aterro até a altura inicial de 2.5m. Como tal não foi possível, acontecendo um tempo de paralisação superior a 200 dias, considerou-se a 1ª fase de construção como dividida em 1ª e 2ª etapas, totalizando uma altura de aterro de 2.0m.

As figuras II.5 a II.7 mostram a variação da altura do aterro com o tempo t para todas as seções e a figura II.8 apresenta a seção transversal projetada do aterro Experimental II. No presente trabalho considerou-se como tempo de início de construção aquele correspondente ao início do carregamento, sendo este diferente para cada seção.

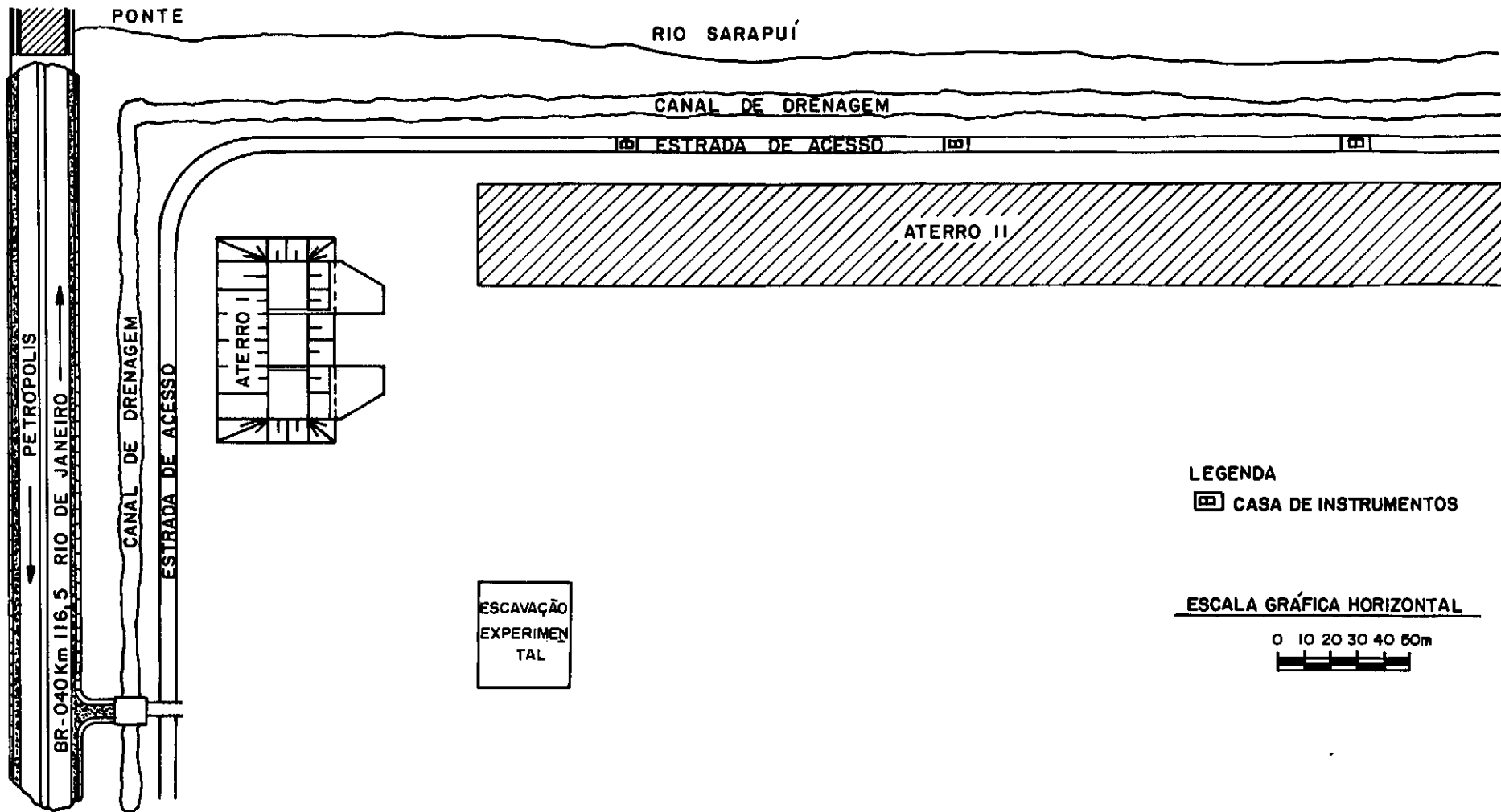
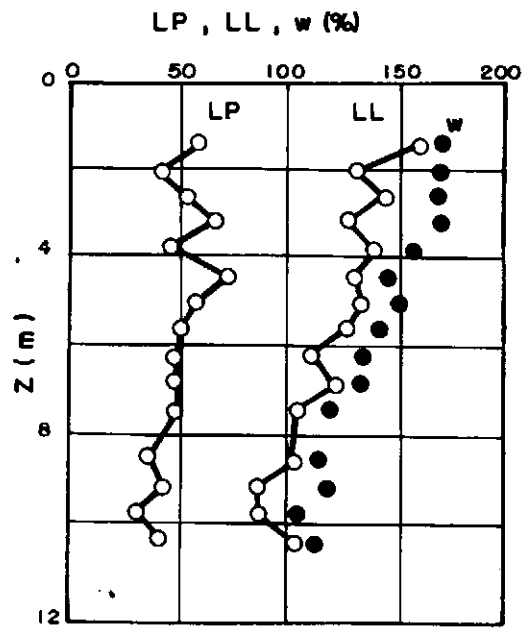
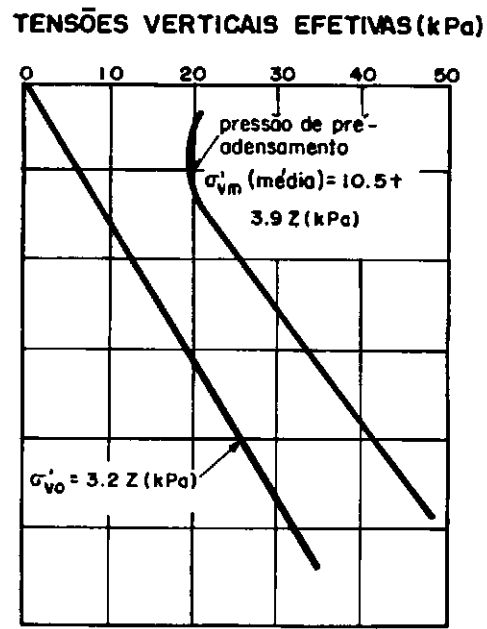


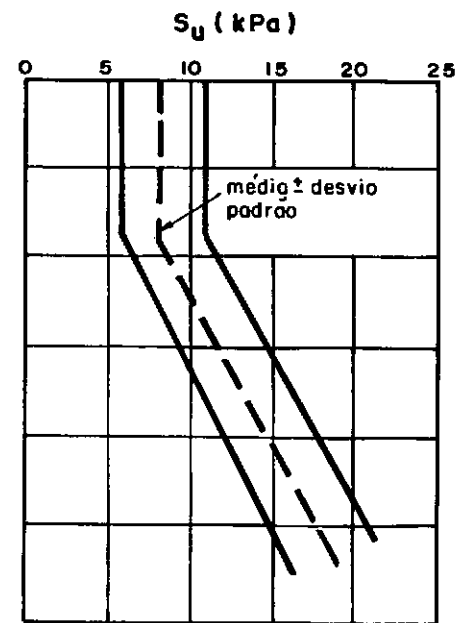
Fig. II - 1 - Localização do Aterro Experimental II



( a )

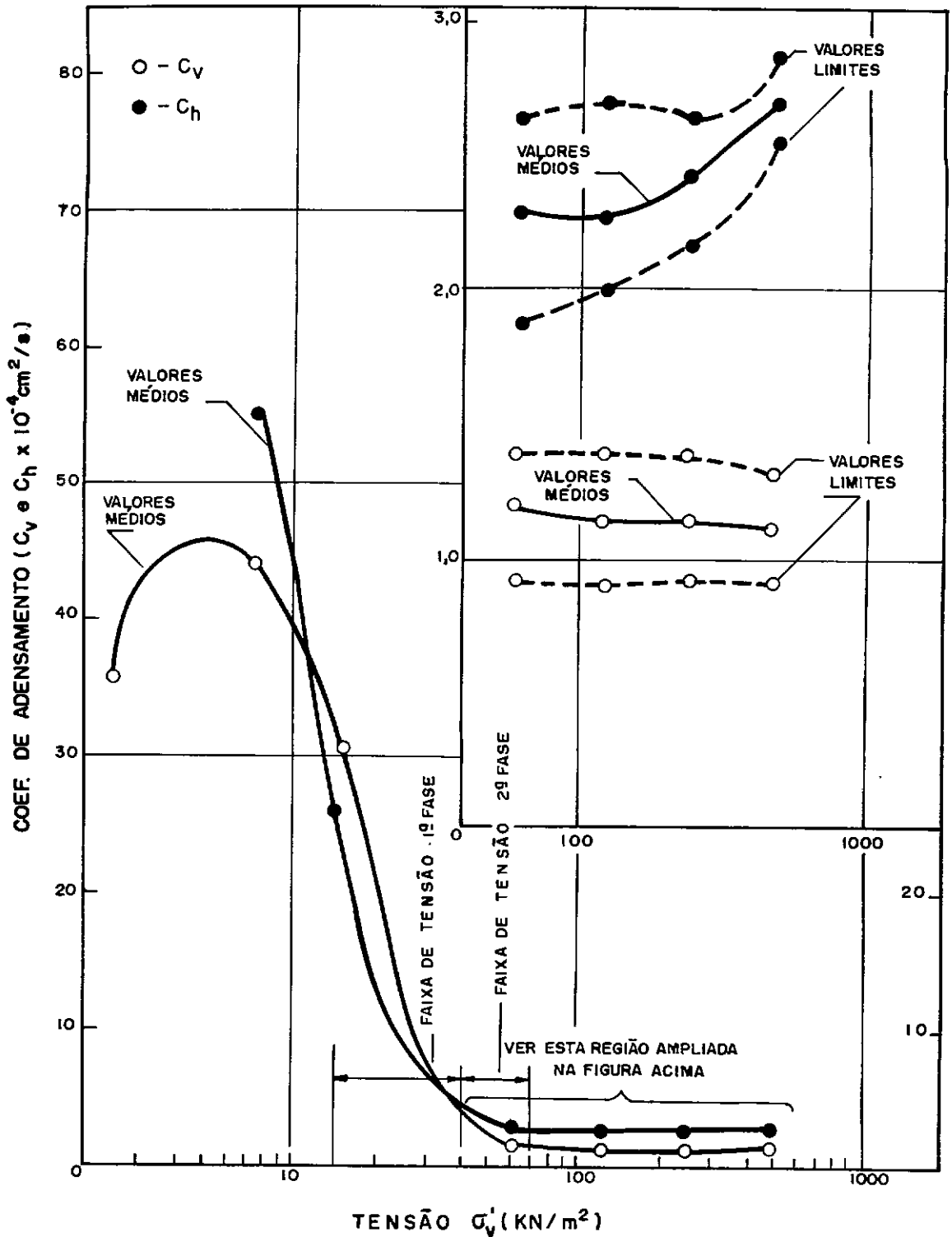


( b )

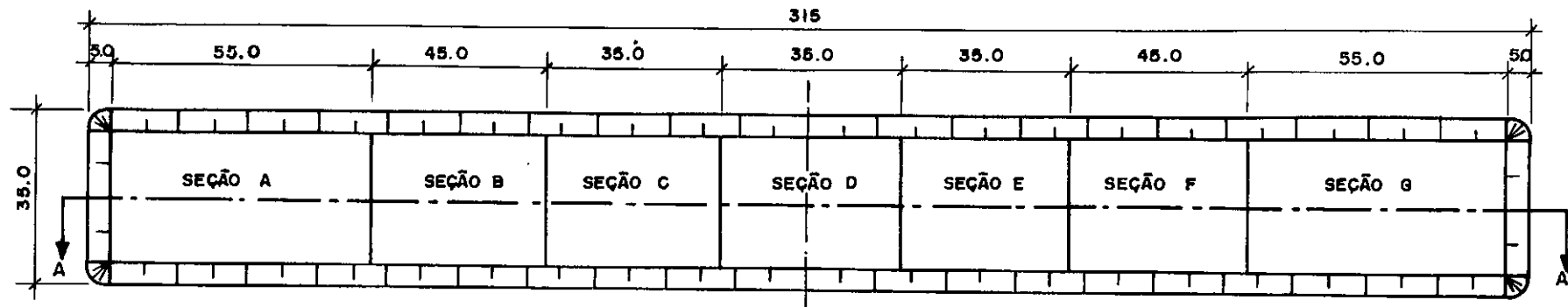


( c )

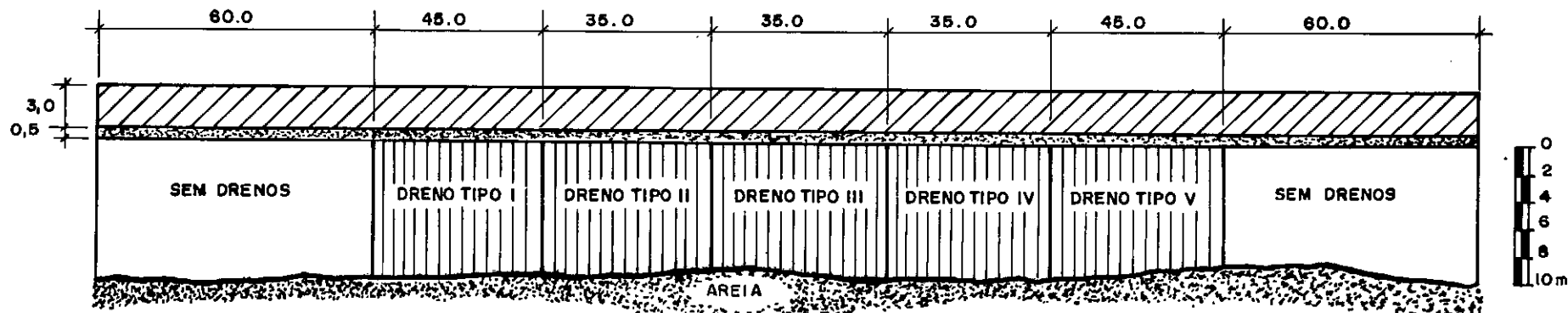
Fig. 11 - 2 - Propriedades Geotécnicas da Argila do Rio de Janeiro (APUD ORTIGÃO, 1980; ORTIGÃO e COLLET, 1986).



**Fig.11-3 - Variação de  $c_v$  e  $c_h$  com a Tensão efetiva  $\sigma'_v$ .  
Valores determinados em laboratório (APUD  
COUTINHO, 1976)  
Faixas de valores de campo.**



PLANTA BAIXA



CORTE AA



TIPO DE DRENO	DENOMINAÇÃO
I	AREIA PONTA FECHADA
II	AREIA PONTA ABERTA
III	AREIA JATO D'ÁGUA
IV	FIBRO-QUÍMICO
V	GEOTEXIL (BIDIM) OP60

Fig. 11 - 4 \_ Planta e corte longitudinal projetados para o Aterro Experimental II (APUD COLLET, 1983).

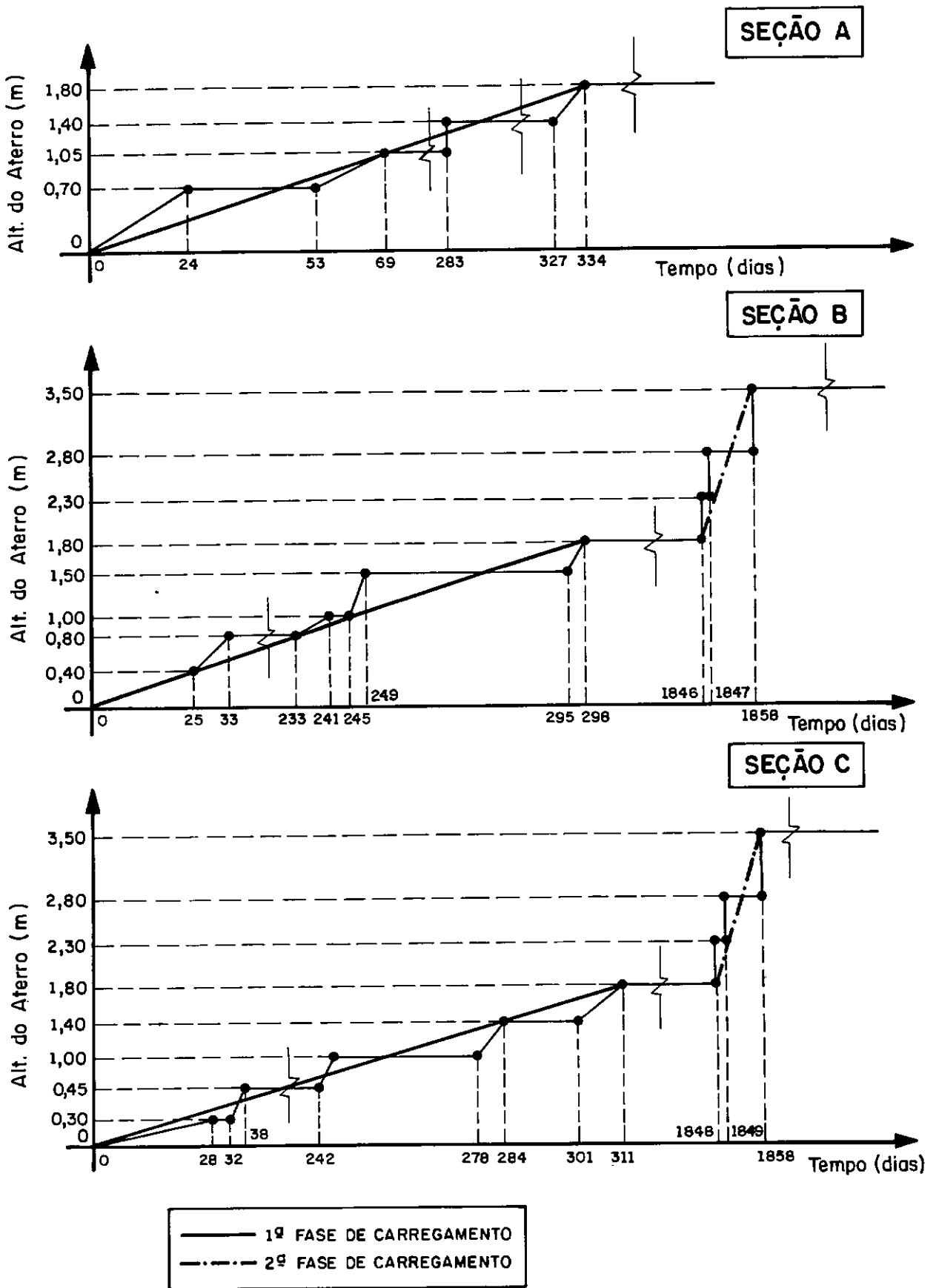


Fig. II.5 - Variação de altura do Aterro Experimental II em função do tempo



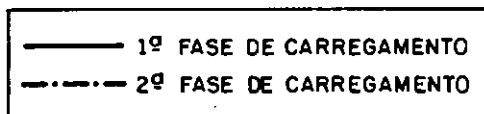
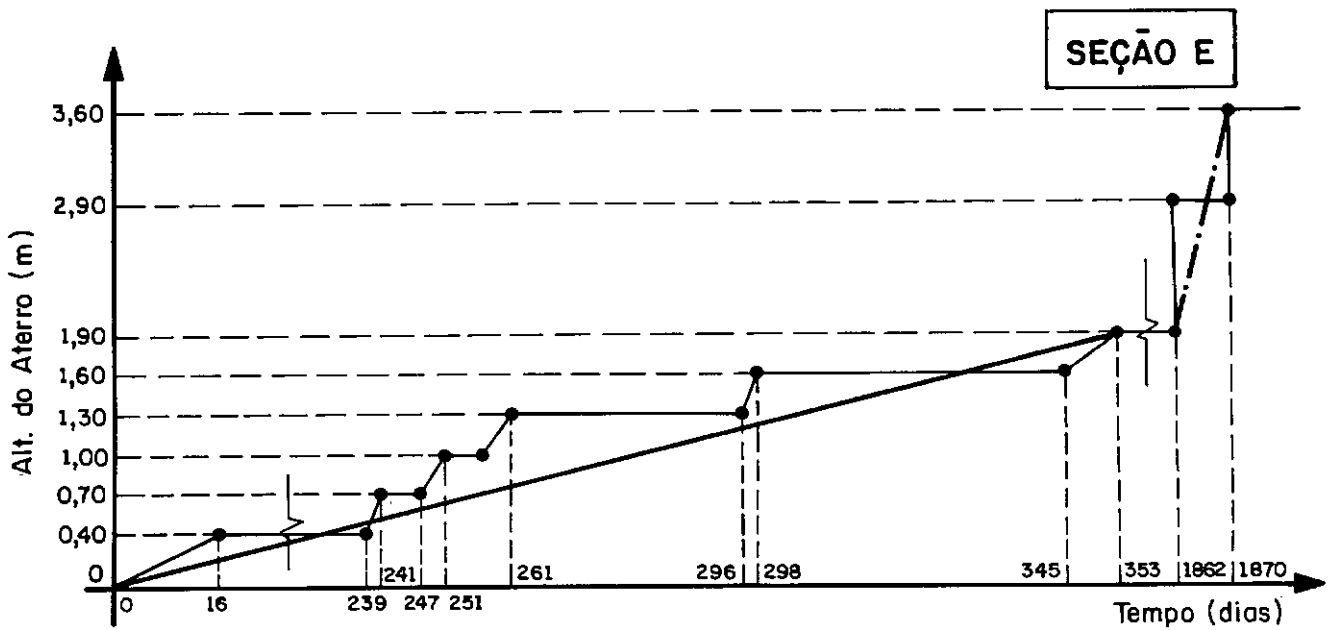
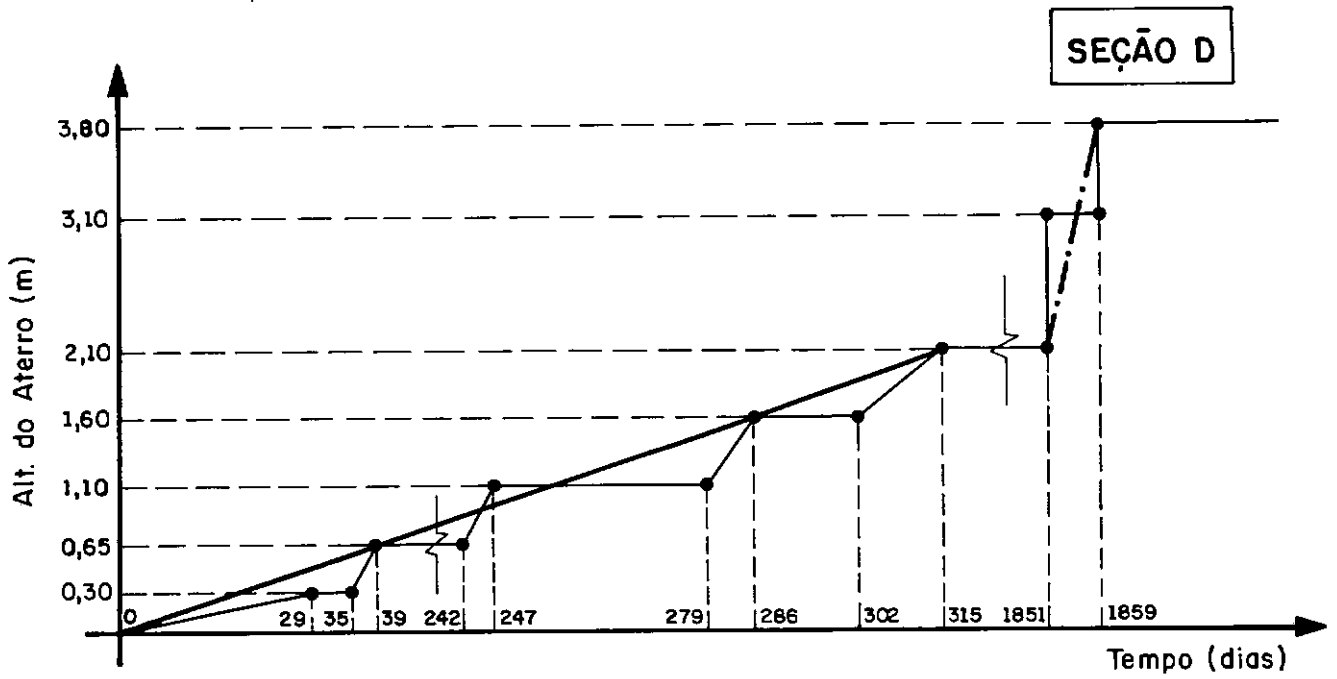


Fig. II.6 - Variação de altura do Aterro Experimental II em função do tempo

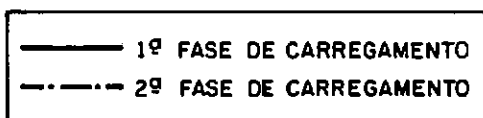
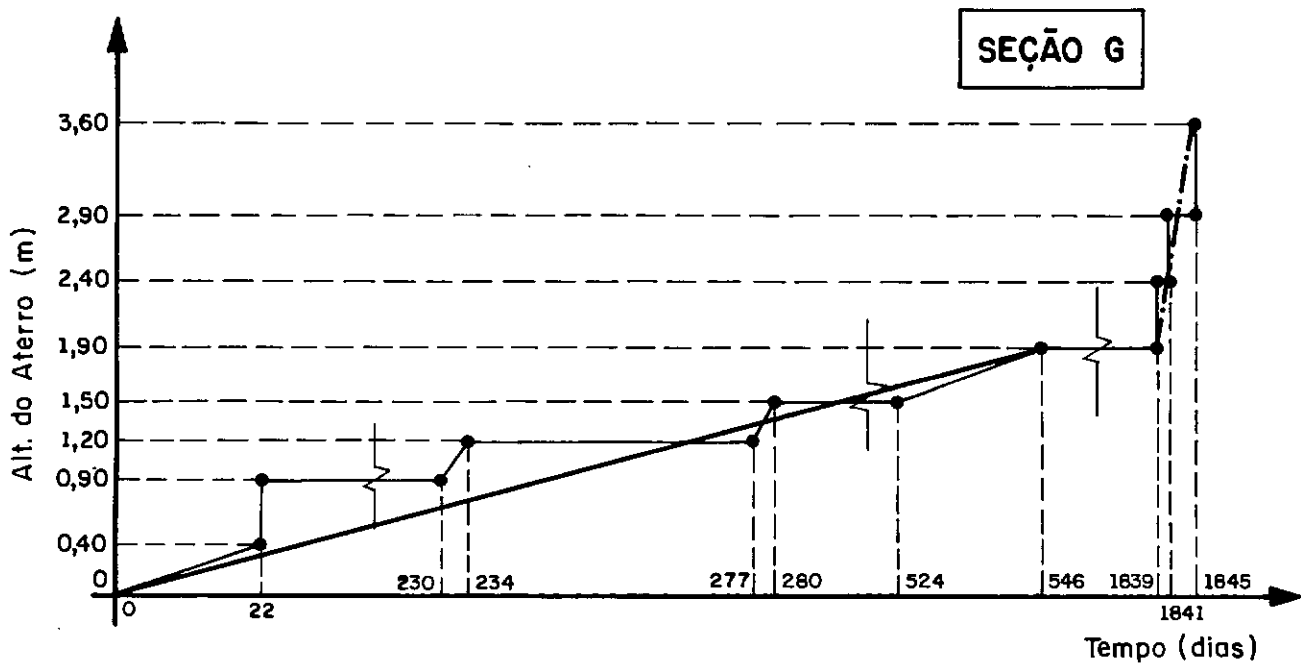
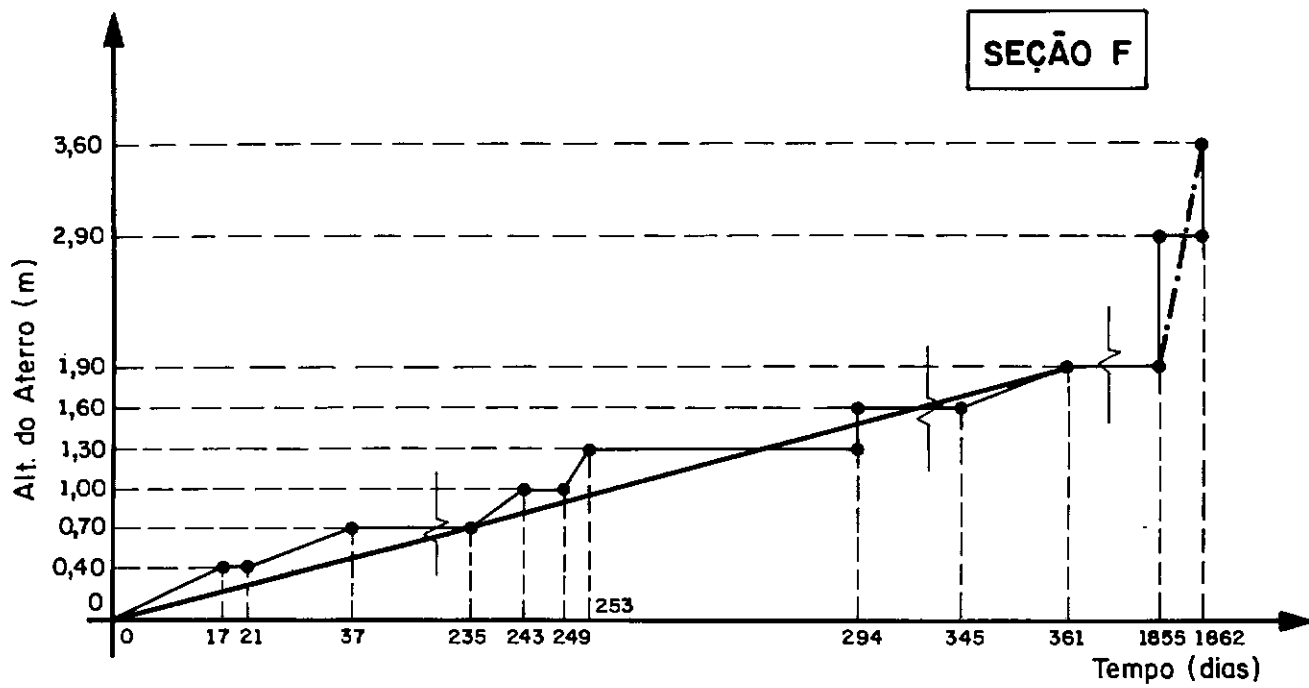
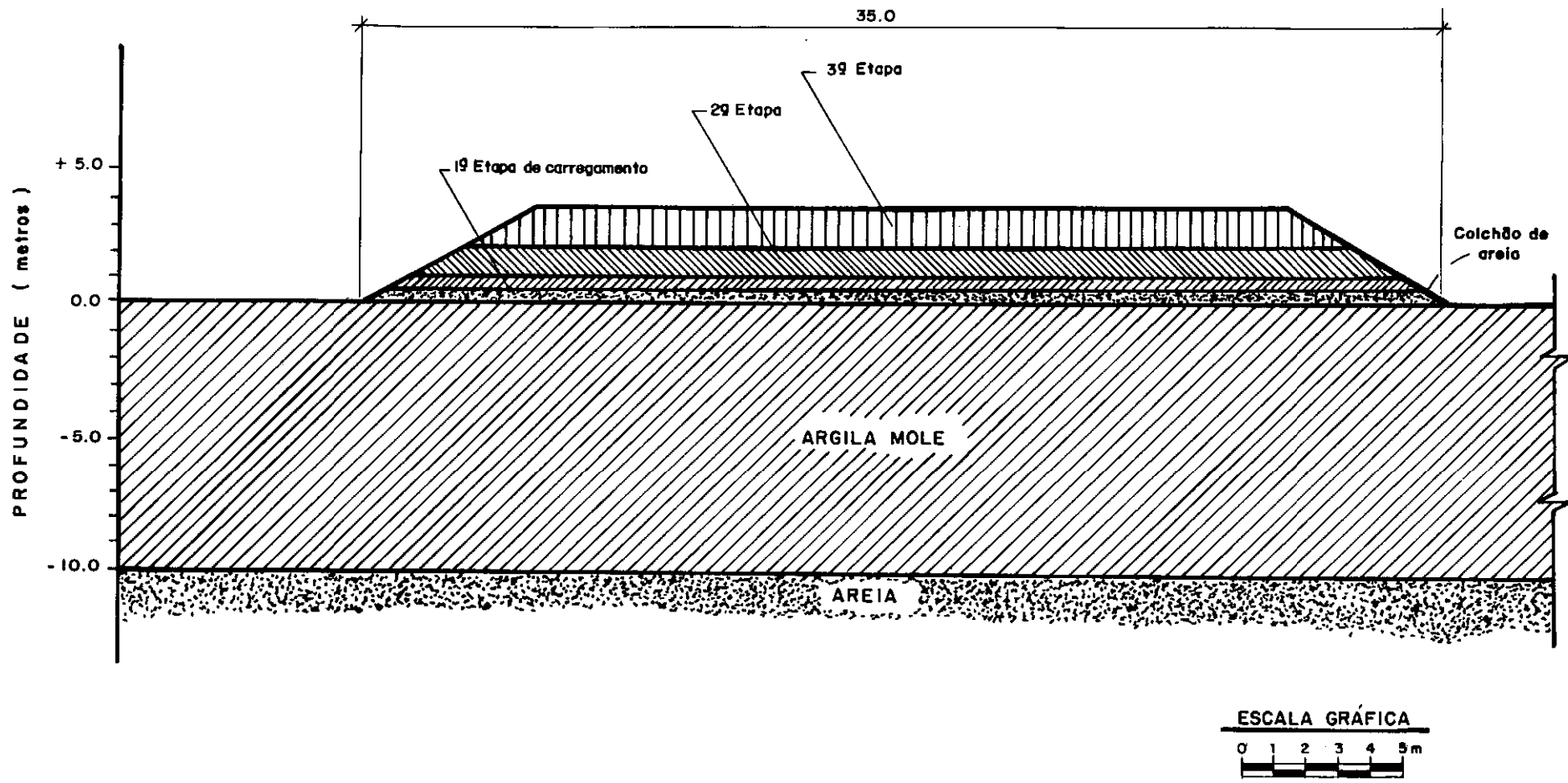


Fig. II.7 - Variação de altura do Aterro Experimental II em função do tempo



**Fig. II-8 - Seção Transversal Projetada do Aterro Experimenta II (APUD COLLET, 1983, TERRA, 1988).**

### CAPÍTULO III

#### APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DE EXCESSO DE PORO PRESSÃO

##### III.1 - INTRODUÇÃO

Em linhas gerais, o objetivo do Aterro Experimental II era o de promover um estudo detalhado sobre a eficiência da utilização dos diversos tipos de elementos drenantes, entre os mais empregados no Brasil, como técnica de construção de aterros sobre solos moles. Nesse contexto, valendo-se da experiência adquirida com o Aterro Experimental I, foi elaborado um projeto de instrumentação que tinha como objetivo proceder às seguintes medições (COLLET, 1983):

- a) Recalques superficiais e em profundidade devido ao adensamento da camada argilosa;
- b) Deslocamentos horizontais na base do aterro e ao longo da profundidade interior da camada de argila mole;
- c) Poro pressões em pontos do interior da camada de argila e em suas camadas drenantes.

Para obtenção dos dados referidos no item "a", foram instaladas placas de recalque superficial ao longo dos eixos transversais de cada seção, bem como extensômetros magnéticos verticais em alguns pontos destas mesmas seções. Análises referentes aos primeiros, para placas situadas no centro de cada seção, foram realizadas por TERRA (1988), estando a análise das demais placas atualmente em fase de elaboração. Para a análise dos extensômetros magnéticos verticais, no caso específico daqueles situados no eixo da

seção transversal, um trabalho inicial já foi realizado por ALMEIDA e outros (1990).

As medições referentes ao item "b" foram efetuadas por inclinômetros e extensômetros magnéticos horizontais. Entretanto, somente os primeiros encontram-se parcialmente analisados em ALMEIDA e outros (1990).

O objetivo deste capítulo, em consonância com o item "c" acima, é o da apresentação dos resultados de observação dos excessos de poro pressão em piezômetros Casagrande e hidráulicos, como também o de realizar uma análise qualitativa dessas observações em função dos tipos de drenos utilizados. Será também feita uma análise da variação do nível d'água ao longo de cada seção do aterro e apresentadas descrições sumárias sobre os piezômetros empregados, incluindo nesta, procedimentos de leitura e de cálculo realizados.

### III.2 - INFORMAÇÕES GERAIS NECESSÁRIAS PARA A ANÁLISE

O projeto inicial do Aterro Experimental II era o de alcançar a geometria em planta mostrada na figura II.4 e de ter sido elevado a uma altura inicial de 2.50m de aterro (COLLET, 1983). A escolha desta altura de projeto foi baseada em estudos anteriores do Aterro Experimental I, o qual teve seu processo de ruptura iniciado com 2.80m. No entanto, devido a problemas diversos (falta de recursos, seguidas desmobilizações das equipes de trabalho, etc), sua geometria em planta foi modificada estando mostrada na figura III.1. Com relação ao carregamento, como comentado no capítulo II, este foi dividido em três etapas,

compreendendo as duas primeiras à primeira fase e a última à segunda fase.

Na primeira fase, iniciada em fins de 1980, o carregamento deu-se por etapas e grande parte desses resultados foram apresentados em COLLET (1985). A análise desses resultados torna-se difícil justamente pelo fato do carregamento não ter sido instantâneo. Já a segunda fase, realizada no início de 1986, o carregamento foi praticamente instantâneo. Os resultados a serem apresentados a seguir restringem-se apenas a esta fase. Como a seção "A" do aterro não foi submetida à segunda fase de carregamento, os dados dessa seção não serão apresentados. Na tabela III.1 é feito um resumo dos principais dados relativos ao Aterro Experimental II, separados por seção e etapas de carregamento.

Com relação à instrumentação, as figuras III.2 a III.5 apresentam croquis típicos de localização em planta e em profundidade para as seções B a G. Cabe ressaltar que a profundidade dos vários piezômetros que se encontravam em funcionamento foi corrigida, sendo estas relativas ao dia de início da segunda fase de carregamento para cada seção. Estas figuras também incorporam os novos piezômetros hidráulicos instalados para esta fase, visto que grande parte destes piezômetros instalados inicialmente apresentaram problemas durante a primeira fase.

Por fim, algumas considerações gerais adotadas devem ser destacadas, a saber:

a) Desenvolvimento do processo de adensamento com dupla drenagem. O colchão de areia caracteriza a face drenante superior e a camada arenosa subjacente, a face drenante

Tab. III.1 - Tabela Resumo dos Principais Dados Relativos ao Aterro Experimental II.  
(APUD TERRA, 1988)

SEÇÃO	ESPESURA DA CAMADA DE ARGILA H (m)	PESO ESPECÍFICO TOTAL DA ARGILA (kN/m <sup>3</sup> )	1ª FASE DE CARREGAMENTO						2ª FASE DE CARREGAMENTO										
			1ª ETAPA DE CARREGAMENTO			2ª ETAPA DE CARREGAMENTO			3ª ETAPA DE CARREGAMENTO										
			DATA DO INÍCIO DA CONSTRUÇÃO	DATA DO FINAL DA CONSTRUÇÃO	TEMPO DE CONSTRUÇÃO (DIAS)	PESO ESPECÍFICO TOTAL DO ATERRO [1] (kN/m <sup>3</sup> )	ALTURA ACUMULADA DO ATERRO (m)	DATA DO INÍCIO DA CONSTRUÇÃO	DATA DO FINAL DA CONSTRUÇÃO	TEMPO DE CONSTRUÇÃO (DIAS)	ESPESURA DA CAMADA DE ARGILA H (m)	PESO ESPECÍFICO TOTAL DO ATERRO (kN/m <sup>3</sup> )	ALTURA ACUMULADA DO ATERRO (m)	DATA DO INÍCIO DA CONSTRUÇÃO	DATA DO FINAL DA CONSTRUÇÃO	TEMPO DE CONSTRUÇÃO (DIAS)	ESPESURA DA CAMADA DE ARGILA H (m) [3]	PESO ESPECÍFICO TOTAL DO ATERRO (kN/m <sup>3</sup> )	ALTURA ACUMULADA DO ATERRO (m)
A	10,50	13,08	20/11/80	28/01/81	69	19,30	1,05	30/08/81	20/10/81	51	10,30	19,30	1,80	- [2]	-	-	-	-	-
B	10,50	13,08	26/12/80	28/01/81	33	19,80	0,80	16/08/81	20/10/81	65	10,32	19,40	1,80	15/01/86	27/01/86	12	9,50	15,50	3,50
C	10,50	13,08	23/12/80	30/01/81	38	19,70	0,65	22/08/81	30/10/81	69	10,31	19,50	1,80	14/01/86	24/01/86	10	9,42	15,80	3,50
D	10,50	13,08	22/12/80	30/01/81	39	19,70	0,65	21/08/81	02/11/81	73	10,27	19,50	2,10	16/01/86	24/01/86	08	9,10	18,00	3,80
E	10,20	13,08	12/12/80	28/12/80	16	20,20	0,40	08/08/81	30/11/81	114	10,15	19,50	1,90	17/01/86	25/01/86	08	9,18	14,80	3,60
F	10,00	13,08	20/12/80	26/01/81	37	19,80	0,70	12/08/81	16/12/81	126	9,91	19,40	1,90	18/01/86	25/01/86	07	8,90	16,20	3,60
G	10,00	13,08	08/01/81	30/01/81	22	19,50	0,90	26/08/81	07/07/82	316	9,89	19,50	1,90	21/01/86	27/01/86	06	9,15	16,80	3,60

[1] O peso específico total do aterro para a primeira etapa de carregamento é o médio ponderado entre o peso específico total do material do colchão de areia e o peso específico total do material da jazida.

[2] A seção A foi construída somente até 1,80 não tendo, portanto, a 3ª etapa de carregamento ou 2ª fase de carregamento.

[3] As espessuras de camada são p/ centros das seções antes do início do carregamento.

inferior;

b) Antes do começo da segunda fase ainda existiam excessos de poro pressões residuais remanescentes dos carregamentos anteriores. Estas pressões variaram aproximadamente entre 2 (seção D) e 9 kPa (seção G) e também foram incorporados nos gráficos de  $u \times t$  apresentados pelo autor

### III.3 - RECURSOS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

Para a análise da grande quantidade de leituras proveniente da instrumentação do Aterro Experimental II, havia a necessidade de criar um programa computacional que reunisse duas características essenciais: facilidade de manuseio e amplos recursos de arquivamento. Além disso, para garantir a clareza e a qualidade da apresentação dos resultados, fazia-se necessário elaborar saídas gráficas via traçador gráfico ou impressora, assim como permitir a confecção de tabelas. Levando em conta tais exigências, foi criado o programa Sarapuí, cujo corpo principal é composto de três partes: entrada de dados, impressão de dados e análise gráfica.

A idéia inicial era de se atribuir ao programa um caráter geral, concentrando em uma única estrutura as funções de gerenciamento, arquivo, análise e apresentação de dados de todos os equipamentos que compõem a instrumentação do Aterro. Contudo, as limitações de linguagem existentes à época e a descontinuidade de investimentos de recursos na pesquisa, obrigaram a elaboração de programas paralelos destinados a resolver



problemas específicos que surgiram no decorrer do estudo de determinados instrumentos. No caso das medições de excessos de poro pressão oriundas de piezômetros de Casagrande, foi criado o programa "Bighouse".

O programa "Bighouse" trabalha interligado com o programa Sarapuí, calculando os excessos de poro pressões através de dados topográficos e de nível d'água. Estes dados são acessados através de arquivos previamente criados pelo próprio programa Sarapuí.

A sequência de operação para o cálculo dos excessos de poro pressão é a seguinte:

- a) Os dados de entrada são os mesmos que o usuário introduz no programa Sarapuí;
- b) Todos os cálculos de excessos de poro pressão, levando em conta os dados topográficos e os diversos níveis d'água medidos, são efetuados pelo programa "Bighouse", o qual acessa arquivos desses dados criados no programa Sarapuí no passo anterior;
- c) Estando estas pressões calculadas em arquivos próprios, por seção e por instrumento, o traçado das curvas é feito com pacote gráfico específico.

Infelizmente, o programa Sarapuí somente conseguiu atingir o seu objetivo para o caso das placas de recalque. Para a análise de outros dados de instrumentação, programas paralelos têm sido criados com o objetivo de complementar o programa Sarapuí. Para o desenvolvimento de trabalhos futuros com o banco de dados do Aterro Experimental II, seria importante a unificação de todos os programas que vêm sendo utilizados, de forma a assegurar um funcionamento unificado, organizado e rápido das várias etapas de análise

de resultados. Nesse contexto, é necessário um retorno à concepção original do programa Sarapuí, de forma a garantir uniformidade, eficiência e continuidade no tratamento dos dados do Aterro Experimental II.

### III.4 - MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

Quatro medidores de N.A. foram instalados em cada seção conforme indicado na figura III.6. As variações das cotas de nível d'água com o tempo dos medidores de nível d'água N.A.1, N.A.2, N.A.3 e N.A.4 estão apresentados, agrupados por seção, nas figuras III.7 a III.12. Entretanto, devido a paralisação no funcionamento de alguns medidores durante a fase anterior, somente as seções B e F apresentam medições dos quatro aparelhos. Estes medidores constituíram de um tubo de PVC de 3/4", perfurado na sua parte inferior, estando sua ponta instalada 1m no interior da camada arenosa inferior.

São as seguintes as observações que podem ser obtidas a cerca desses gráficos:

- a) Todos os gráficos apresentam duas elevações do nível d'água próximo ao aterro: a primeira logo após o início da aplicação da segunda fase de carregamento, devido a uma influência deste evento, e a segunda aparentemente resultante de um aumento regional do nível d'água;
- b) As medidas do N.A.2, localizado sob o aterro, são em todas as seções superiores às dos medidores N.A.1, N.A.3 e N.A.4 localizados fora do aterro. Os valores mais altos observados para o N.A.2 refletem a influência que o mesmo recebe dos excessos de poro pressão

desenvolvidos na camada de argila sob o aterro. Esses valores excedem aos restantes (N.A.1, N.A.3 e N.A.4) em torno de 700mm de água para períodos próximos ao carregamento, o que pode indicar que estes medidores funcionaram parcialmente como piezômetros. Tal fato particularmente inviabiliza este medidor como referência para cálculo dos excessos de poro pressão;

- c) Existe razoável concordância entre os resultados do N.A.1, N.A.3 e N.A.4 e em particular entre os dois últimos medidores. Estes resultados devem ser atribuídos ao fato destes medidores localizarem-se do mesmo lado externo do aterro, distante do canal de drenagem e do Rio Sarapuí, enquanto o N.A.1 localiza-se do lado externo oposto próximo aos mesmos;
- d) Pelo exposto acima, pode-se concluir que o medidor de nível d'água mais recomendável para o cálculo dos acréscimos de poro pressão é o N.A.4. Na falta deste, viriam os medidores N.A.3, N.A.1 e N.A.2, nesta ordem de prioridade.

### III.5 - PIEZÔMETROS TIPO CASAGRANDE

#### III.5.1 - DESCRIÇÃO DO INSTRUMENTO:

O piezômetro tipo Casagrande ou de tubo aberto caracteriza-se como o mais simples e de menor custo dos piezômetros. Consiste basicamente de um elemento poroso instalado no solo envolvido por um bulbo de areia devidamente selado, estando o mesmo conectado a um tubo de acesso que se estende até o exterior. Pelo interior deste,

a água se eleva devido ao excesso de poro pressão no solo, sendo então possível a medição do nível d'água. Segundo COLLET (1985), no caso do Aterro Experimental II, este instrumento foi confeccionado com os seguintes materiais:

- a) Ponta porosa constituída de vela de filtro para água potável com conexão para tubo de PVC de 12.7mm de diâmetro;
- b) Tubo de PVC rígido para água de 12.7mm de diâmetro, em seções de 6m ou parte;
- c) Tubos de PVC de 40 ou 50mm de diâmetro protegendo o tubo de acesso por toda a extensão do aterro, cuja finalidade era a de evitar os efeitos do atrito negativo.

Ainda segundo COLLET (1985), estes piezômetros foram instalados em furos de 100mm de diâmetro, tendo como vedação do bulbo de areia um selo constituído da própria argila local misturada com bentonita.

Para a leitura destes instrumentos é necessário a determinação da cota do nível d'água no interior do tubo de acesso. Para isso, mede-se a distância da boca do tubo de acesso até o nível d'água e, por nivelamento topográfico, determina-se a cota da boca deste tubo, cota esta tomada em relação a uma referência de nível profunda (R.N). Tal procedimento também se aplica no caso dos medidores de nível d'água (N.A.1 a N.A.4). O valor do excesso de poro pressão ( $u$ ) é obtido pela diferença entre as cotas do nível d'água no piezômetro e no medidor de nível d'água. No Aterro Experimental II, para a obtenção de  $u$  foi utilizado como medidor de nível d'água de referência o N.A.4, sendo que na sua ausência utilizou-se os medidores N.A.3, N.A.1 e N.A.2 respectivamente (vide item III.4). Como anteriormente

comentado, todo esse cálculo foi realizado pelo programa "Bighouse" utilizando-se de arquivos de dados de nível d'água e de nivelamento topográfico criados pelo programa Sarapuí.

Segundo COUTINHO (1986) estes piezômetros apresentam como principais vantagens: a) simplicidade e baixo custo; b) confiabilidade; c) fácil instalação; d) possibilidade de realização de ensaios de permeabilidade "in situ"; e) permitir a auto-desareação. Outras vantagens listadas por DUNNICLIFF (1988) são as possibilidades de verificação do selo após a instalação (através de ensaios de permeabilidade "in situ"), de conversão em um piezômetro de diafragma e a de oferecer condições para a amostragem d'água.

COUTINHO (1986) aponta como desvantagens principais: a) interferência do tubo vertical de acesso na movimentação dos equipamentos de construção e possíveis danos aos aparelhos em consequência disto; b) grande flexibilidade do sistema de medição; c) necessidade de acesso ao piezômetro para leitura; d) tempo de resposta alto para solos de baixa permeabilidade. Esta última desvantagem é, na maioria das vezes, a determinante na decisão de sua utilização, principalmente no caso de aterros levados à ruptura tipo o Aterro Experimental I (ORTIGÃO, 1980). Em COLLET (1985), podem ser obtidas descrições mais detalhadas da utilização destes piezômetros no Aterro Experimental II.

### III.5.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS:

Para construção do Aterro Experimental II foram

instalados um grande número de piezômetros tipo Casagrande, estando distribuídos por seção da forma apresentada na tabela III.2. Segundo COLLET (1983), a maior quantidade de instrumentos para a seção G deveu-se a idéia inicial de se levar esta seção à ruptura, fazendo-se uma análise desta após certo período de adensamento. No entanto, devido a problemas diversos, tal projeto teve que ser abandonado.

Tab. III.2 - Quantidade de piezômetros Casagrande instalados por seção no Aterro experimental II.

LOCAL	QUANTIDADE (un)	
	por seção	total
• camada de argila	5 (seções B a F) 11 (seção G)	36
• face drenante superior (colchão drenante sob o aterro)	5 a 6 (11)	33
• face drenante inferior (camada de areia)	2 (seções B a F) 6 (seção G)	16
(11) média de piezômetros por seção	Total geral	85

A localização dessa instrumentação em planta para cada seção, procurou coincidir com a região central da seção transversal, exceto na seção G, pelas razões expostas acima, onde foram projetados outros piezômetros na direção do pé do talude (vide figuras III.2 e III.5).

A escolha da profundidade de instalação visou a obtenção de informações de pontos notáveis da obra, ou seja, topo, meio e base da camada, colchão de areia e depósito arenoso inferior.

A apresentação dos resultados de medição dos excessos de poro pressão ( $u$ ) desses piezômetros foi dividida em três partes: medições no interior da camada de argila, face drenante inferior (camada de areia) e face drenante superior (colchão drenante). A apresentação será feita por seção em gráficos de variação de  $u$  (kPa) versus tempo (dias) e também por isócronas demonstrativas do processo de dissipação na camada como um todo. Cabe ressaltar, nestas figuras, que a posição de cada um dos piezômetros no interior do solo de fundação do aterro foi definida pela sua profundidade normalizada  $Z$  ( $z / H_d$ ), sendo  $H_d$ , altura máxima de drenagem, determinado por:

$$H_d = \frac{\text{esp. do depósito quando da 2}^{\text{a}} \text{ fase}}{\text{número de superfícies drenantes}} \quad (\text{III.1})$$

### III.5.2.1 - Piezômetros instalados no meio da camada de argila:

Os gráficos referentes a estes piezômetros estão apresentados por seção nas figuras III.13 a III.10. Foram instalados em média cinco piezômetros por seção: três aproximadamente no meio da camada (C3, C6 e C8), um junto ao colchão drenante (C1) e outro próximo a camada inferior arenosa (C5). A seção G diferencia-se das demais por ter

sido projetada com apenas um piezômetro no eixo longitudinal do aterro (C3) e com outras verticais de piezômetros, localizadas a 5m (C11, C12 e C13) e a 10m (C21 e C22) do eixo longitudinal, além de uma vertical no pé do aterro (C31, C32 e C33). Contudo, em certas seções, alguns desses piezômetros foram inutilizados em consequência de uma manutenção inadequada ou por rompimento do tubo de acesso devido aos grandes recalques. Constituem exemplos os piezômetros das seções C (C8), D (C3) e G (C11, C12, C31, C32 e C33) num total de sete unidades.

As isócronas, apresentadas das figuras III.22 a III.27 foram confeccionadas com as medições dos piezômetros C1 e C5 de cada seção e com aquelas provenientes de piezômetros localizados no meio da camada que apresentassem os maiores valores de excesso de poro pressão. Tal critério tinha como objetivo apresentar a situação mais desfavorável para cada dreno.

As seguintes observações podem ser feitas a cerca destes gráficos:

- a) Os piezômetro tipo Casagrande apresentaram desempenho satisfatório, indicando acréscimos de poro pressão (\*)

---

(\*) Neste trabalho, o termo "excesso de poro pressão" significará o valor de poro pressão que exceder a pressão hidrostática. O termo "acrécimo de poro pressão" será entendido como o excesso de poro pressão que crescer ao excesso de poro pressão remanescente dos carregamentos anteriores.



significativos ( $\cong 20\% \Delta\sigma$ ) após 1 dia do início do carregamento;

- b) Para piezômetros localizados no meio da camada, os valores máximos de acréscimo de poro pressão foram inferiores à tensão vertical aplicada na segunda fase em todas as seções. Enquanto esta ficou em torno de 27 KPa, os acréscimos de poro pressão variaram entre 19 e 21 kPa;
- c) Na seção D, os piezômetros localizados no meio da camada, registraram os menores valores de acréscimo de poro pressão, variando entre 13 kPa(C6) a 18 kPa (C8). Tal evidência também se aplica para os outros dois piezômetros instalados nesta seção (C1 e C5);
- d) Quando se analisa o funcionamento de piezômetros instalados numa mesma seção, ficam evidentes certas peculiaridades (figuras III.13 a III.19):
- Nas seções B, C e D (drenos de areia), os piezômetros instalados no meio da camada apresentaram leituras de  $u$  diferentes, enquanto nas seções E e F (drenos pré-fabricados) estas alcançaram valores próximos. Entretanto, para ambos os casos, o comportamento observado durante a dissipação dos excessos de poro pressão foi bastante semelhante;
  - Os valores de excessos de poro pressões medidos pelos piezômetros localizados junto as fronteiras drenantes superior e inferior (C1 e C5 respectivamente), mostram para todas as seções que estes foram bem menores para os primeiros. Isto confirma dados anteriores (GERSKOVICH e outros, 1986; COSTA FILHO e outros, 1985) de que o coeficiente de adensamento do

terço superior da camada, onde se situa a crosta, é maior do que no restante da mesma. Em seções como B, C e D, os valores de  $u$  medidos próximos à camada arenosa subjacente foram da mesma ordem de grandeza daqueles observados para o meio da camada. Tal fato, contudo, também pode evidenciar a presença de um artesianismo na região do aterro;

- Na seção G, os excessos de poro pressões geradas com o carregamento dissipam de maneira mais lenta que as demais seções, como era de se esperar para uma seção sem drenos. Na direção do pé do talude, onde a rotação de tensões principais é grande, são maiores <sup>(\*\*)</sup> as velocidades de dissipação e menores os acréscimo de poro pressão gerados (vide piezômetros C3 e C22, figuras III.18 e III.19). Apesar disso, os piezômetros C13 e C21 apresentaram altos valores de excesso poro pressões para a posição onde se situam, principalmente quando comparados com os piezômetros C1 e C5;

e) Comparando-se os excessos de poro pressões medidos pelos piezômetros instalados no meio da camada (figuras III.20 e III.21) para todas as seções, fica claro que as seções com drenos de areia apresentaram melhor desempenho que aquelas com drenos pré-fabricados, merecendo destaque a

---

(\*\*) A partir desta nota, "velocidade de dissipação dos excessos de poro pressão" será resumido para "velocidade de dissipação", a fim de simplificar a escrita deste parâmetro.

seção D (drenos jateados). Esta seção apresentou os menores valores de acréscimo de poro pressão com o carregamento, bem como uma maior velocidade de dissipação. Por essa análise superficial, em ordem decrescente de rendimento, viriam em seguida as seções B (drenos de Ponta Fechada) e as seções C, E, e F (drenos Ponta Aberta, Fibro químico e Geotêxtil, respectivamente) com comportamento semelhante;

- f) Observando-se as isócronas das várias seções (figuras III.20 e III.21), pode-se confirmar a observação acima, com a seção D apresentando o melhor desempenho geral, seguida da seção B. Confirmando a observação d) (2º item), por estas figuras fica mais claro que o processo de adensamento se processou de forma mais lenta para a região inferior da camada de argila;
- g) Cabe aqui ressaltar pelas observações feitas acima o bom desempenho da seção com drenos ponta fechada (seção B), notadamente reconhecidos na literatura internacional como o dreno que causa o maior amolgamento durante sua instalação. No entanto, em análise de recalques anteriormente realizada por TERRA (1988), não houve indicação de uma diferença significativa entre os vários drenos utilizados no Aterro Experimental II.

#### III.5.2.2 - Piezômetros instalados na camada drenante inferior:

Os piezômetros instalados nesta região são dois: C9, instalado próximo à interface argila-areia com profundidade aproximada de 11m e C15, com profundidade em torno de 15m.

Exceção é feita à seção G, em que foram instalados além dos mencionados acima, mais quatro piezômetros (C13c, C14, C16 e C18), todos com profundidade variando entre 12 a 17m. Segundo COLLET (1983), este grande número de piezômetros instalados nesta seção, deveu-se à necessidade de pesquisar as condições de drenagem sem a presença de drenos. Os dados do piezômetro C9 para a seção D não serão apresentados, devido à desativação do mesmo em 18/04/86. Todos os dados referentes a estes piezômetros estão apresentados nas figuras III.28 a III.35.

Analisando estes gráficos, são possíveis as seguintes observações:

- a) Os piezômetros C9 e C15, apesar de se situarem na camada de areia, apresentam valores de excesso de poro pressão mensuráveis, sendo máximos por ocasião do carregamento. Estas pressões máximas, com exceção da seção C e G, são maiores para os piezômetros C9. No entanto, durante as dissipações destas pressões, há uma grande semelhança entre as curvas de  $u$  versus tempo para os piezômetros de uma mesma camada;
- b) Nos piezômetros C15 há uma grande proximidade entre as leituras das seções B, D, E e F, estendendo-se inclusive para valores máximos de excesso de poro pressão (vide figura III.35), os quais alcançam em média 6% do acréscimo de carga para segunda fase. No caso das leituras das seções C e G, estas foram aproximadamente o dobro das registradas para as demais seções durante todo período de monitoramento. Cabe ressaltar ainda que, apesar de alguns gráficos mencionados apresentarem valores de  $u$  negativos, o fato é de pequena relevância

visto serem estas pressões muito pequenas, em torno de 0,5 kPa;

- c) Na comparação entre as medições nos piezômetros C9 (figura III.34), pode-se destacar que durante a construção a seção E forneceu os maiores valores de excesso de poro pressão ( $\cong 25\%$  do acréscimo de carga), porém sendo rapidamente dissipados para valores na mesma faixa dos demais, em torno de 1 kPa.
- d) A seção G (figura III.33), mesmo existindo pontos adicionais de medições, apresentou resultados semelhantes aos registrados para as demais seções. É interessante notar que o piezômetro C18, com profundidade estimada de 17m, exibiu comportamento semelhante ao observado para o C9 da seção E;
- e) Os resultados acima, quando comparados com aqueles observados pelos piezômetros C5 situado junto à interface das camadas argila/areia ( $z \cong 1.80$ ), descartam a possibilidade da presença de um artesianismo anteriormente aventada (item III.5.2.1, observação d). Tal fato vem a confirmar que a camada de argila para a região abaixo da crosta superior ( $z \cong 3.5m$ ), apresenta coeficientes de adensamento inferiores ao restante do depósito.

### III.5.2.3 - Piezômetros instalados no colchão drenante:

Para a segunda fase de carregamento, foram instalados no colchão drenante um número variável de piezômetros por seção, sendo as seções D e F com sete unidades, B com seis, E com cinco e as seções C e G com

quatro. Estes piezômetros são denominados C7, seguidos de algarismo romano identificador da sua posição. Dessa forma, quando instalados no eixo da seção transversal são denominados C7I, C7II ou C7III, na metade da semi-seção transversal, C7IV e C7VI e nas extremidades do aterro, C7V e C7VII.

Segundo COLLET (1985), a necessidade de instalação desse grande número de aparelhos deveu-se ao fato do colchão apresentar altos valores de excessos de poro pressão quando das análises preliminares da primeira fase. Os dados referidos a estes piezômetros, bem como suas posições esquemáticas, são apresentados nas figuras III.36 a III.41.

Pela análise dos gráficos apresentados, podem-se fazer as seguintes observações:

- a) As medições efetuadas nestes piezômetros indicam altos valores de excesso de poro pressão para períodos próximos ao carregamento, tornando-se praticamente nulas para tempos superiores a 2500 dias. Como também observado na primeira fase (COLLET, 1985), os menores valores de  $u$  ocorreram na seção central do aterro, seção D, coincidentemente a que apresentou o melhor desempenho entre todas as seções pelas análises preliminares anteriormente realizadas (ver item III.5.2.1);
- b) Quando da análise dos piezômetros instalados numa mesma seção, fica evidente que os excessos de poro pressão são maiores no centro do aterro e que estes diminuem na direção das suas extremidades. Destaca-se também que os piezômetros C7VI e C7VII apresentaram excessos de poro

pressão maiores que os C7IV e C7V instalados na outra extremidade, o que pode provavelmente ser influência do canal de drenagem e do rio Sarapuí bem próximos deste lado do aterro;

c) Na comparação entre seções cabe comentar alguns aspectos interessantes:

- Há uma tendência de diminuição do excesso de poro pressão das seções da extremidade do aterro (seções B e C; E, F e G) para a seção central (seção D). Neste caso, as seções B e C desenvolveram valores de excesso de poro pressão inferiores aos observados nas seções E, F e G;

- Há uma boa concordância entre os resultados das seções B e C e em menor proporção, entre aqueles das seções E e F. No caso das seções B e C, esta concordância se reflete tanto nos valores de acréscimo poro pressão gerados, como também na tendência de dissipação dos mesmos;

- Por volta de 2.200 dias, há uma tendência de elevação do excesso de poro pressão para todos os piezômetros de todas as seções, quando também foi detectado uma elevação do nível d'água na região (vide medições do N.A.2, figuras III.7 a III.12). Em menor magnitude, estes acréscimos também foram observados nos piezômetros C1, localizados próximos a interface argila/colchão drenante. Entretanto, tal fenômeno não apresenta maiores razões aparentes, necessitando uma pesquisa mais detalhada para a sua justificativa;

d) Pelas análises acima feitas, pode-se concluir que o colchão de areia não funcionou com a eficiência

desejada, fato já observado por COLLET (1985) em estudos preliminares para a primeira fase de carregamento. Com efeito, parece que os grandes recalques ocorridos no aterro fizeram com que o colchão drenante diminuísse a superfície de contato com o exterior, trabalhando como se estivesse "enterrado" dentro da camada de argila. Este processo se agravou com o aumento de carga das etapas posteriores, o qual poderia ter sido evitado se o colchão fosse projetado com uma espessura maior que a executada (50cm), permitindo inclusive o escoamento de uma vazão maior. Apesar disso, o colchão drenante foi mais eficiente do que a camada arenosa subjacente em relação à função de superfície drenante.

### III.6 - PIEZÔMETROS HIDRÁULICOS

#### III.6.1 - DESCRIÇÃO DO INSTRUMENTO:

Os piezômetros hidráulicos de circuito fechado, mais conhecidos simplesmente como piezômetros hidráulicos, também foram utilizados no aterro experimental II. Segundo ORTIGÃO (1980), este aparelho apresenta como grandes vantagens o seu pequeno tempo de resposta e a possibilidade de desareação da ponta porosa, podendo-se enumerar também, a possibilidade de sua inteira fabricação no Brasil, bem como a viabilidade da realização de ensaios de permeabilidade "in situ" e de fratura hidráulica. DUNNICLIF (1988) cita ainda como vantagens adicionais a experiência acumulada com este instrumento e a possibilidade de verificação da integridade do selo através de ensaios de



permeabilidade. Entre as desvantagens listadas por DUNNICLIF (1988), destacam-se a necessidade de um elaborado terminal de leituras (como de fato verificou-se no caso do Aterro Experimental II), necessidade de desaeração periódica e que os tubos não devem ficar significativamente acima do N.A. mínimo. Entretanto, DUNNICLIF (1988) considera este instrumento como bastante conveniente para um monitoramento de longo prazo como no caso presente.

O equipamento utilizado é idêntico àquele empregado com sucesso no Aterro Experimental I (vide figura III.42). Segundo ORTIGÃO (1980), este piezômetro apresenta como principais características:

- a) Célula piezométrica constituída de elemento poroso de cerâmica, com alto teor de entrada de ar (da ordem de 100 kPa) e permeabilidade de  $10^{-6}$  cm/s;
- b) As tubulações que ligam o piezômetro à casa de instrumento, onde estão situadas as unidades de leitura, são de nylon tipo 11, impermeáveis ao ar e à água;
- c) A instalação consiste na abertura de furos de sondagem de 100mm de diâmetro até cerca de 50cm acima da cota de instalação, sendo este último trecho posteriormente cravado. A execução do selo, para vedação da ponta porosa, é feita de lama de bentonita com cimento.

Com relação às unidades de leitura, houve uma tentativa no aterro em estudo da utilização de um transdutor de pressão acoplado a uma unidade de leitura digital. No entanto, tal sistema apresentou problemas no início da segunda etapa de carregamento, quando aliado à desativação da equipe de trabalho responsável por estas medições, teve que ser abandonado. Com o retorno dos

trabalhos de pesquisa na segunda fase de carregamento, foram utilizadas unidades de leitura com manômetros de mercúrio idênticos aos empregados no Aterro Experimental I. Tal sistema, apesar de apresentar leituras mais trabalhosas, necessita de uma menor manutenção. Descrições mais detalhadas do aparelho, incluindo características de instalação e utilização, podem ser encontradas em ORTIGÃO (1975, 1980) e COLLET (1985).

### III.6.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS:

Inicialmente, (primeira e segunda etapa de carregamento) foi instalado um grande número de piezômetros hidráulicos para todas as seções (52 no total), os quais, pelos problemas citados acima, foram desativados antes de completar 1.5 ano de utilização. Para a terceira etapa foi somente possível a recuperação de alguns piezômetros das seções C e E (4 por seção), sendo então instalados 4 novos piezômetros para cada seção restante, com profundidades aproximadas de 1, 2, 3 e 5m. As seções A, sem o carregamento da terceira etapa e F, onde não foram instalados piezômetros hidráulicos para este carregamento, constituem exceções. Maiores detalhes ver figuras III.2 a III.5, demonstrativas das posições de cada um dos piezômetros utilizados para a última fase. Os resultados destas medições são mostrados nas figuras III.43 a III.47, representativas da variação do excesso poro pressão com o tempo.

Destes resultados pode-se obter as seguintes observações:

- a) O piezômetro hidráulico se mostrou bastante eficiente no registro das variações dos excessos de poro pressão em um curto espaço de tempo. ORTIGÃO (1975), utilizando propostas presentes em HVORLSLEV (1951) e PENMAN (1960), obteve um tempo de resposta (90% de grau de equalização) de 8 horas para um solo com permeabilidade de  $10^{-8}$  cm/s. Este tempo de resposta correspondeu aproximadamente ao tempo necessário para o registro do valor máximo de excesso de poro pressão nestes piezômetros. Para medição desta mesma grandeza, o piezômetro Casagrande necessitou em média de 20 a 30 dias. Assim sendo, o piezômetro hidráulico é especialmente recomendado quando da necessidade do acompanhamento das poro pressões durante a construção;
- b) Os valores máximos de acréscimo de poro pressão, medidos pelos piezômetros hidráulicos localizados no meio da camada, foram acima da média dos piezômetros Casagrande. Nos primeiros a média foi de aproximadamente 23KPa, enquanto nos últimos a média ficou em torno de 20KPa;
- c) Exceção ao dito acima, como nos piezômetros Casagrande, foram os piezômetros hidráulicos localizados na seção central D (figuras III.45), apresentando os menores valores de acréscimo de poro pressão, ficando em torno de 18kPa;
- d) Quando os gráficos dos excessos dos poro pressão versus tempo relativos aos piezômetros de uma mesma seção são analisados, verifica-se que existe uma boa semelhança no trecho de dissipação destes gráficos, apresentando valores de velocidade de dissipação decrescentes das fronteiras drenantes para o meio da camada (vide figura

III.43 a III.47). É interessante notar que os menores valores de  $u$  registrados pelos piezômetros situados no terço superior da camada (P11 e P12, seções B, D e G; P01, seções C e E), estão coerentes com observações anteriores feitas com dados dos piezômetros de Casagrande, os quais apontam esta região com maiores valores de coeficiente de adensamento;

- e) Comparando-se as medições dos excessos de poro pressão referentes aos piezômetros instalados no meio da camada de argila e junto à fronteira drenante superior (figura III.48a e III.48b respectivamente), nota-se que a seção D (drenos jateados) foi a que apresentou o melhor desempenho entre todas as seções do aterro, fato esse também constatado pelos piezômetros Casagrande (item III.5.2.1, observações "e" e "f"). Através destas mesmas figuras, nota-se também que a seção C (drenos de Ponta Aberta), apesar de uma velocidade de dissipação de  $u$  maior que a seção G (seção sem drenos), foi a que apresentou pior desempenho entre as seções com drenos, seguida das seções B e E (drenos tipo Ponta Fechada e Fibro-químico respectivamente) com desempenho semelhante. No entanto, tal análise é apenas superficial, principalmente pela ausência de dados para seção F (drenos de Geotêxtil).

### III.7 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

As principais conclusões obtidas nesta análise preliminar relativas ao comportamento do Aterro Experimental II, podem ser sintetizadas nos seguintes itens

abaixo:

a) Os seguintes fatores dificultaram a análise:

- longo intervalo de tempo entre as leituras de campo e a presente análise das mesmas;
- danificação dos instrumentos decorrente de vários fatores (ambientais, predatórios, etc);
- pouco investimento para a manutenção dos instrumentos;
- falta de uma análise expedita dos dados obtidos no campo logo após a obtenção dos mesmos;
- Em alguns fases de trabalho houve intervalos de leitura que se estenderam a até 1 ano, como por exemplo nas leituras finais dos piezômetros Casagrande;

b) O medidor de nível d'água considerado mais apropriado como referência para o cálculo dos acréscimos de poro pressão foi o N.A.4, localizado mais longe da influência do aterro e das variações sazonais dos níveis d'água do canal e do rio;

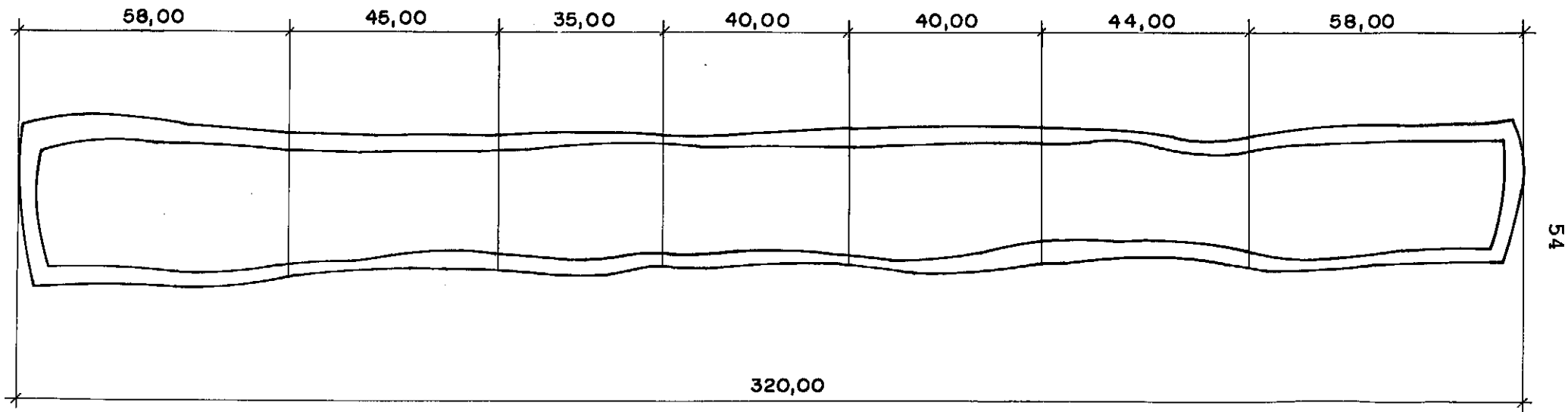
c) Foi utilizado um número excessivo de piezômetros no colchão drenante (seções com até 7 unidades) comparados com os instalados na argila propriamente dita (apenas 5 piezômetros por seção). As medições indicaram que o colchão drenante funcionou inicialmente sob carga hidráulica;

d) Os dados dos piezômetros Casagrande instalados no meio da camada apresentaram em geral valores máximos de acréscimo de poro pressão na média de 76% da tensão total aplicada. A seção D, drenos jateados, foi a que apresentou o menor valor para essa mesma

relação (57%);

- e) Apesar de na segunda fase de carregamento terem sido instalados poucos piezômetros hidráulicos, os resultados destes se mostraram de melhor qualidade que os medidos pelos piezômetros Casagrande, visto que apresentaram um baixo tempo de resposta. Infelizmente só foram feitas leituras até abril de 1987, dificultando a comparação com os resultados dos piezômetros Casagrande;
- f) Nos piezômetros hidráulicos, com relação ao valor máximo da poro pressão medida, esta atingiu a média de 87% da tensão total aplicada para todas as seções do aterro. À exemplo dos piezômetro de Casagrande, a seção D foi a que atingiu o menor valor para a mesma relação (69%). É interessante notar que estas médias se apresentam maiores para os piezômetros hidráulicos, provavelmente devido ao pequeno tempo de resposta exibido por estes aparelhos;
- g) Por fim, com a análise preliminar apresentada neste capítulo, pode-se concluir que a seção D foi a que apresentou melhor desempenho. Com relação às demais seções com drenos, a presente análise não permitiu uma conclusão definitiva sobre o tipo de dreno mais eficiente, estando eles com desempenho semelhante.

SEÇÃO A	SEÇÃO B	SEÇÃO C	SEÇÃO D	SEÇÃO E	SEÇÃO F	SEÇÃO G
---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

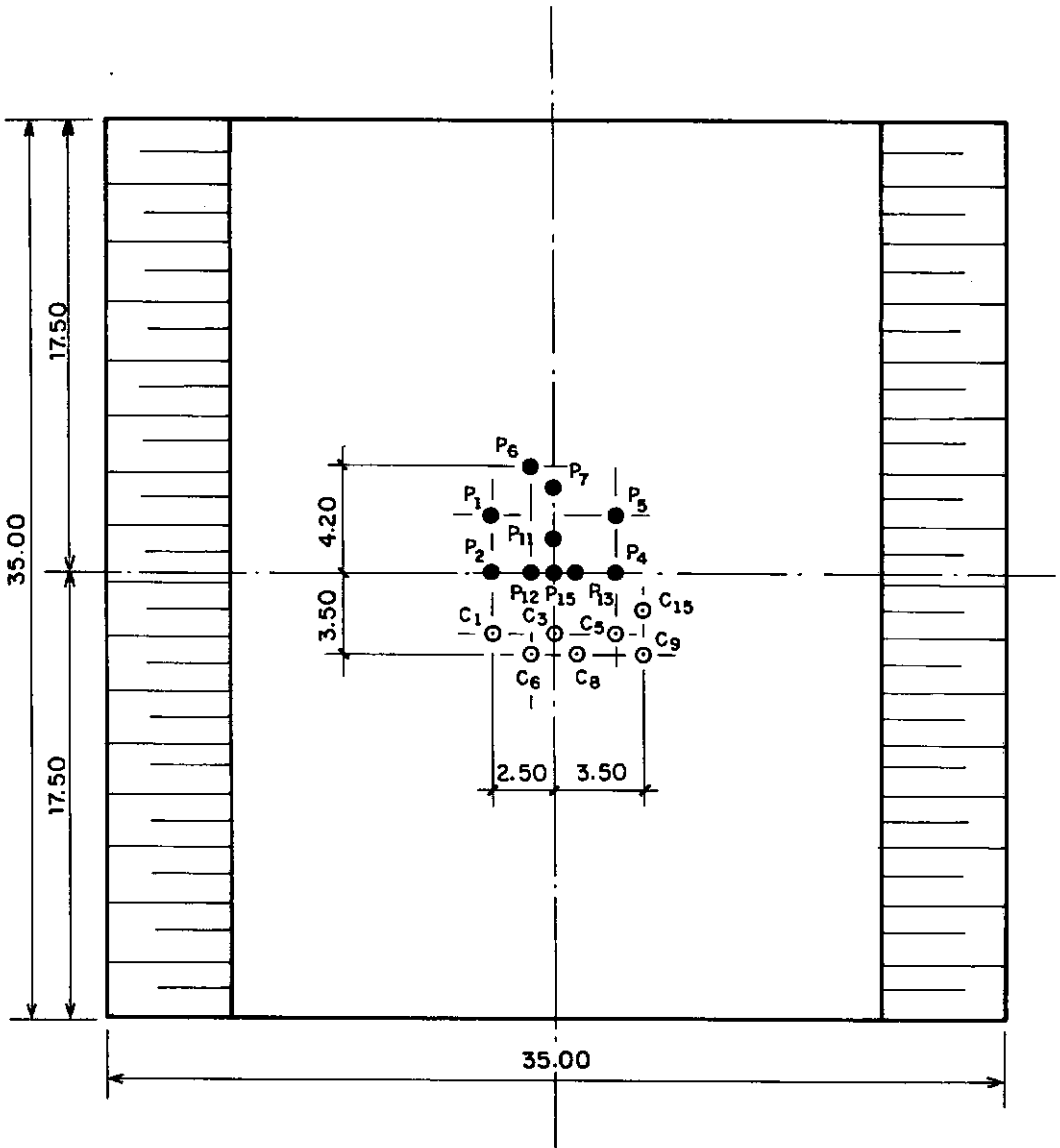


0 10 20 30 40 50 m

ESCALA GRÁFICA

Fig. III-1 - Geometria executada final do Aterro Experimental II ( APUD TERRA, 1988 )

## EIXO LONGITUDINAL DO ATERRO II



SÍMBOLO	INSTRUMENTO
(C) ○	PIEZ. CASAGRANDE
(P) ●	PIEZ. HIDRÁULICO [1]

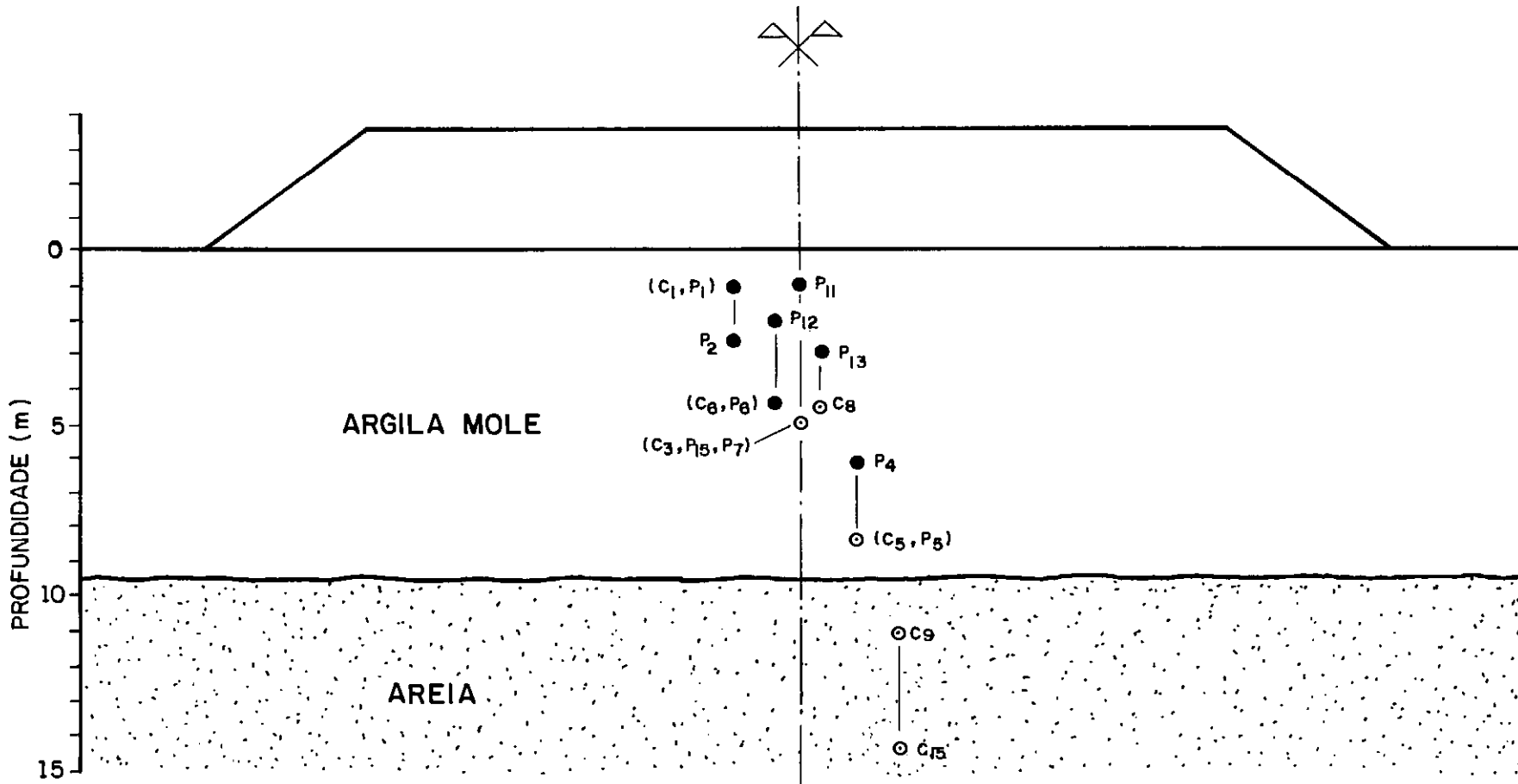
ESCALA GRÁFICA



- [1] Os piezômetros  $P_{11}$ ,  $P_{12}$ ,  $P_{13}$  e  $P_{15}$  foram instalados nas seções B e D;  
 Os piezômetros  $P_1$ ,  $P_7$ ,  $P_4$  e  $P_5$  foram instalados na seção C;  
 Os piezômetros  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_6$  e  $P_5$  foram instalados na seção E;  
 Na seção F não foram instalados piezômetros hidráulicos.

**Fig. III.2 - Planta Típica da Localização dos Piezômetros nas Seções B a F do Aterro.**





SÍMBOLO	INSTRUMENTO
(C) ○	PIEZÔMETRO CASAGRANDE
(P) ●	PIEZÔMETRO HIDRÁULICO

ESCALA GRÁFICA

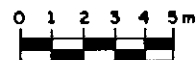


Fig. III.3 - Localização dos Instrumentos nas Seções B, C, D, E e F  
CORTE TRANSVERSAL

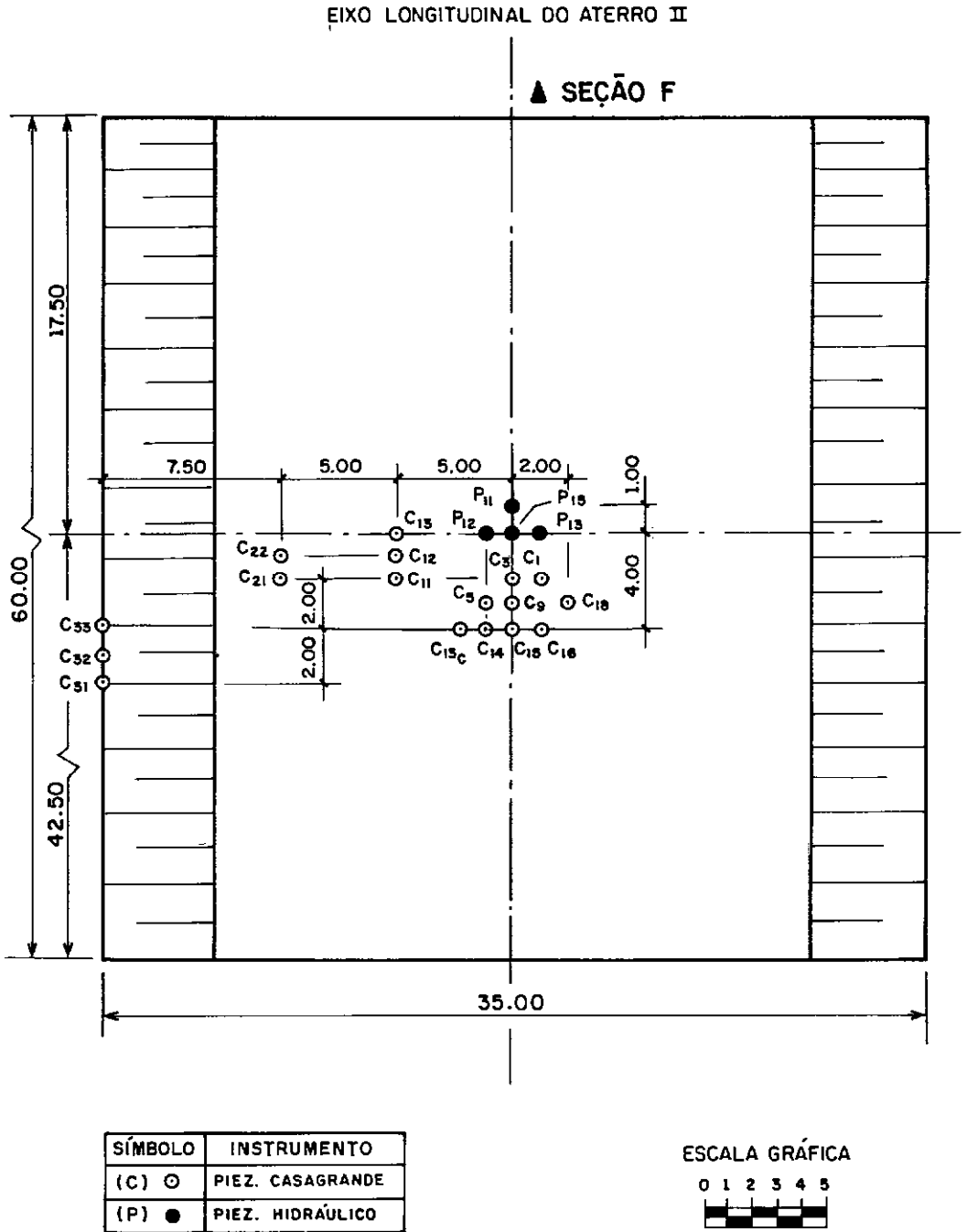
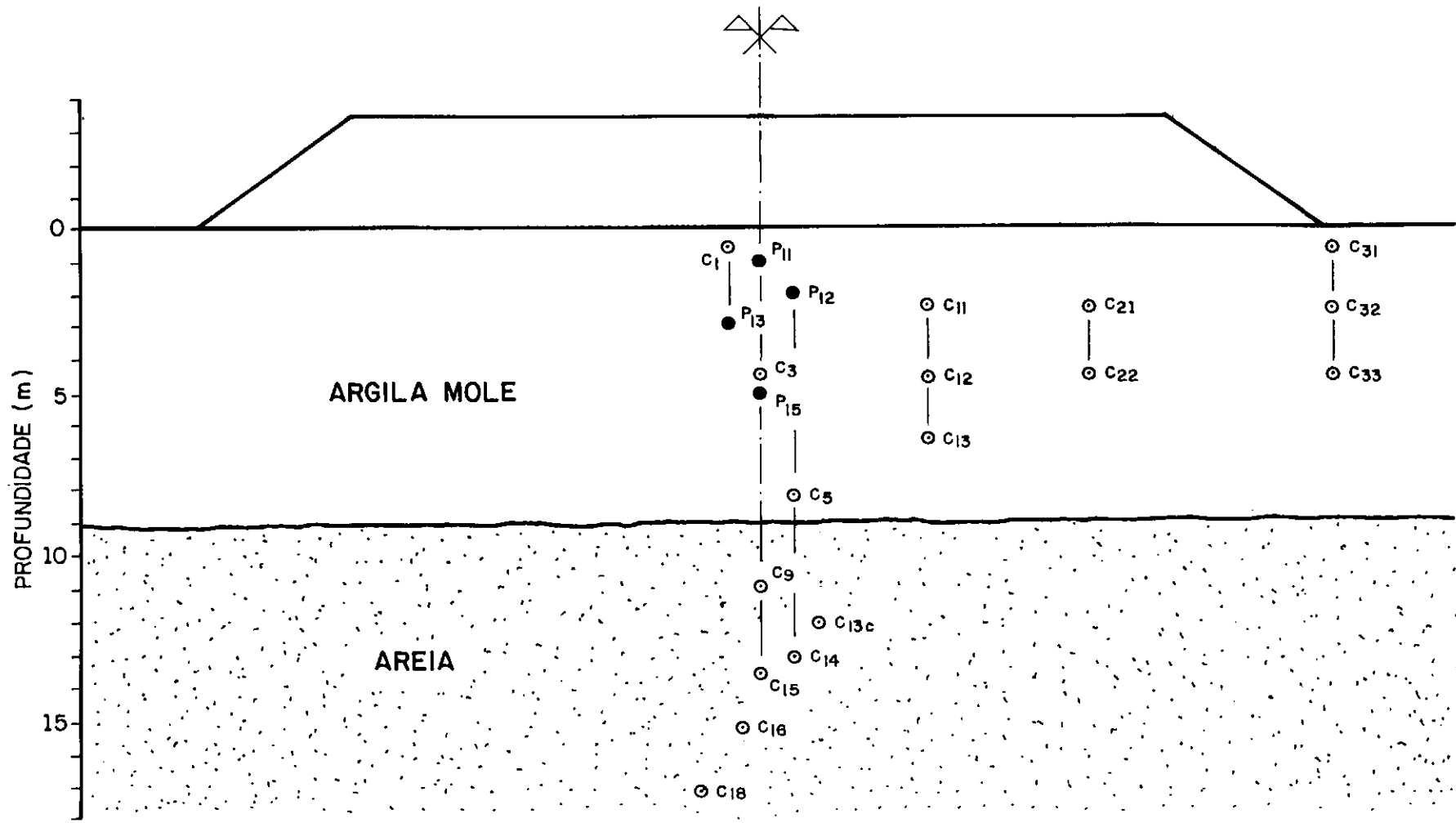


Fig. III.4 - Planta Típica da Localização dos Piezômetros na Seção G.



SÍMBOLO	INSTRUMENTO
(C) ○	PIEZÔMETRO CASAGRANDE
(P) ●	PIEZÔMETRO HIDRAÚLICO

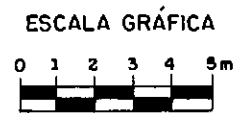
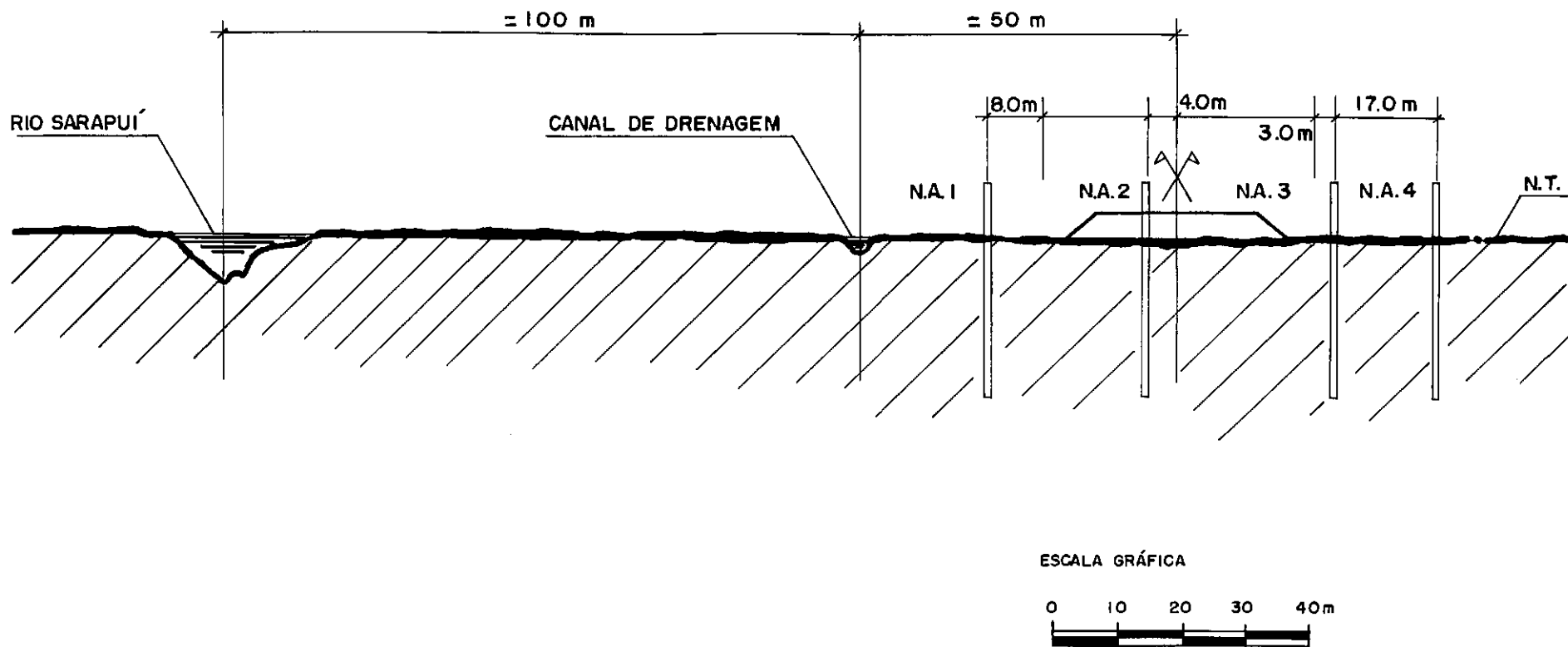
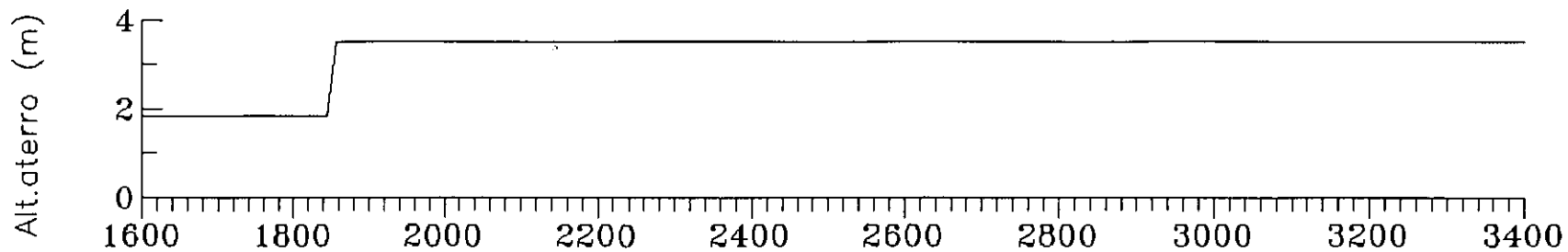


Fig. III.5 - Localização dos Instrumentos na Seção G  
CORTE TRANSVERSAL.



**Fig. III-6 \_ Posição dos medidores de nível d'água em relação ao aterro, canal de drenagem e ao Rio Sarapuí.**



- N.A.1
- N.A.2
- △-△-△-△ N.A.3
- \*-\*-\*-\* N.A.4

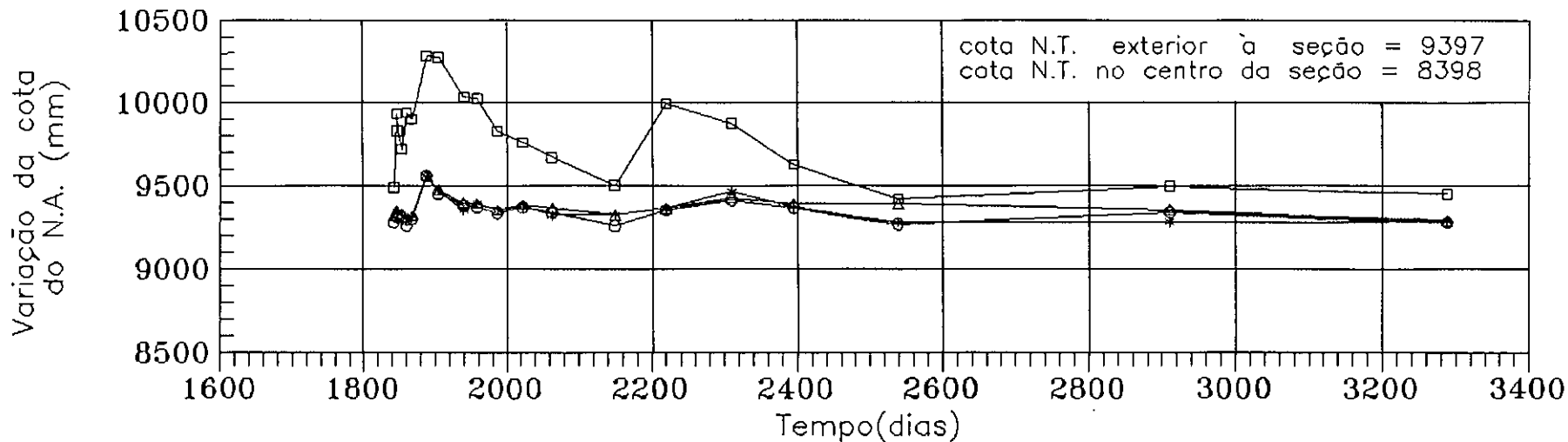
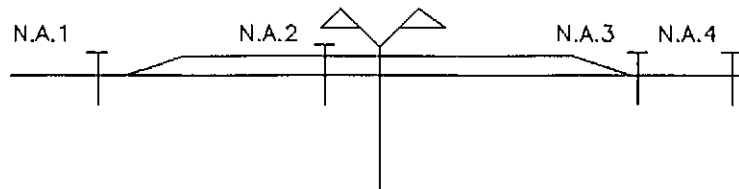
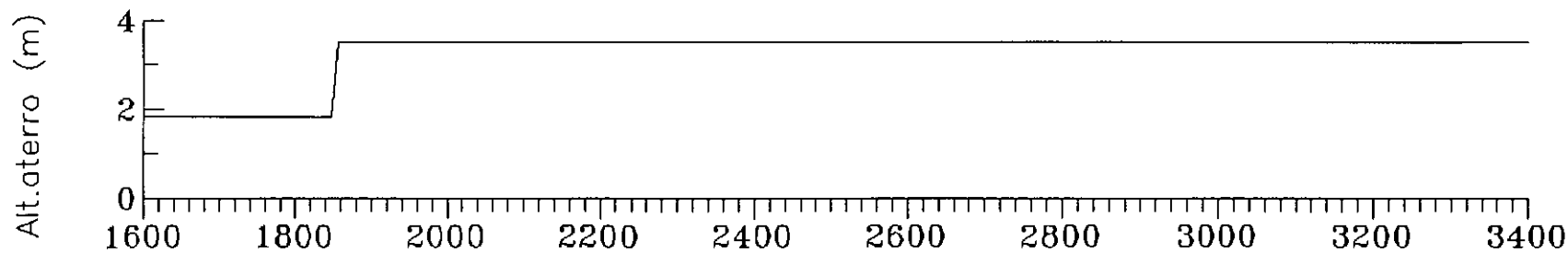


Fig.III.7 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção B  
medidores N.A.1, N.A.2, N.A.3 e N.A.4



- N.A.2
- △△△△ N.A.3
- \* \* \* \* \* N.A.4

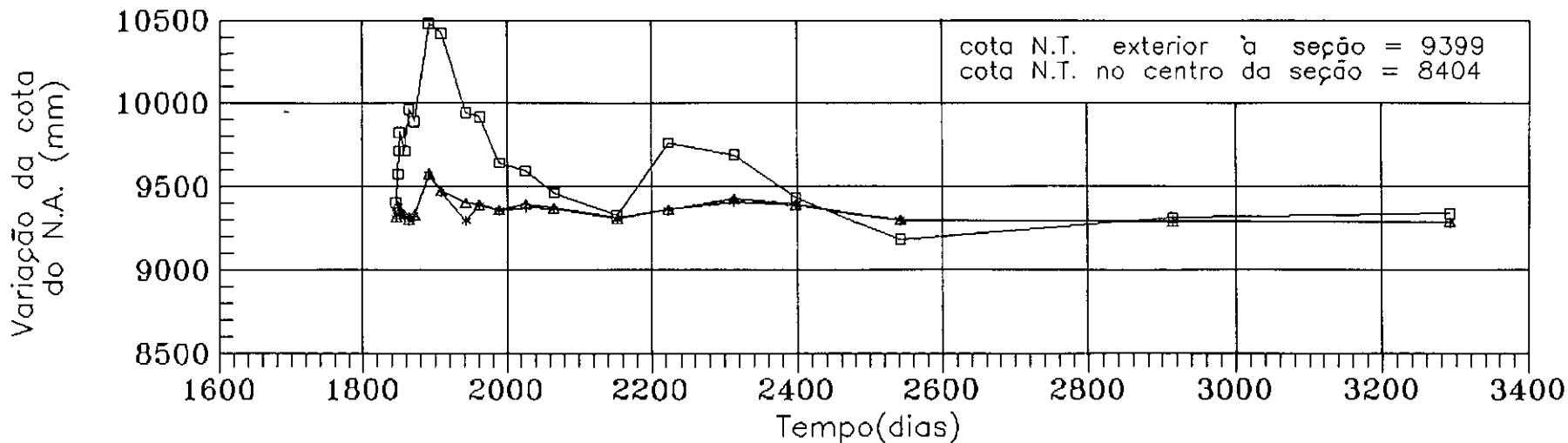
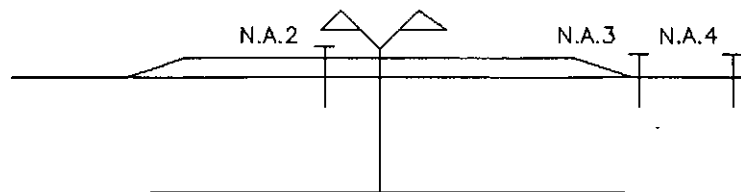
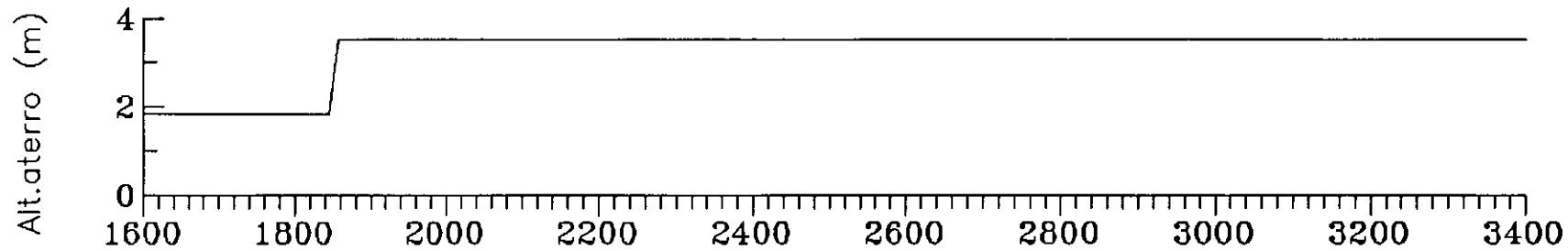


Fig.III.8 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção C  
medidores N.A.2, N.A.3 e N.A.4



○ ○ ○ ○ ○ N.A.1  
 ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ N.A.3  
 \* \* \* \* \* N.A.4

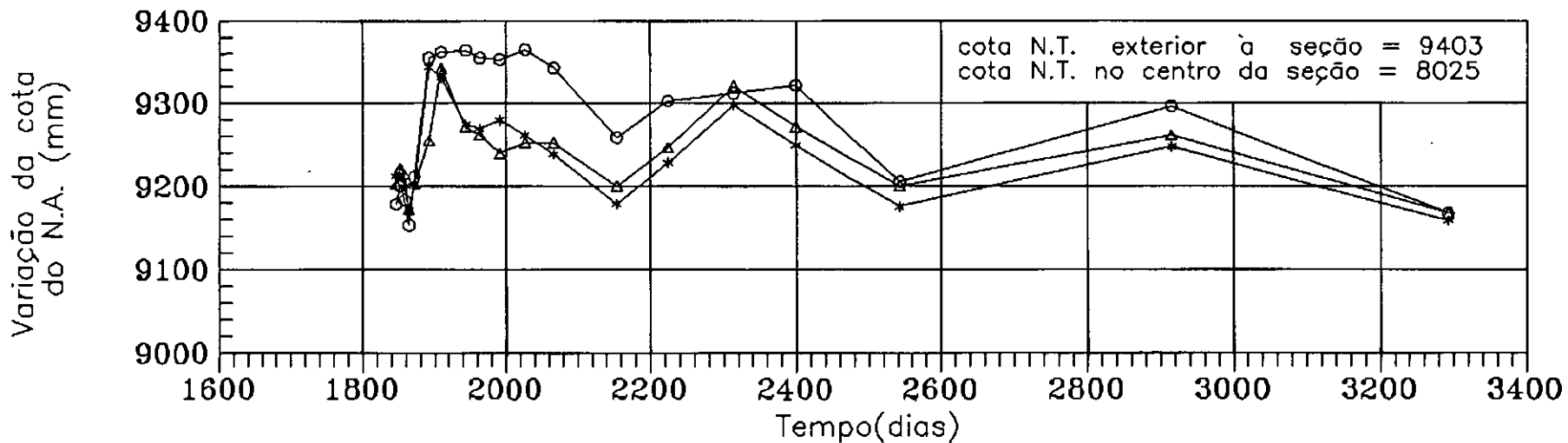
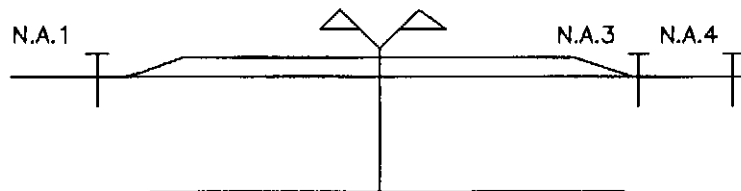


Fig.III.9 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção D  
 medidores N.A.1, N.A.3 e N.A.4

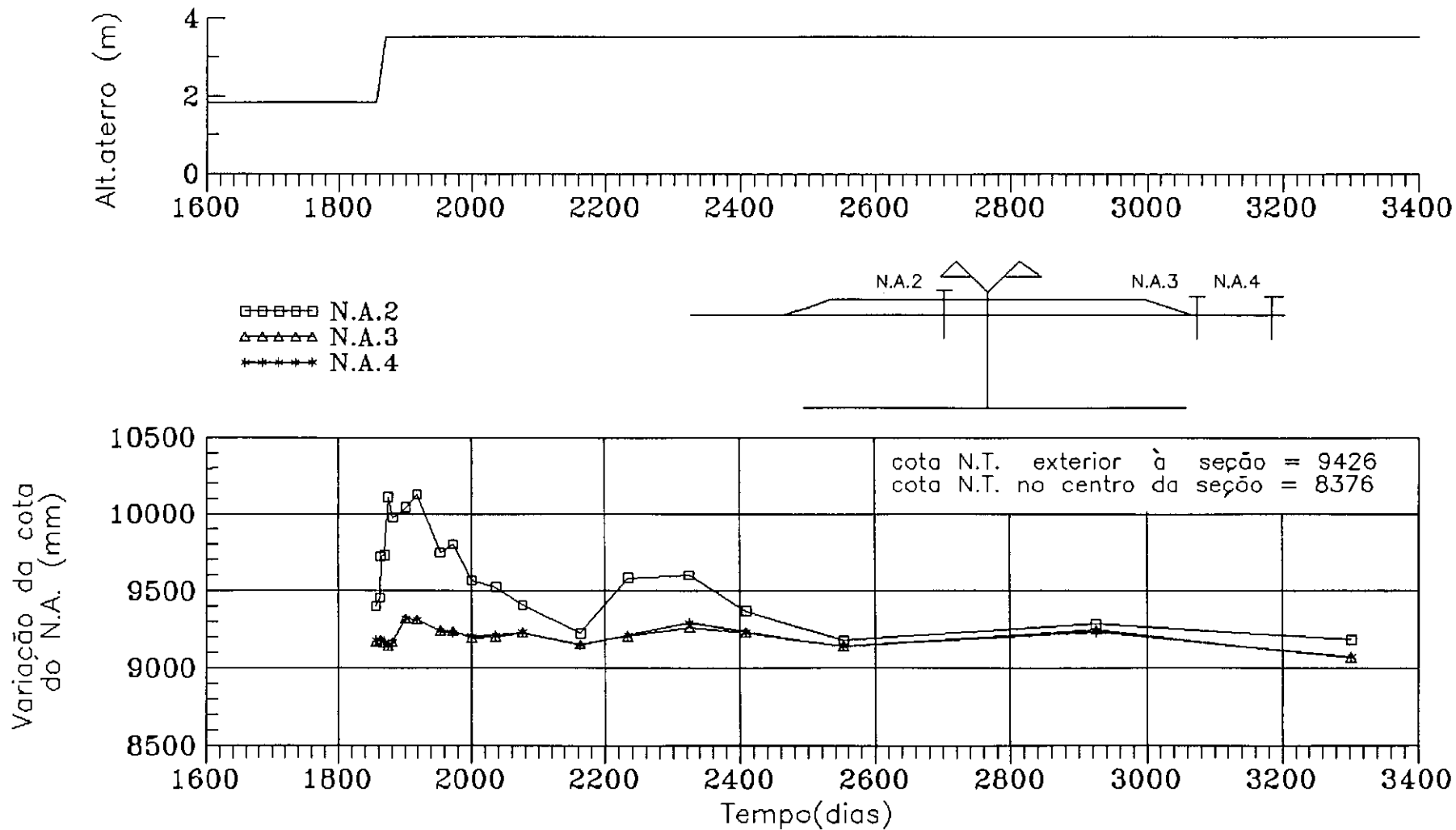
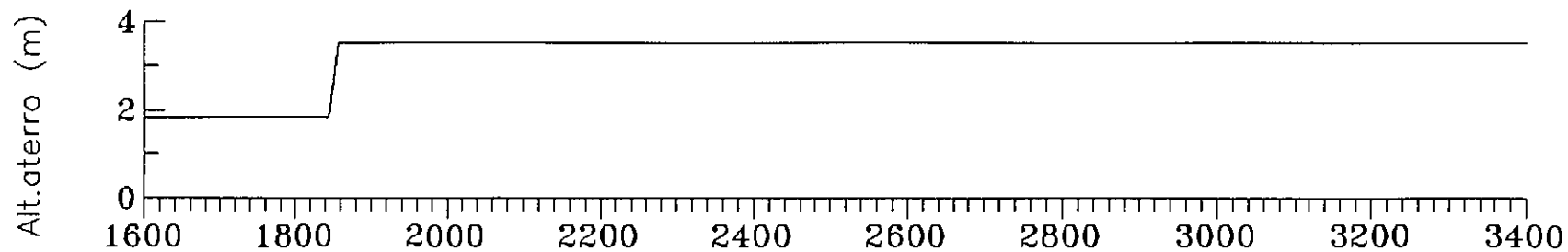


Fig.III.10 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção E  
medidores N.A.2, N.A.3 e N.A.4





- ○ ○ ○ ○ N.A.1
- □ □ □ □ N.A.2
- △ △ △ △ △ N.A.3
- \* \* \* \* \* N.A.4

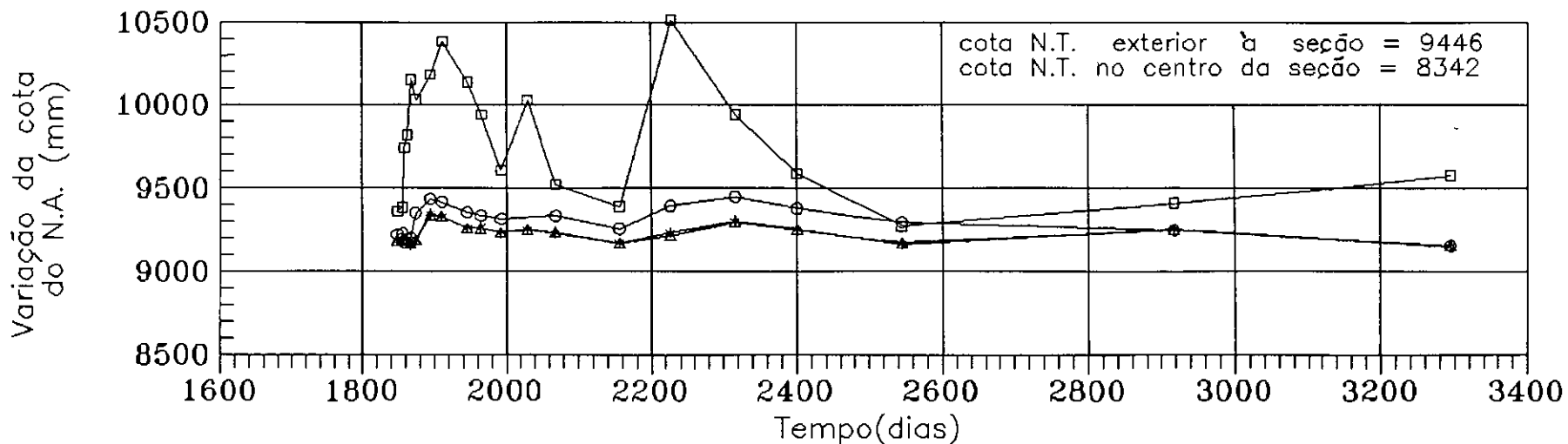
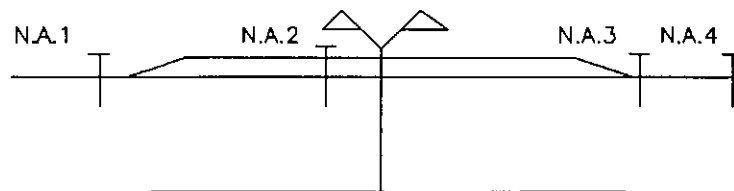


Fig.III.11 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção F  
medidores N.A.1, N.A.2, N.A.3 e N.A.4

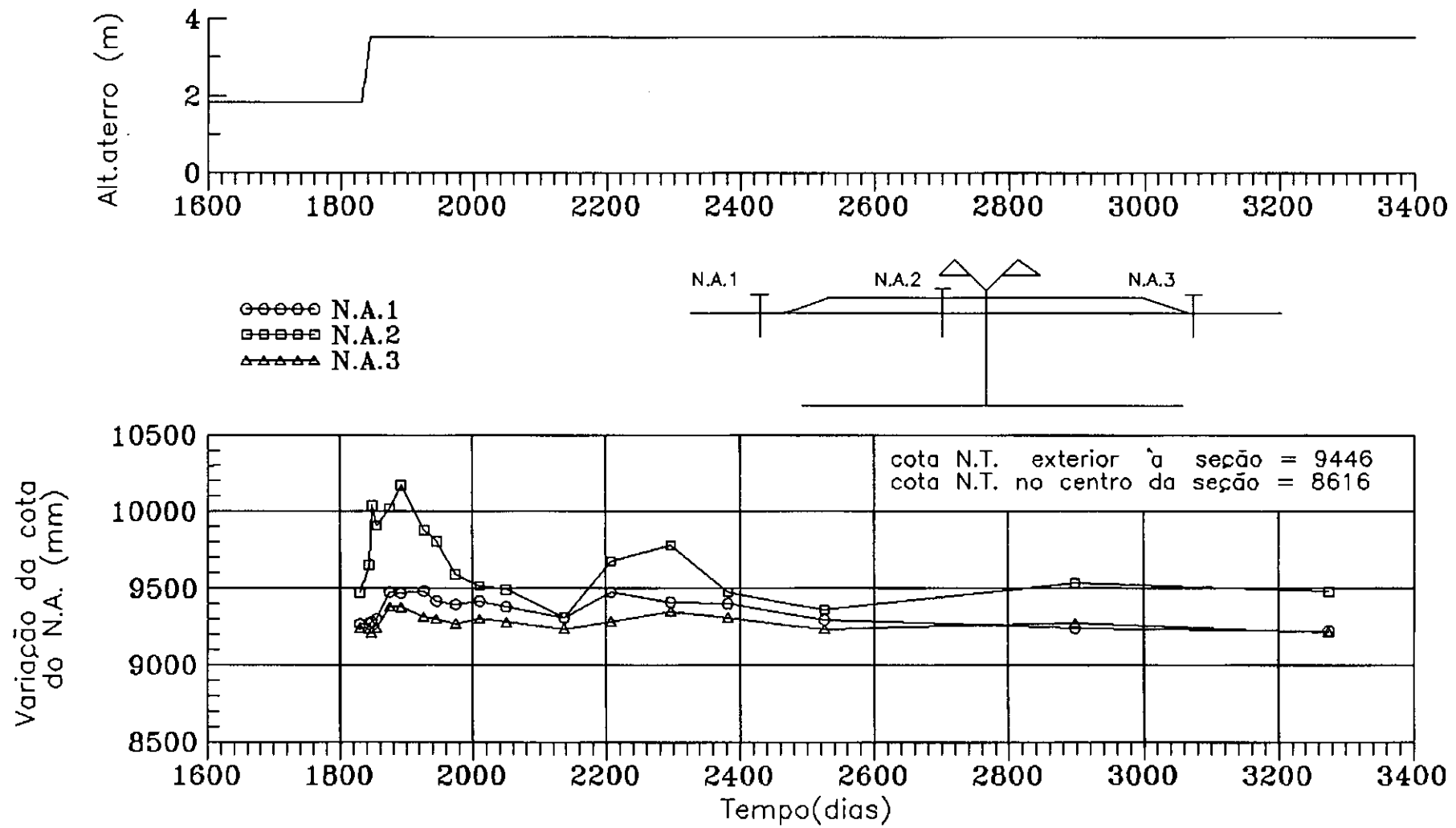
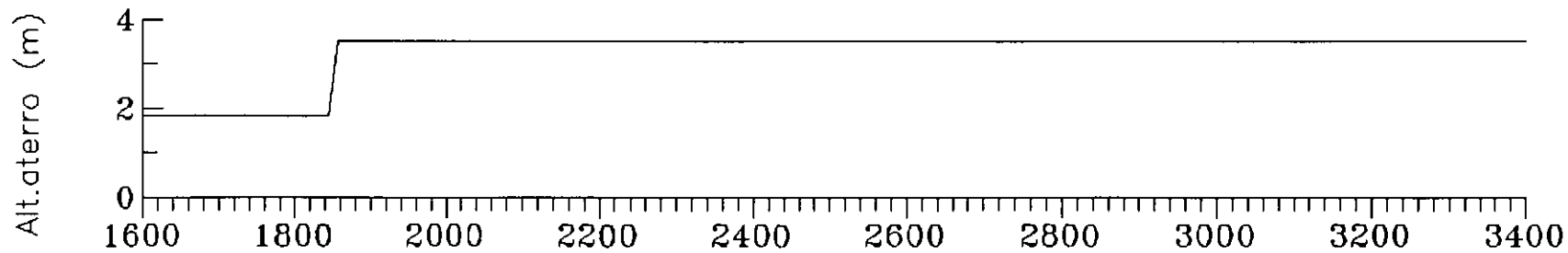


Fig.III.12 - Variação do nível d'água vs tempo - Seção G  
 medidores N.A.1, N.A.2 e N.A.3



- C1 - Z = 0.38
- C3 - Z = 0.94
- △-△-△-△ C6 - Z = 0.94
- ◇-◇-◇-◇ C8 - Z = 1.02
- \*-\*-\*-\* C5 - Z = 1.80

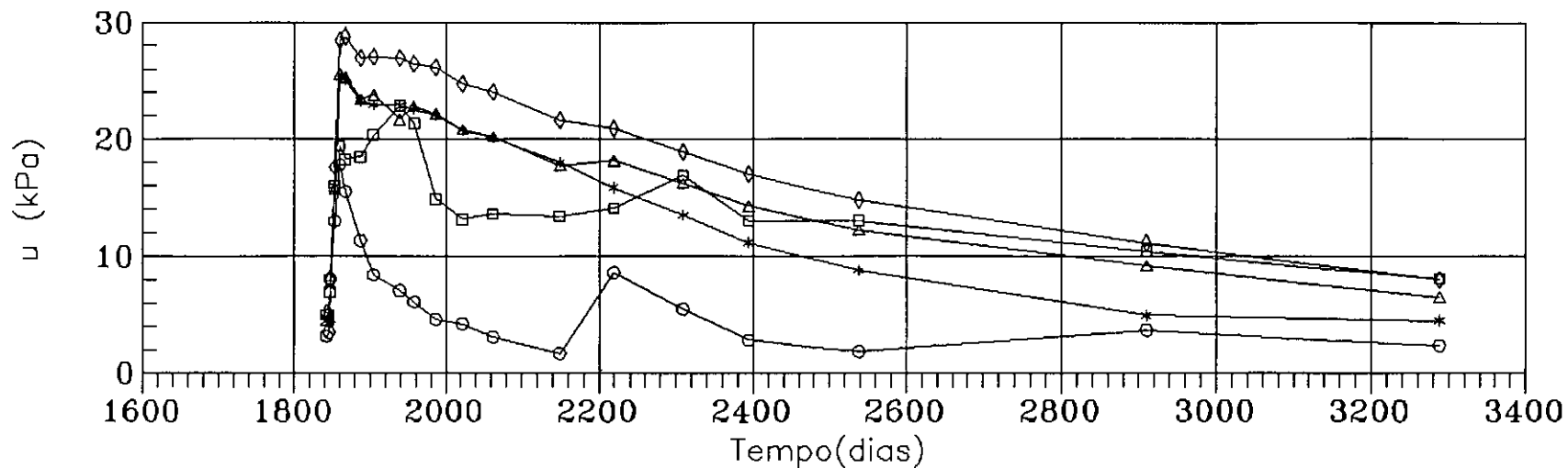
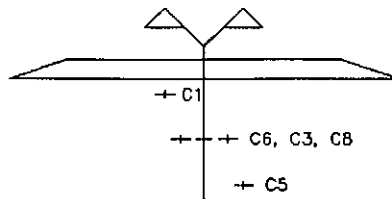
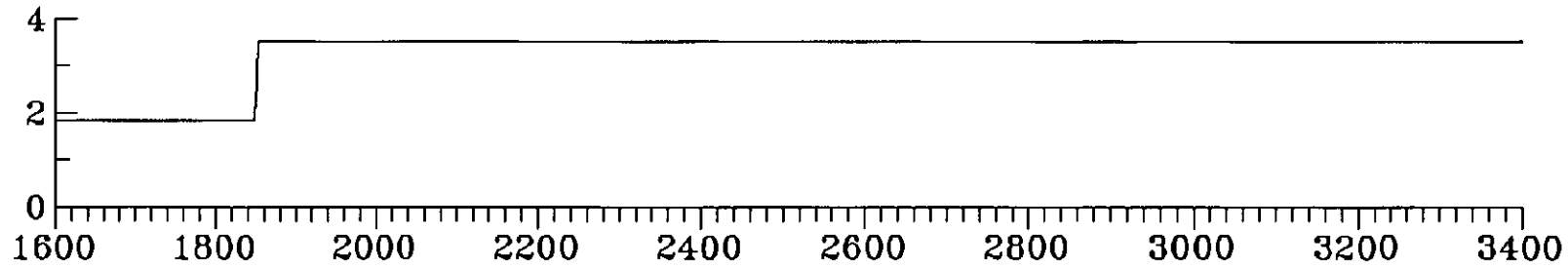
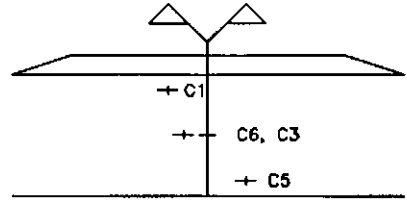


Fig.III.13 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção B  
piezômetros Casagrande C1, C3, C5, C6 e C8

Alt.terro (m)



- C1 - Z = 0.20
- C3 - Z = 1.00
- △-△-△-△ C6 - Z = 1.04
- \*-\*-\*-\* C5 - Z = 1.76



u (kPa)

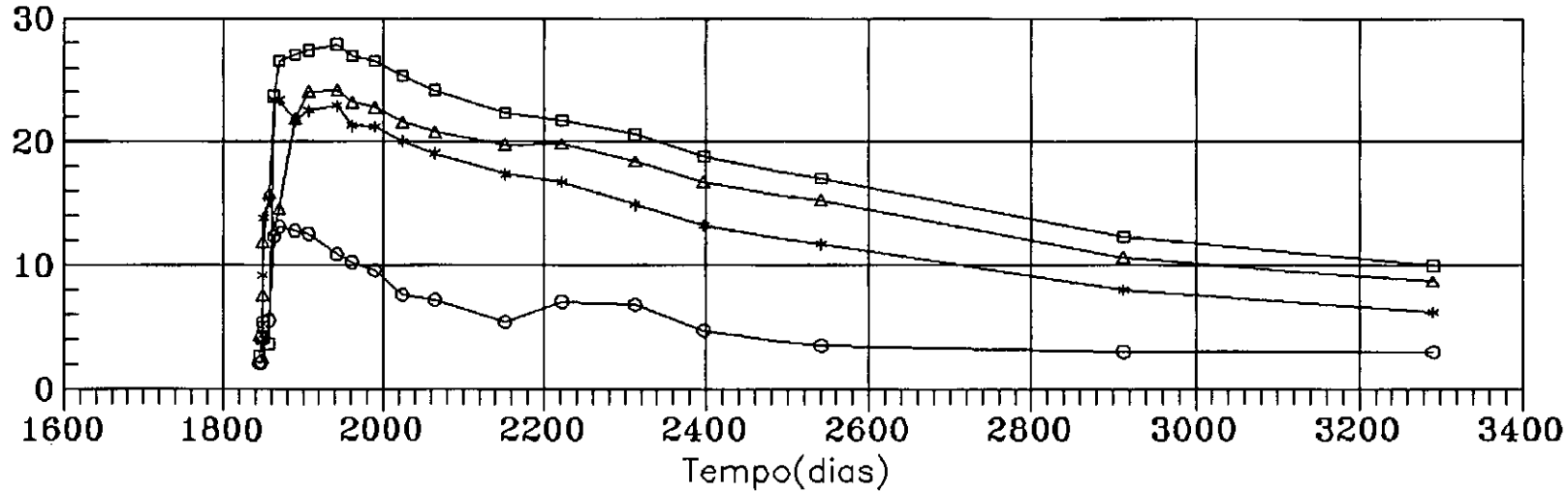
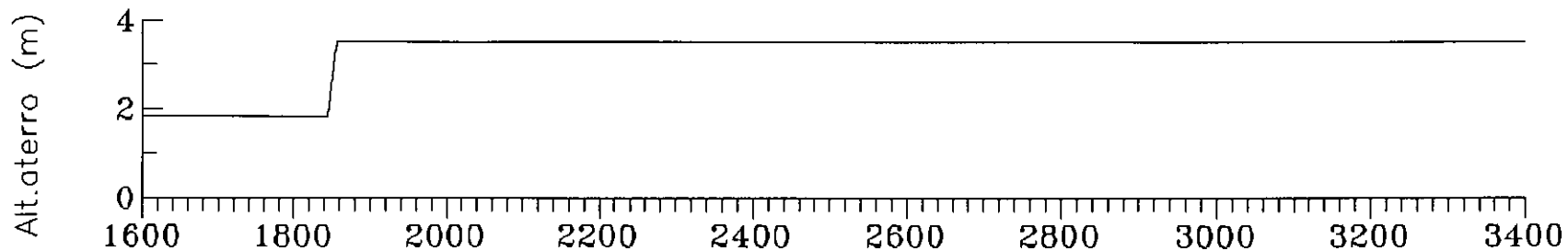


Fig.III.14 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção C  
piezômetros Casagrande C1, C3, C5 e C6



- ○ ○ ○ ○ C1 -  $Z = 0.14$
- △ △ △ △ △ C6 -  $Z = 0.96$
- ◇ ◇ ◇ ◇ ◇ C8 -  $Z = 0.90$
- \* \* \* \* \* C5 -  $Z = 1.94$

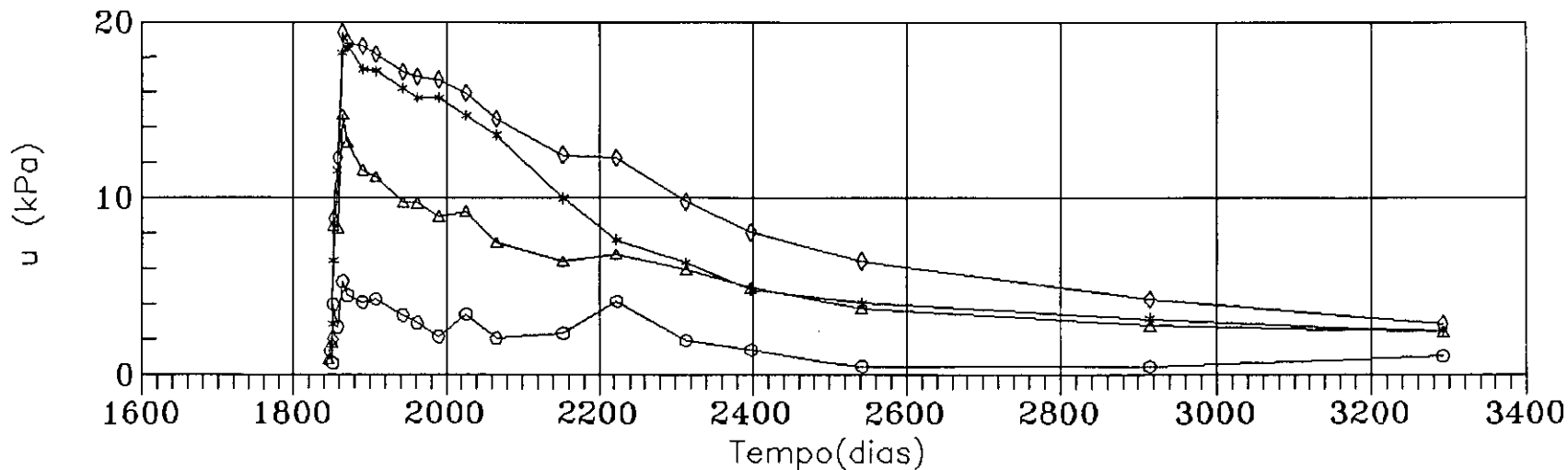
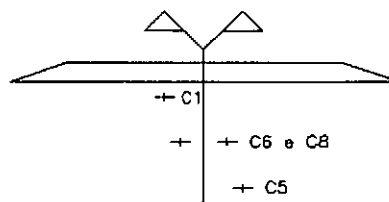
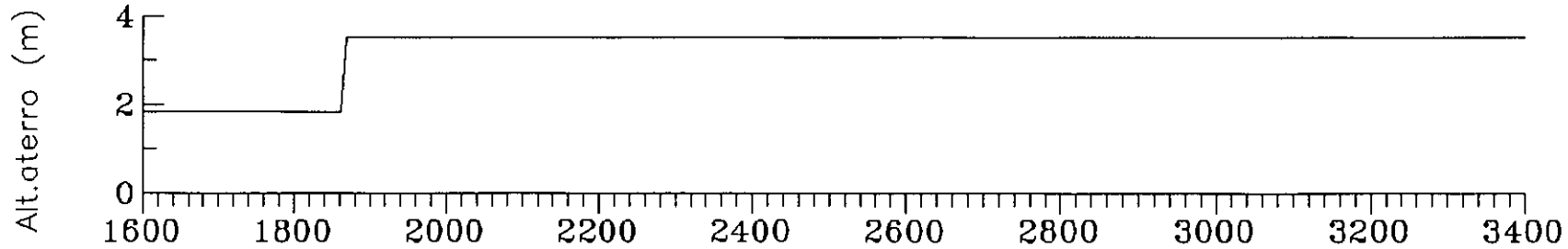


Fig.III.15 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção D  
piezômetros Casagrande C1, C5, C6 e C8



- C1 - Z = 0.20
- C3 - Z = 0.94
- △-△-△-△ C6 - Z = 0.94
- ◇-◇-◇-◇ C8 - Z = 1.02
- \*-\*-\*-\* C5 - Z = 1.80

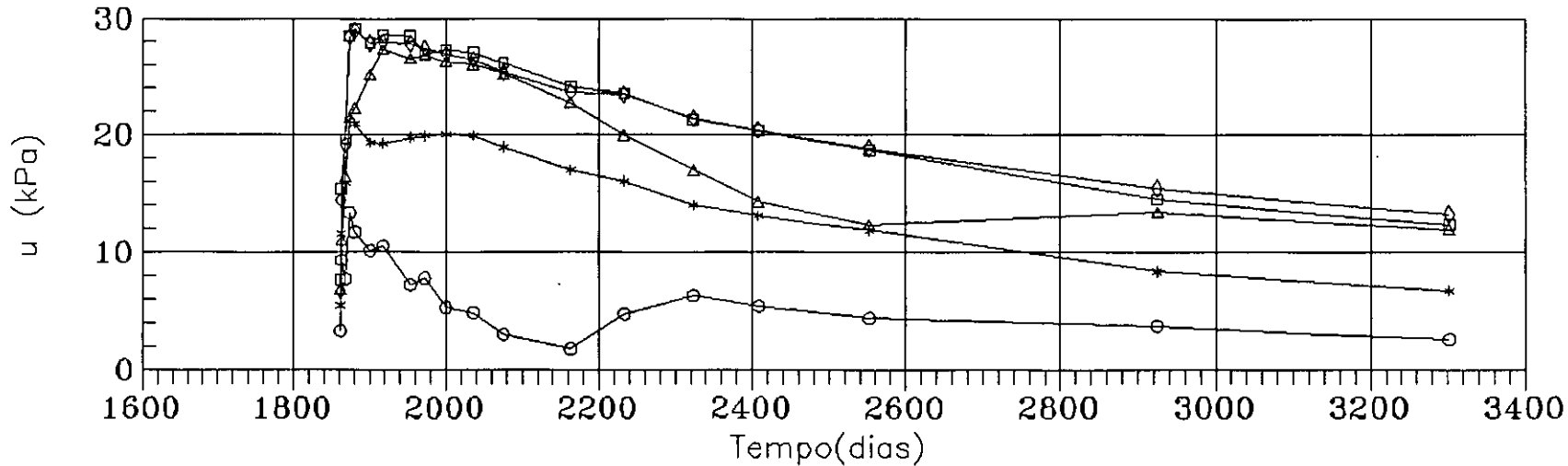
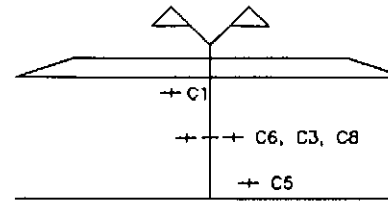
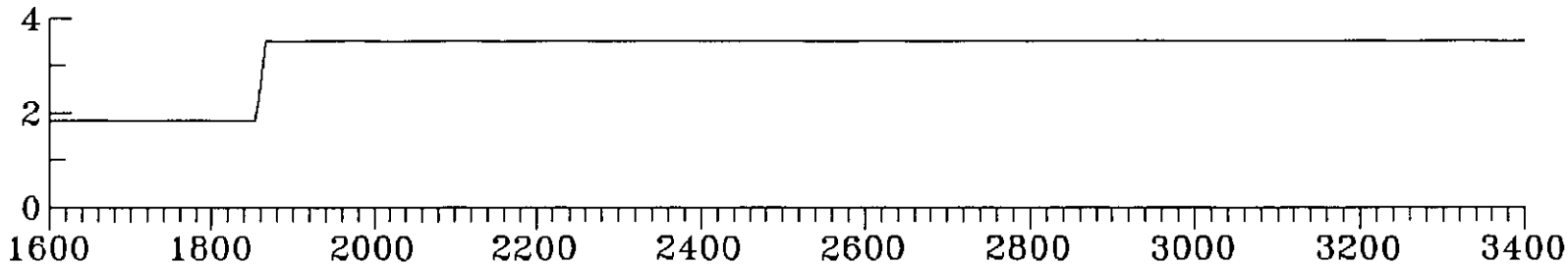
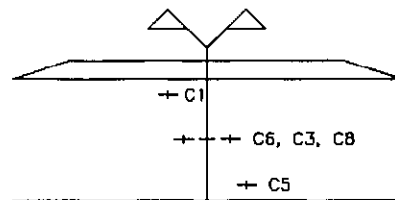


Fig.III.16 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção E  
piezômetros Casagrande C1, C3, C5, C6 e C8

Alt. aterro (m)



- C1 - Z = 0.16
- C3 - Z = 1.02
- △-△-△-△ C6 - Z = 0.96
- ◇-◇-◇-◇ C8 - Z = 0.98
- \*-\*-\*-\* C5 - Z = 1.82



u (kPa)

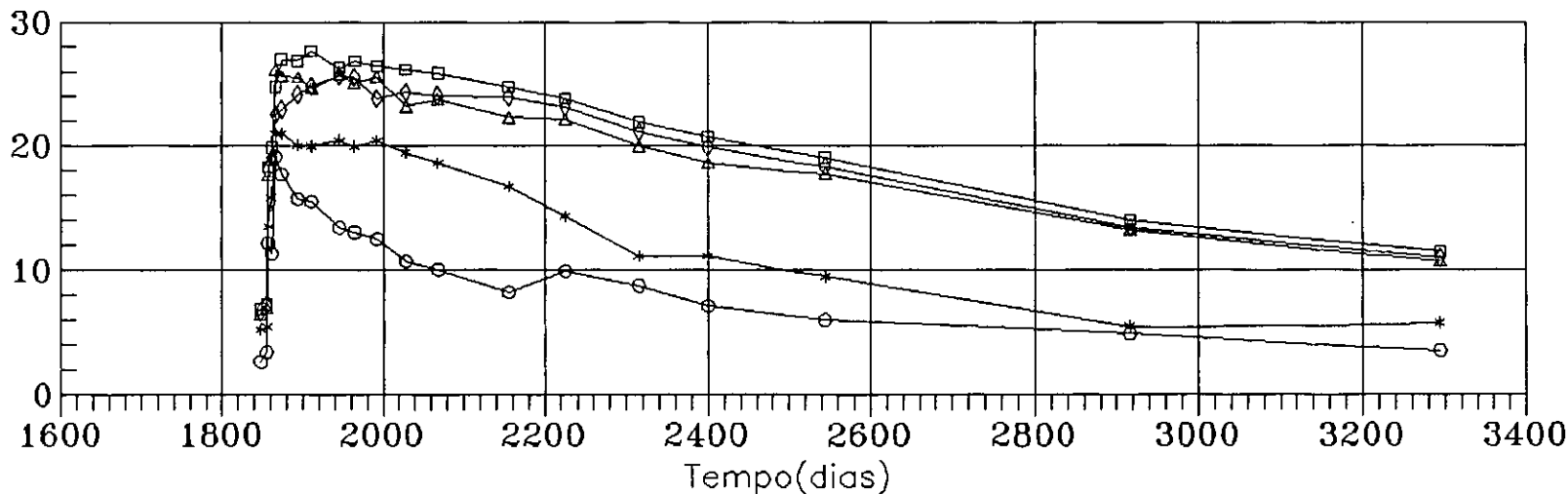


Fig.III.17 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção F  
piezômetros Casagrande C1, C3, C5, C6 e C8

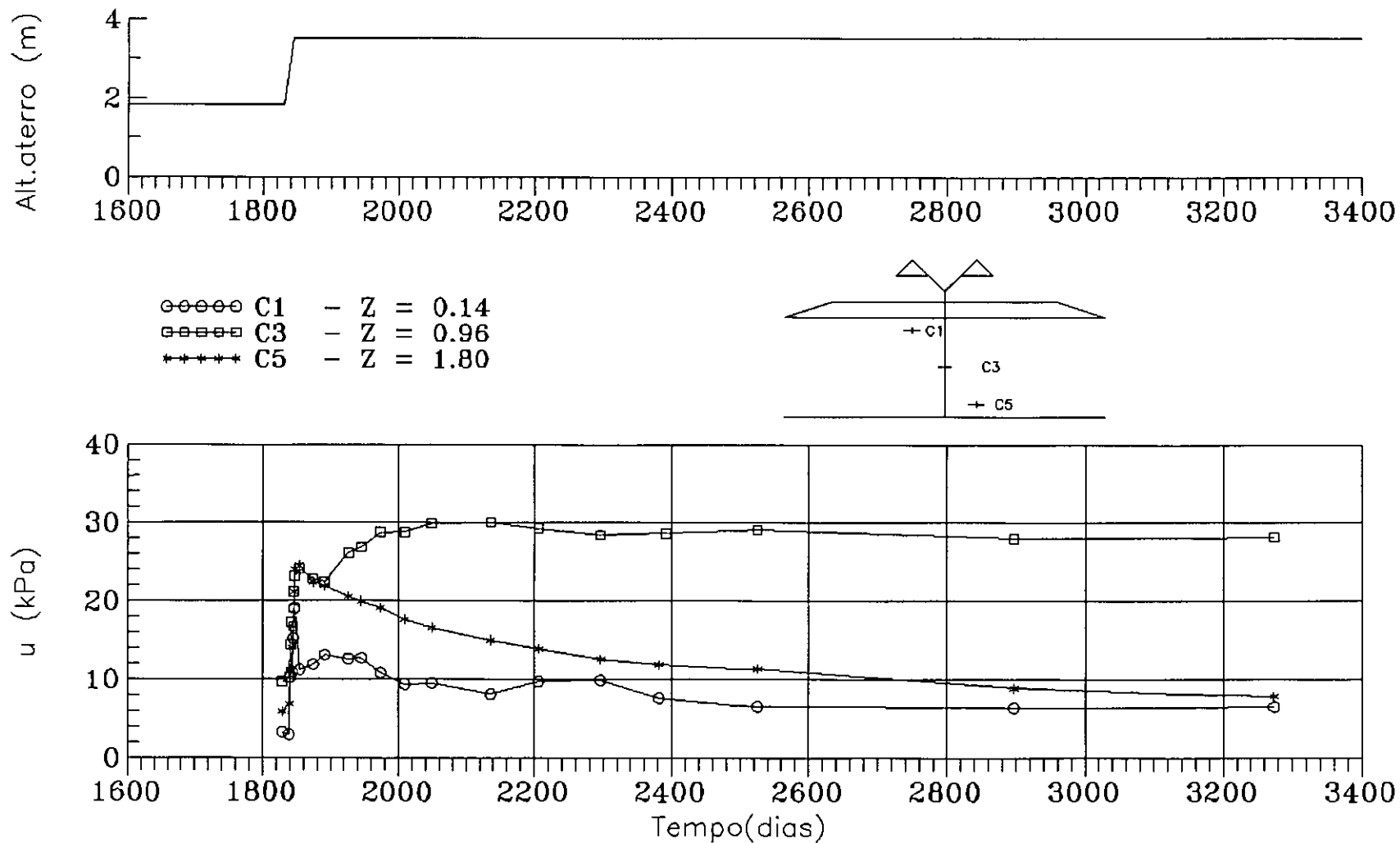
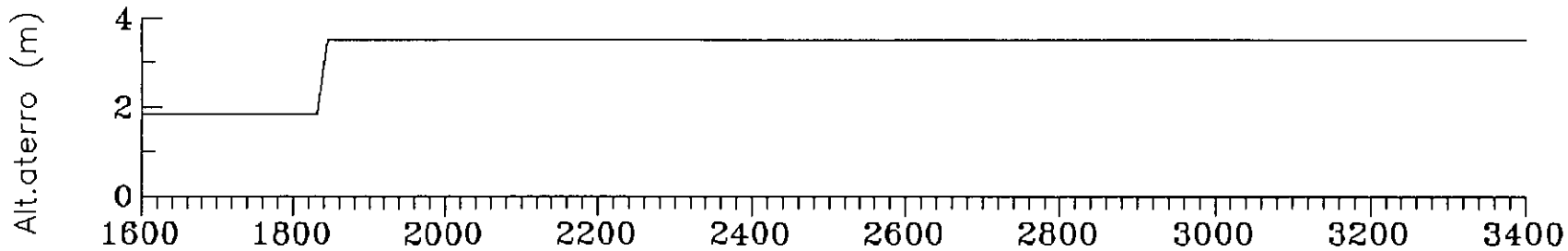


Fig.III.18 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção G  
piezômetros Casagrande C1, C3 e C5





- ○ ○ ○ ○ C13 - Z = 1.38
- □ □ □ □ C21 - Z = 0.54
- △ △ △ △ △ C22 - Z = 0.96

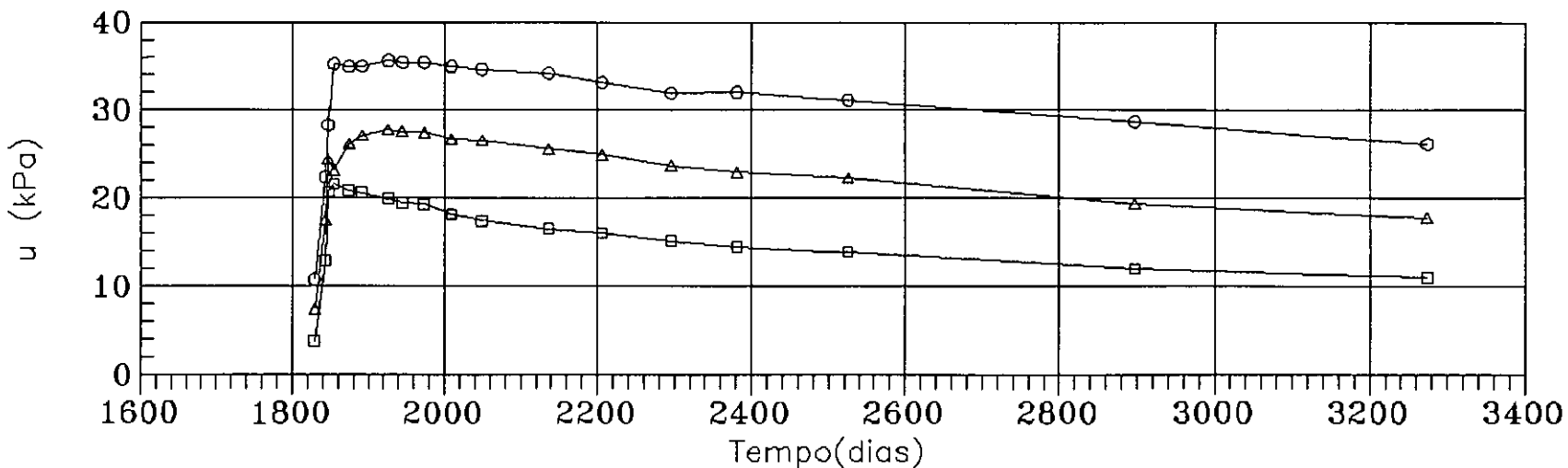
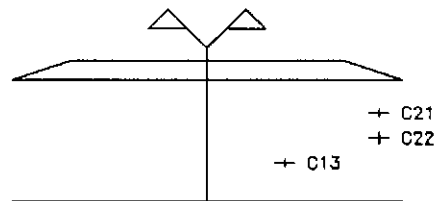


Fig.III.19 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção G  
piezômetros Casagrande C13, C21 e C22

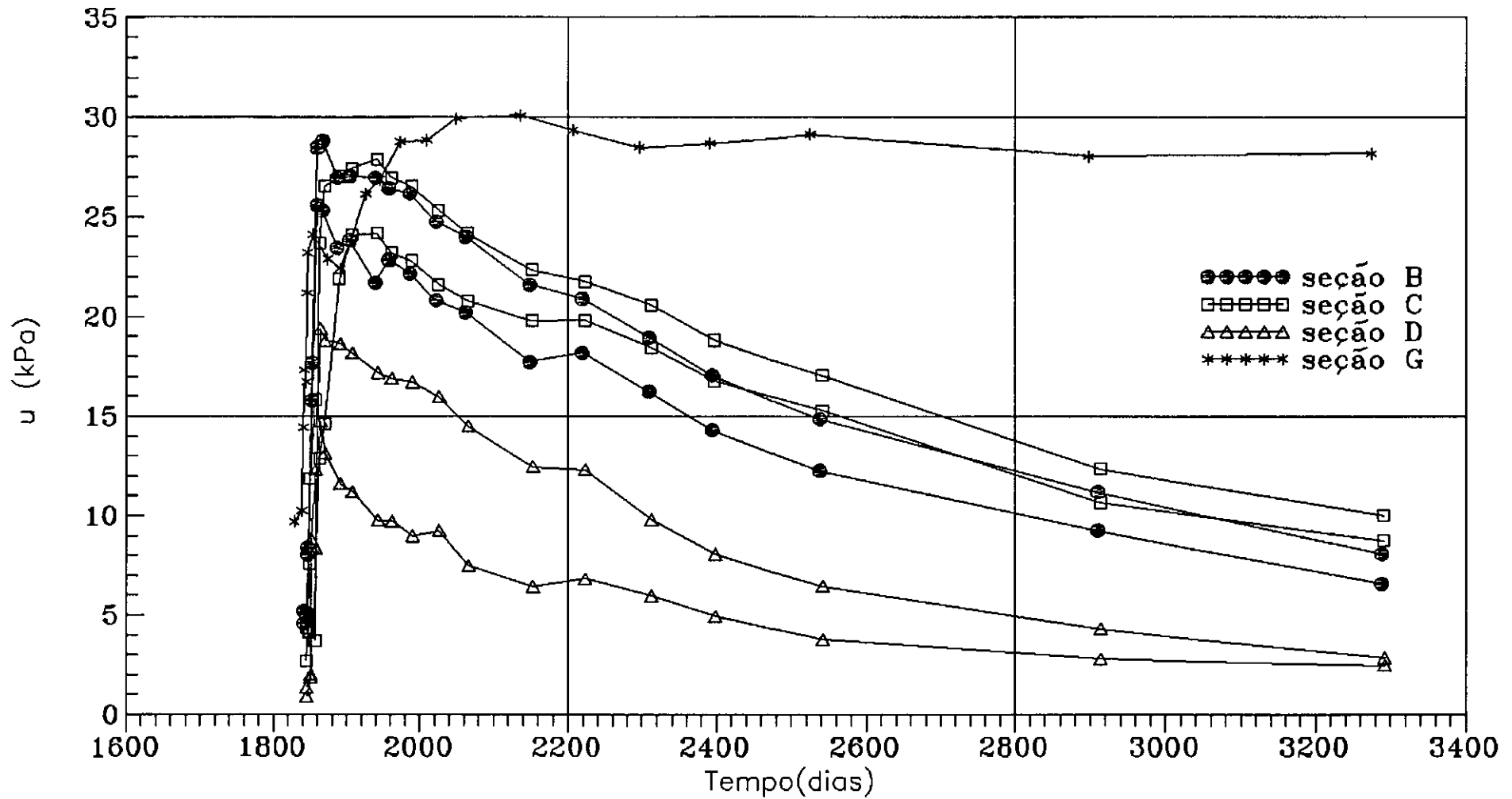


Fig.III.20 - Limite de variação do excesso de poro pressão vs tempo para piezômetros instalado no meio da camada-comparação entre as seções B, C, D e G

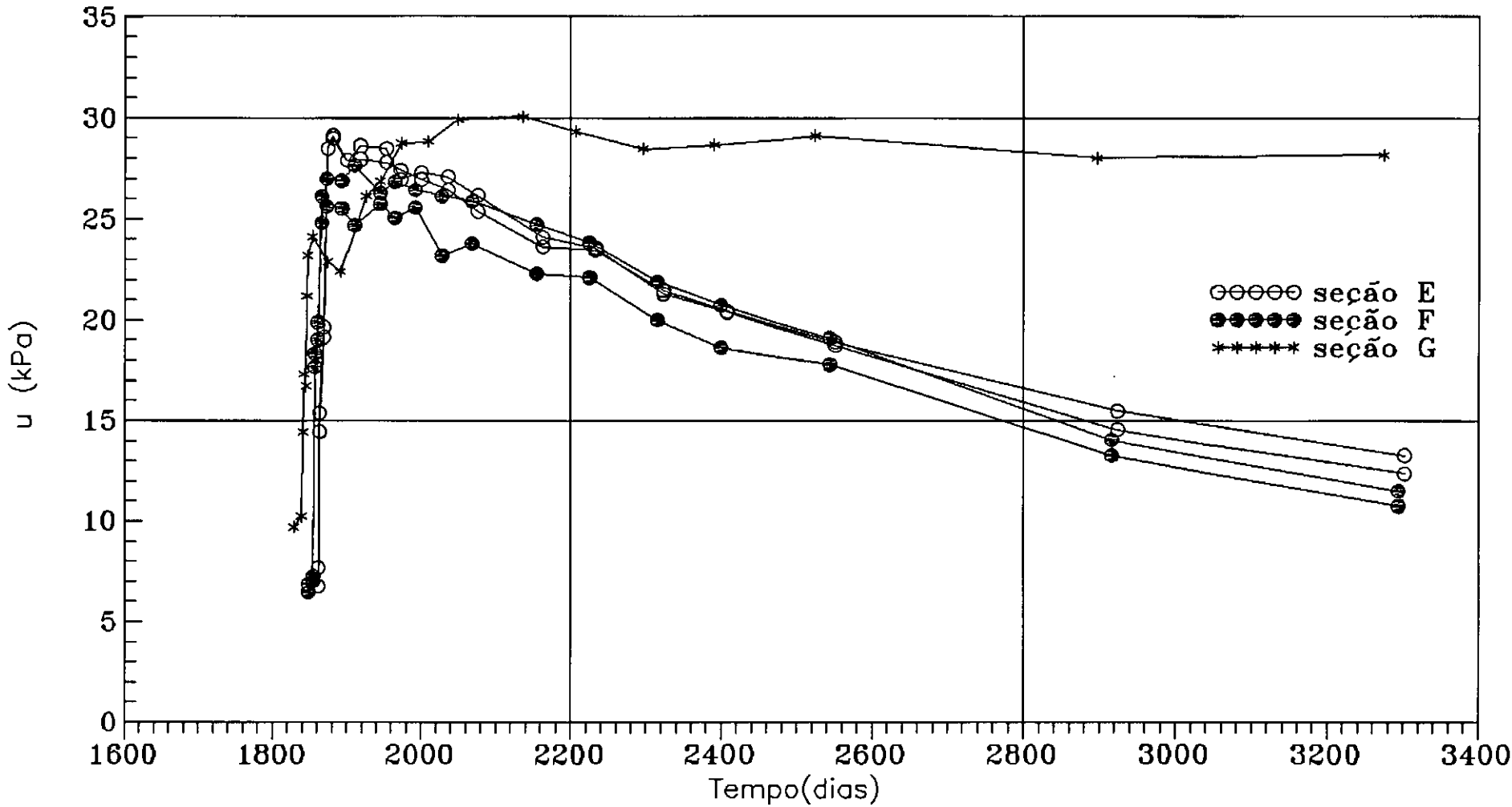


Fig.III.21 - Limite de variação do excesso de poro pressão vs tempo para piezômetros instalado no meio da camada-comparação entre as seções E, F e G

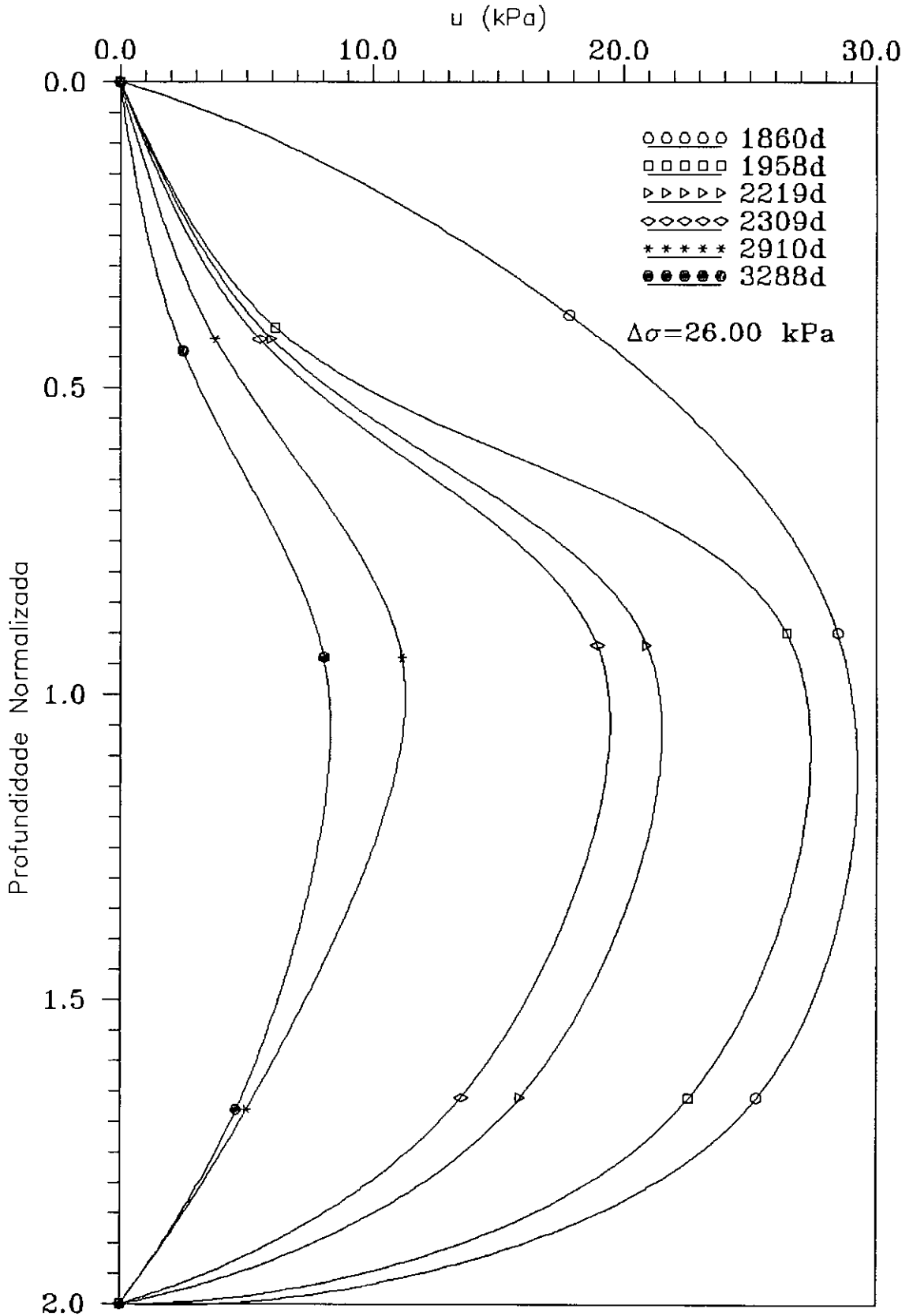


Fig.III.22 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção B - 2a. fase de carregamento.

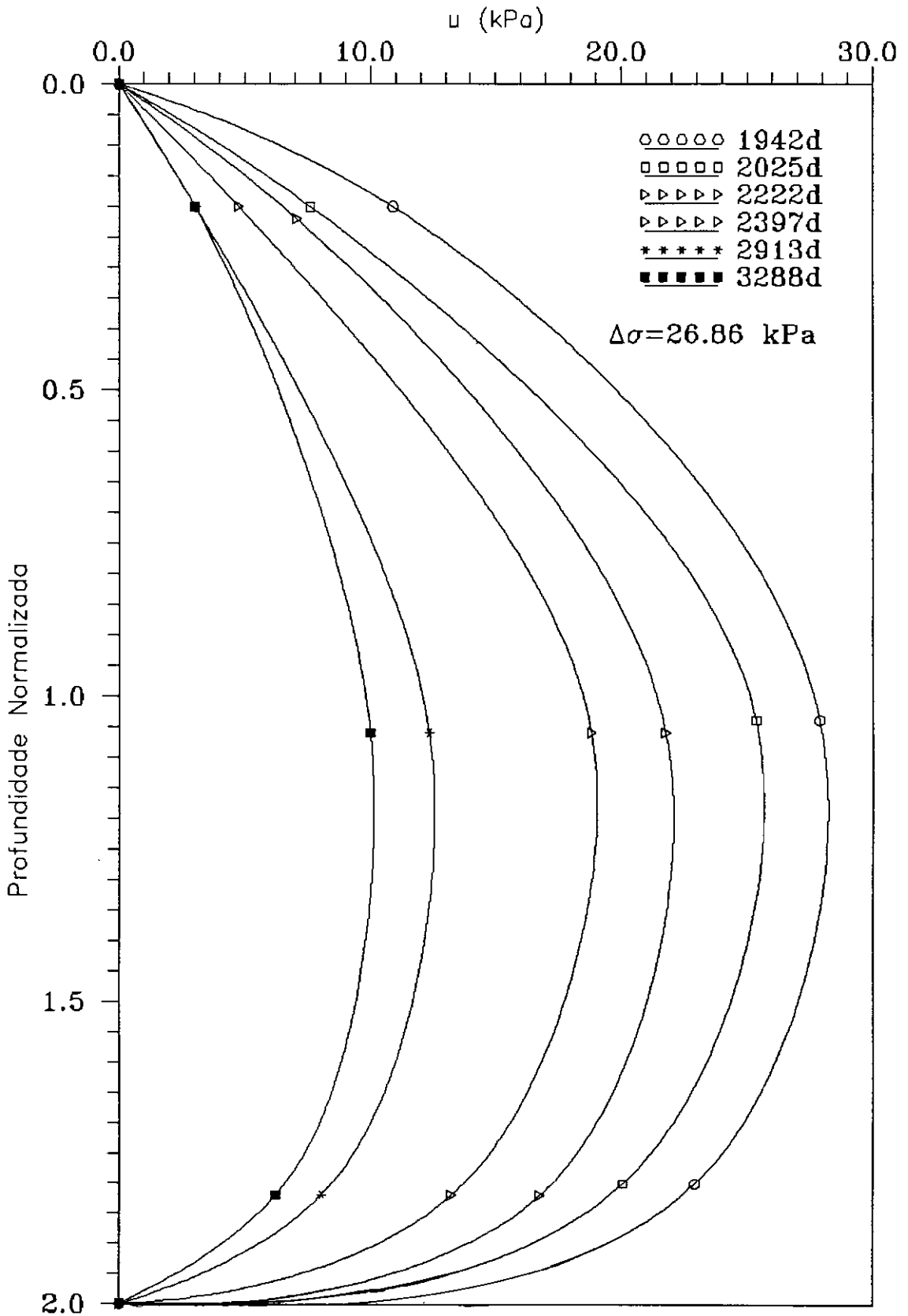


Fig.III.23 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção C - 2a. fase de carregamento.

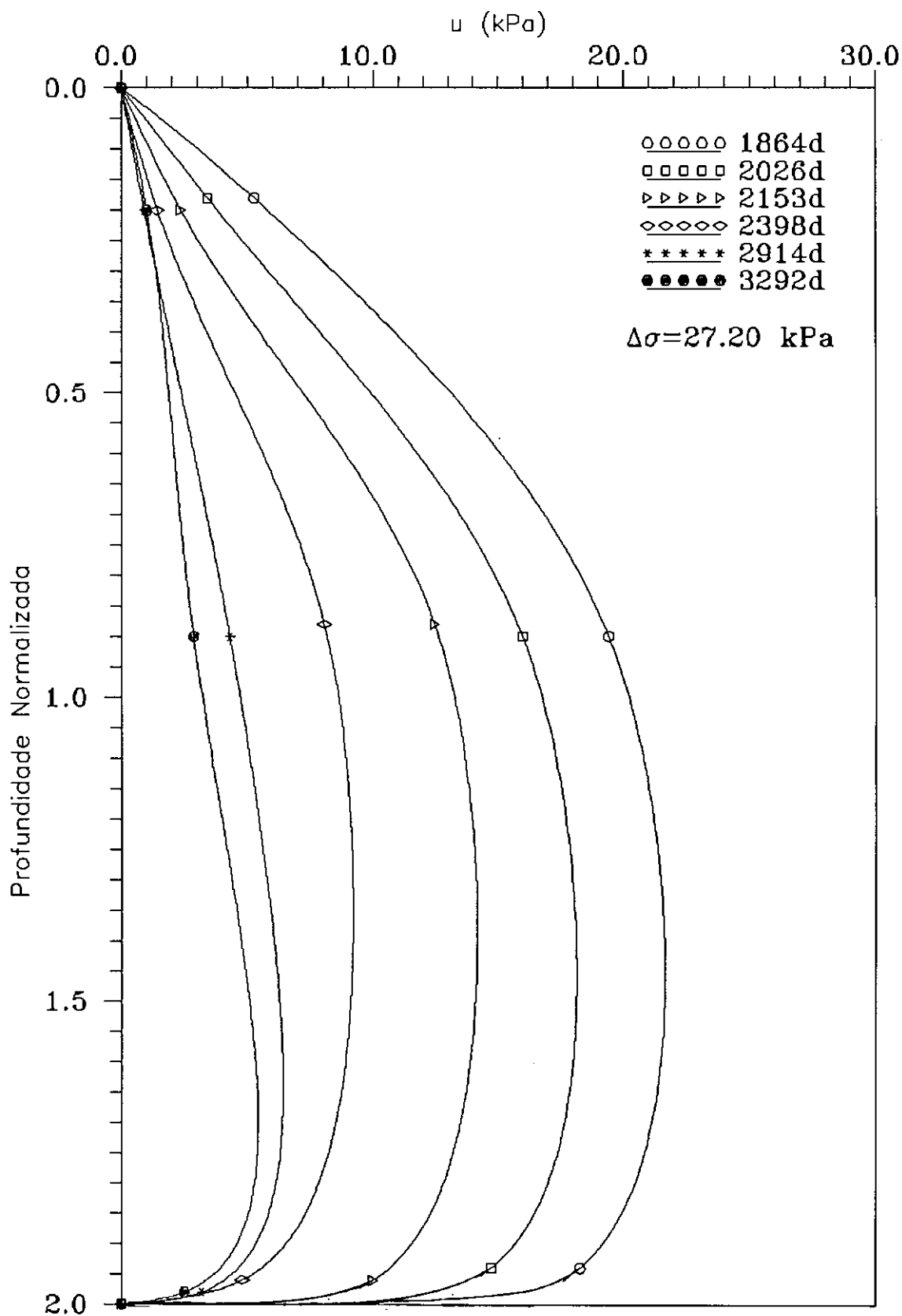


Fig.III.24 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção D - 2a. fase de carregamento.

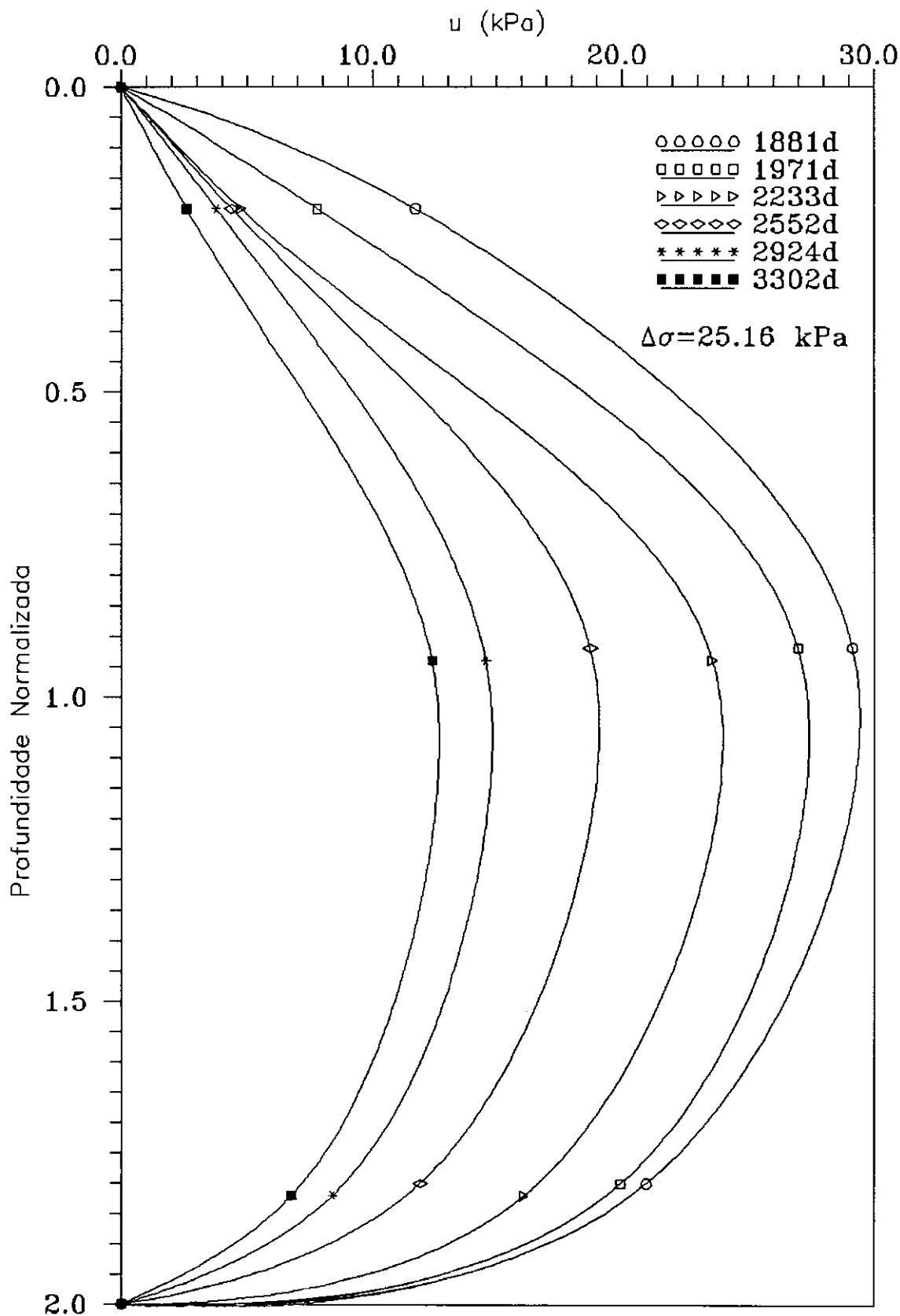


Fig.III.25 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção E - 2a. fase de carregamento.

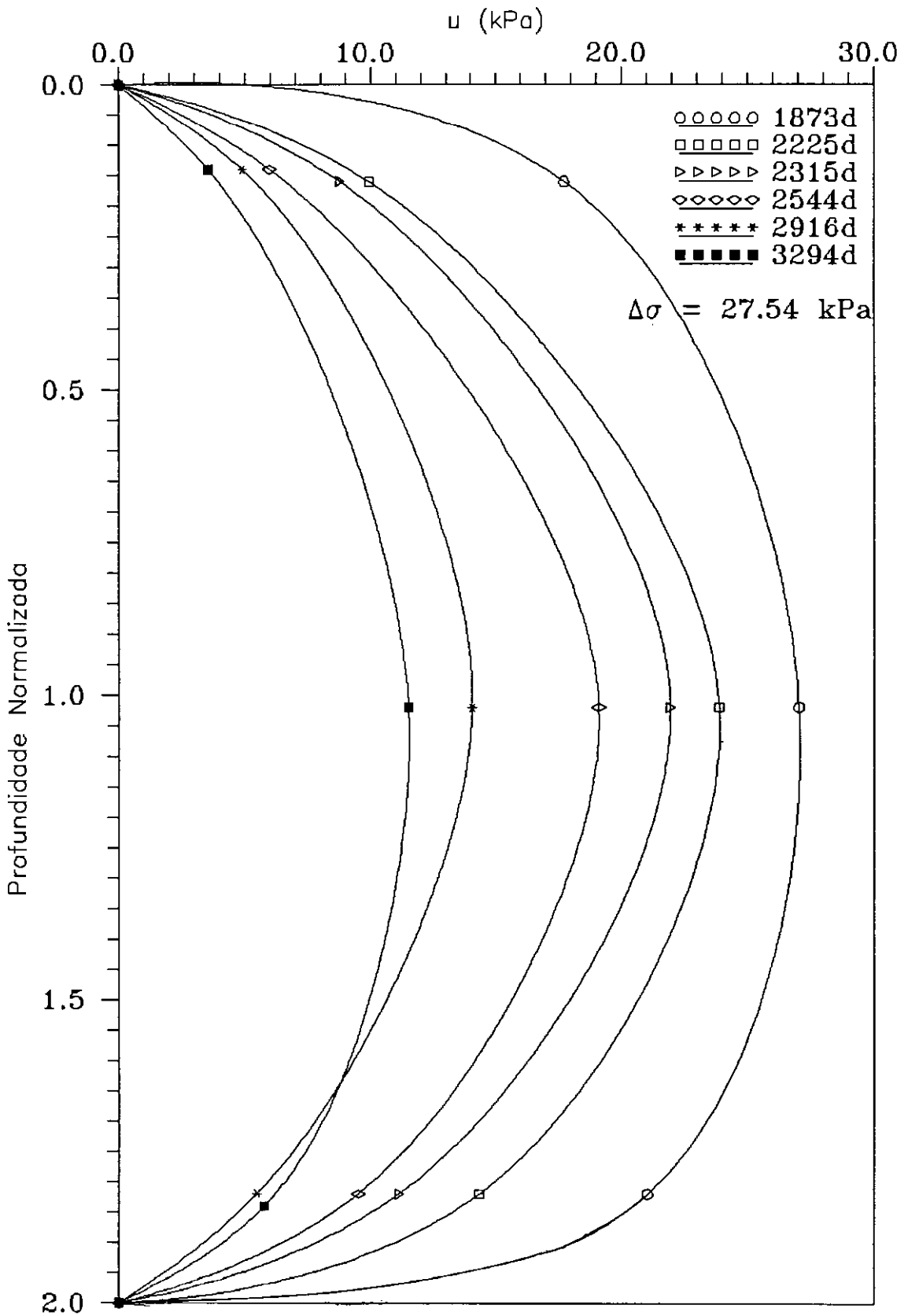


Fig.III.26 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção F - 2a. fase de carregamento.



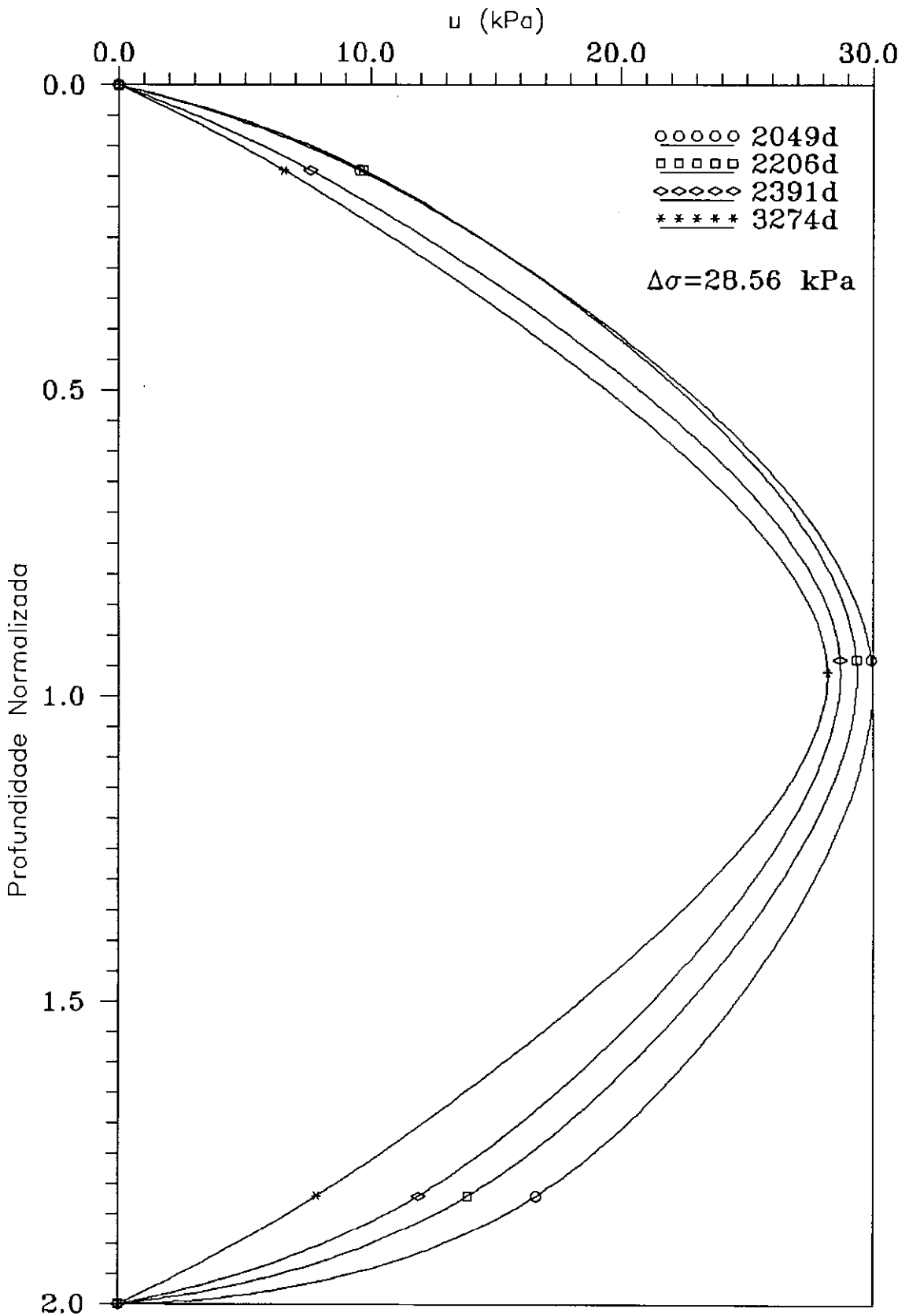
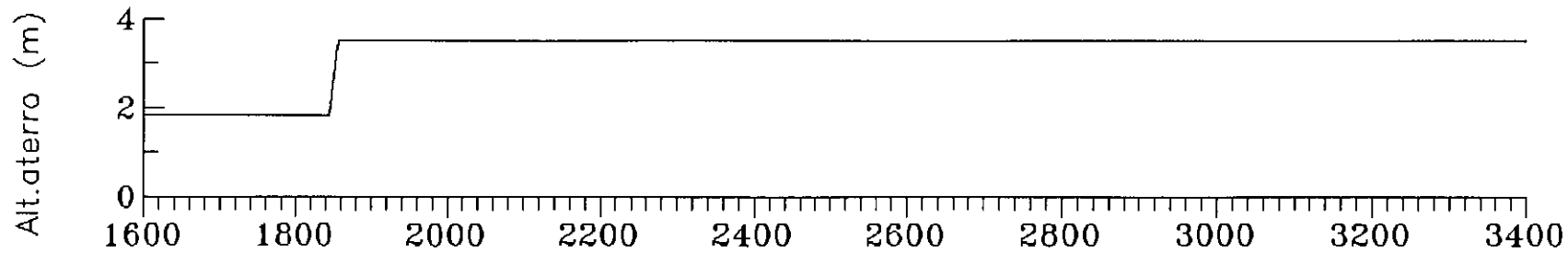


Fig.III.27 - Gráfico Profundidade Normalizada vs variação do excesso de poro pressão - piez.Casagrande seção G - 2a. fase de carregamento.



○ ○ ○ ○ ○ C9 - Z = 2.48  
 □ □ □ □ □ C15 - Z = 2.90

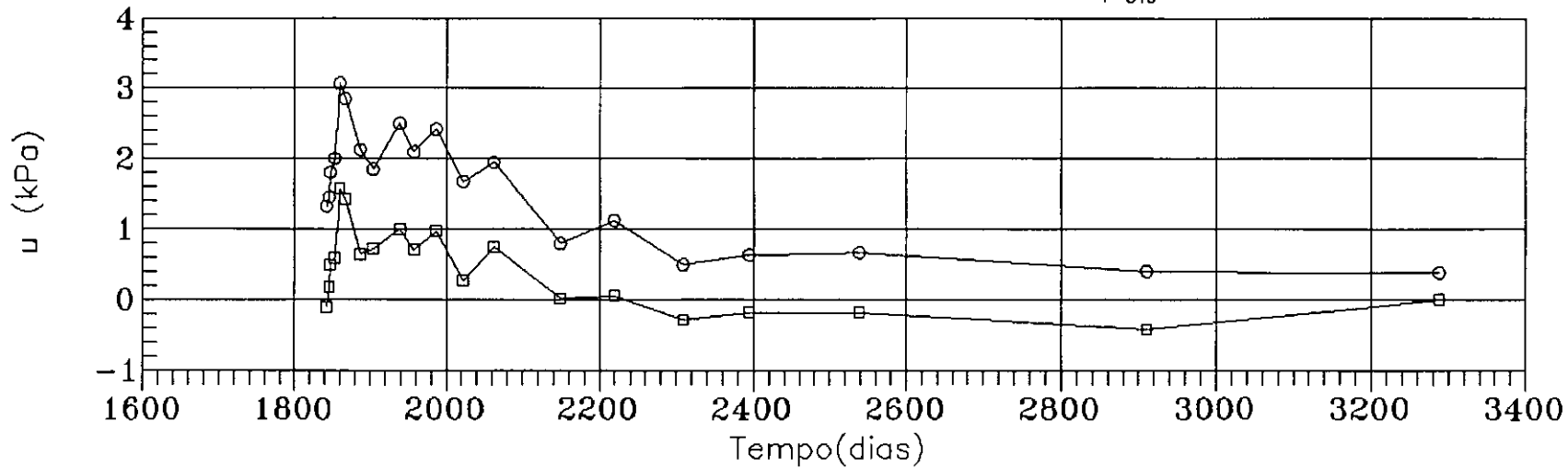
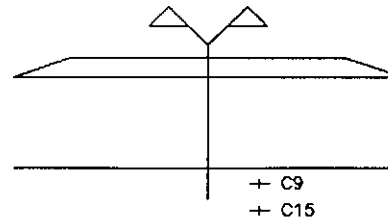
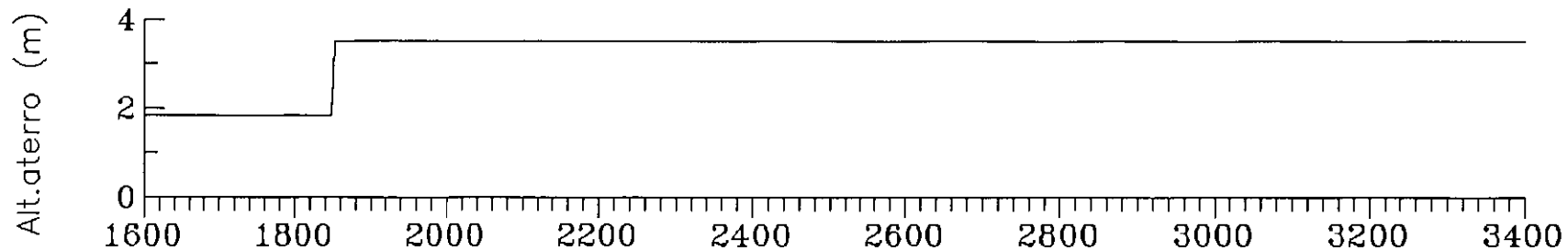


Fig.III.28 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - Seção B  
 piezômetro Casagrande C9, C15



○-○-○-○-○ C9 - Z = 2.34  
 □-□-□-□-□ C15 - Z = 2.96

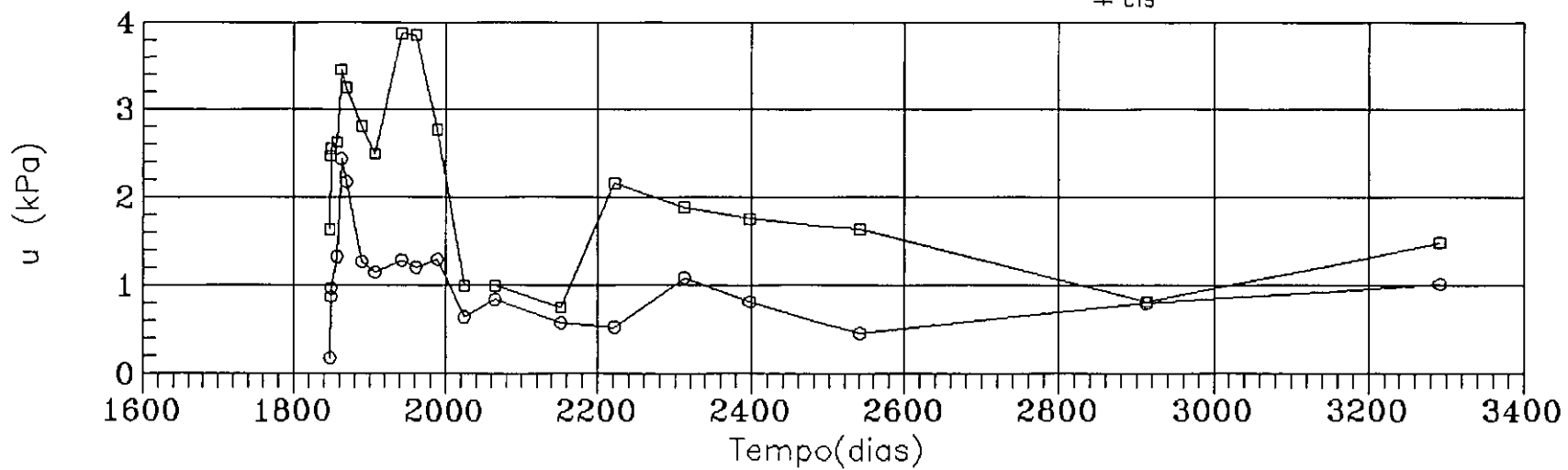
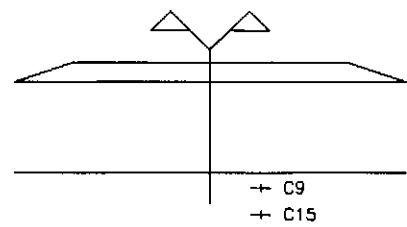


Fig.III.29 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - Seção C piezômetro Casagrande C9, C15

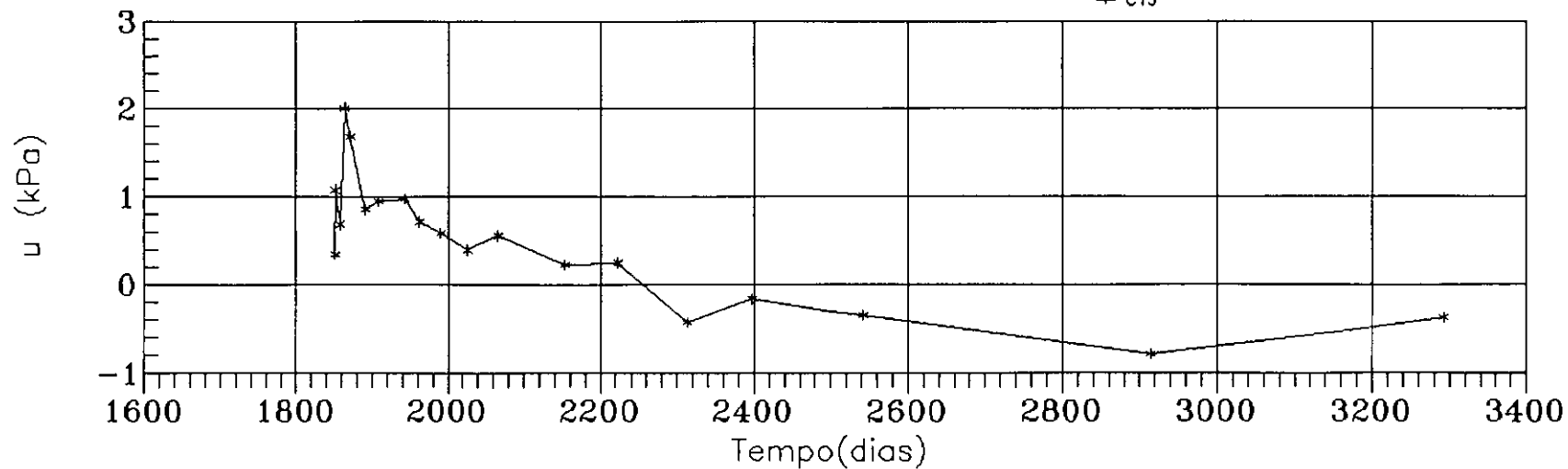
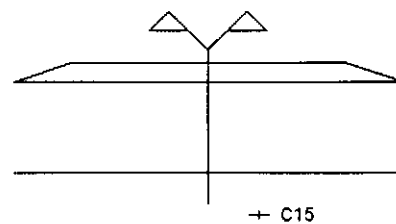
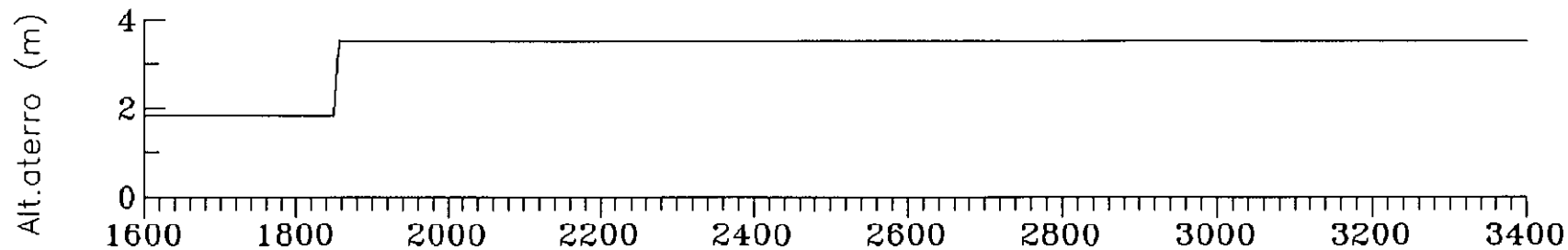
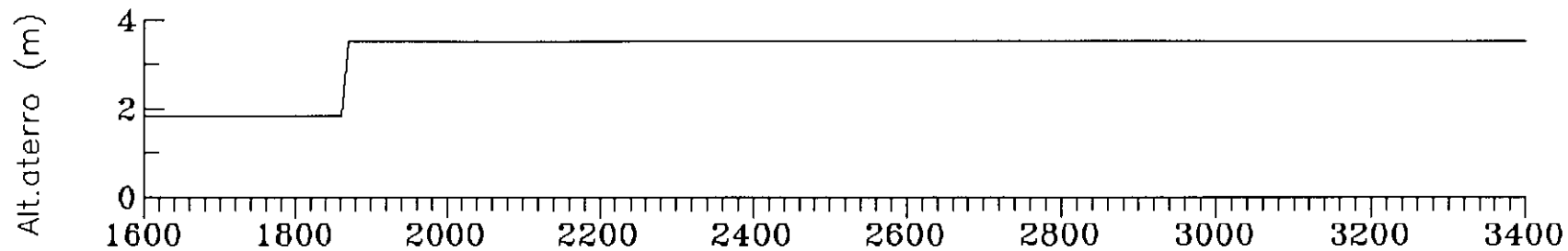


Fig.III.30 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção D  
piezômetro Casagrande C15



○-○-○-○-○ C9 - Z = 2.34  
 □-□-□-□-□ C15 - Z = 3.04

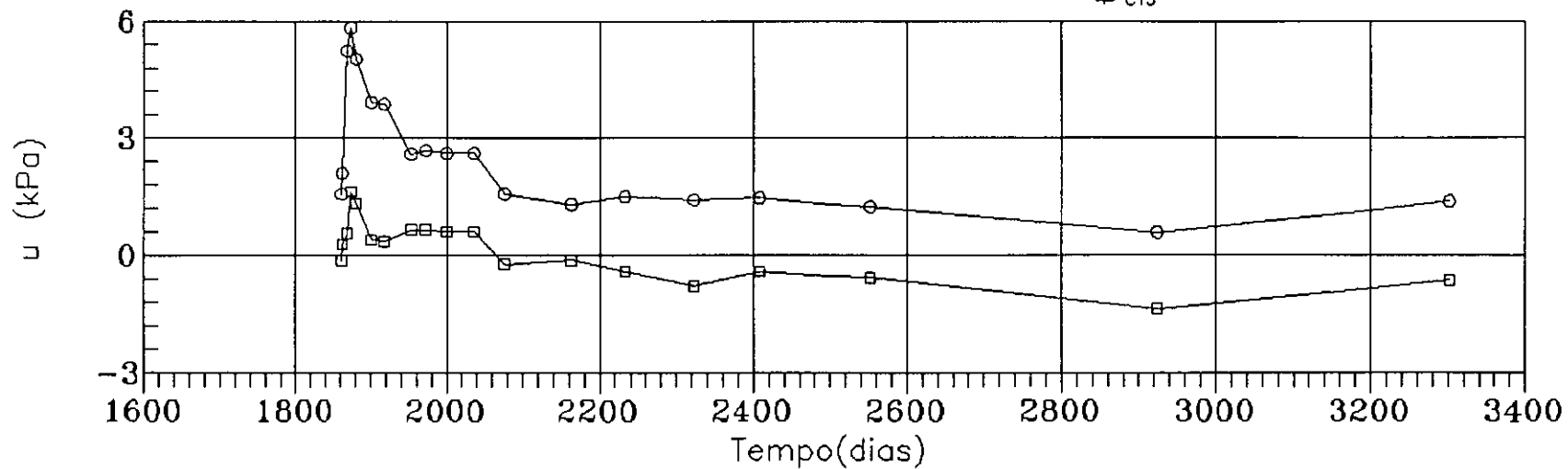
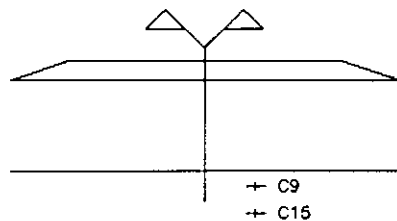
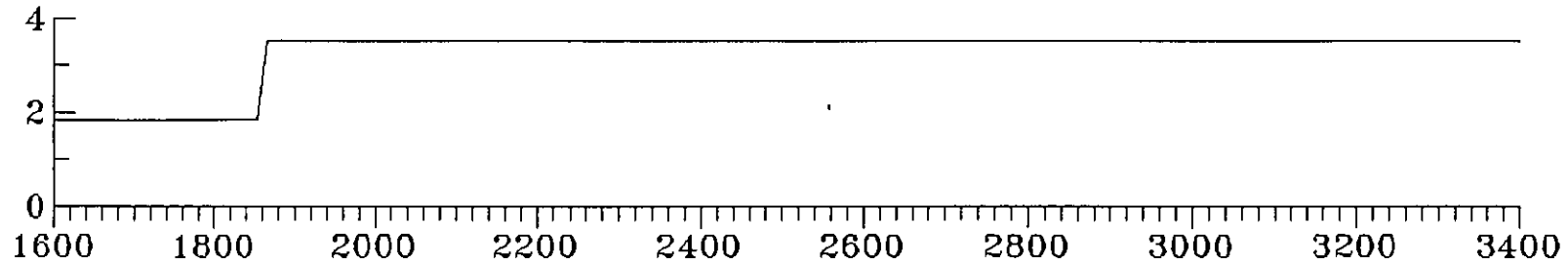
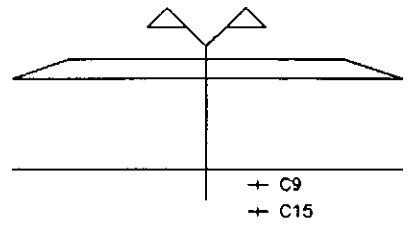


Fig.III.31 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção E  
 piezômetros Casagrande C9, C15

Alt.aterro (m)



○-○-○-○-○ C9 - Z = 2.44  
□-□-□-□-□ C15 - Z = 3.14



u (kPa)

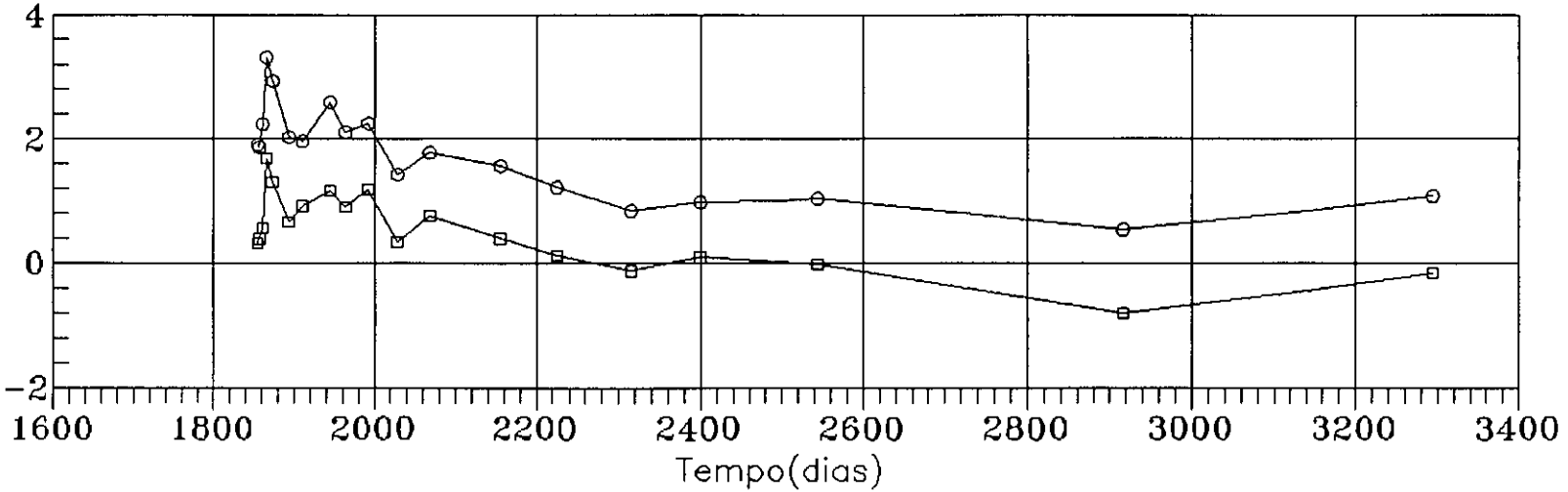


Fig.III.32 - Variação do excesso de poro pressão - Secão F  
piezômetro Casagrande C9, C15

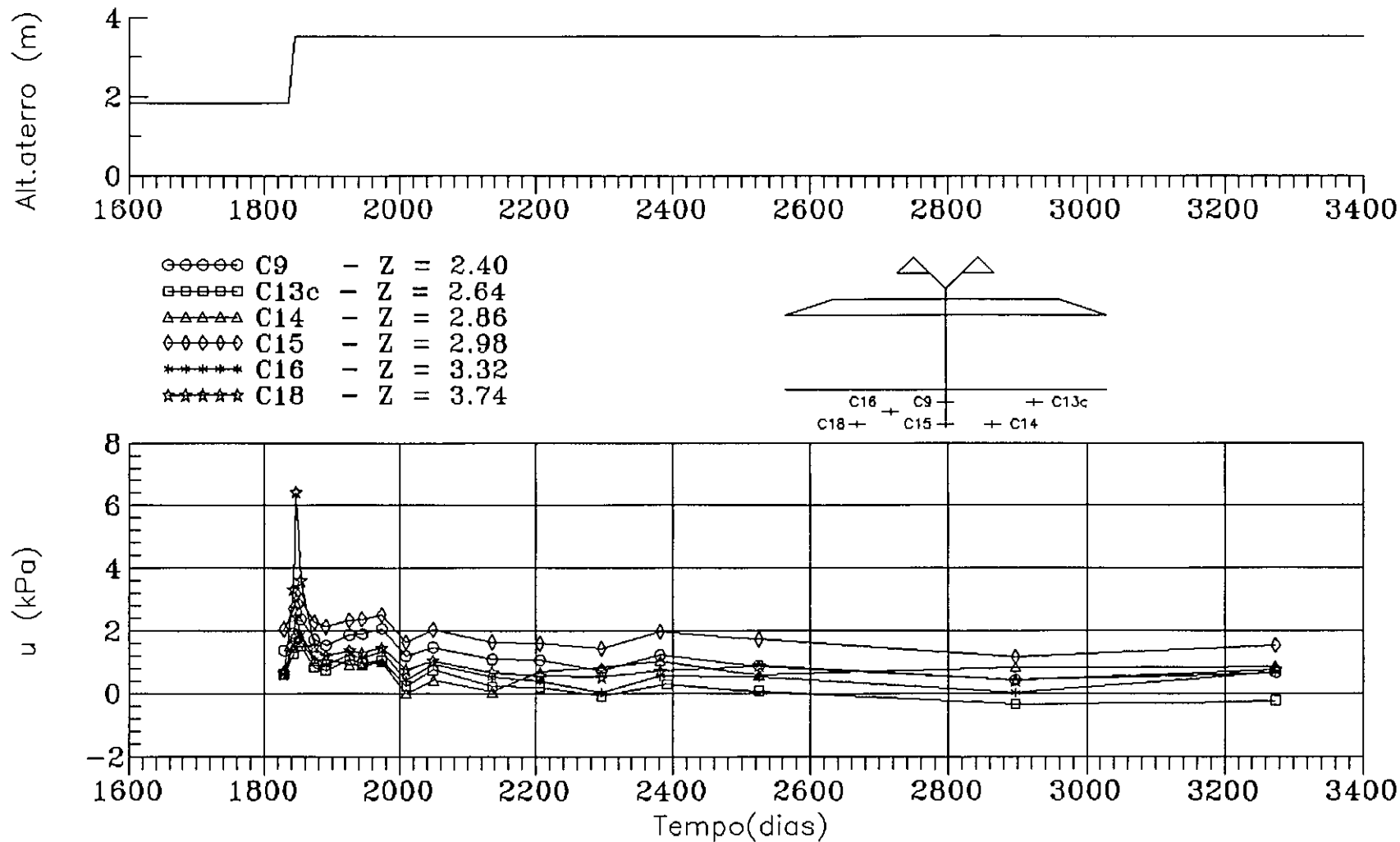


Fig.III.33 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção G  
 piezômetros Casagrande C9, C13c, C14, C15, C16 e C18

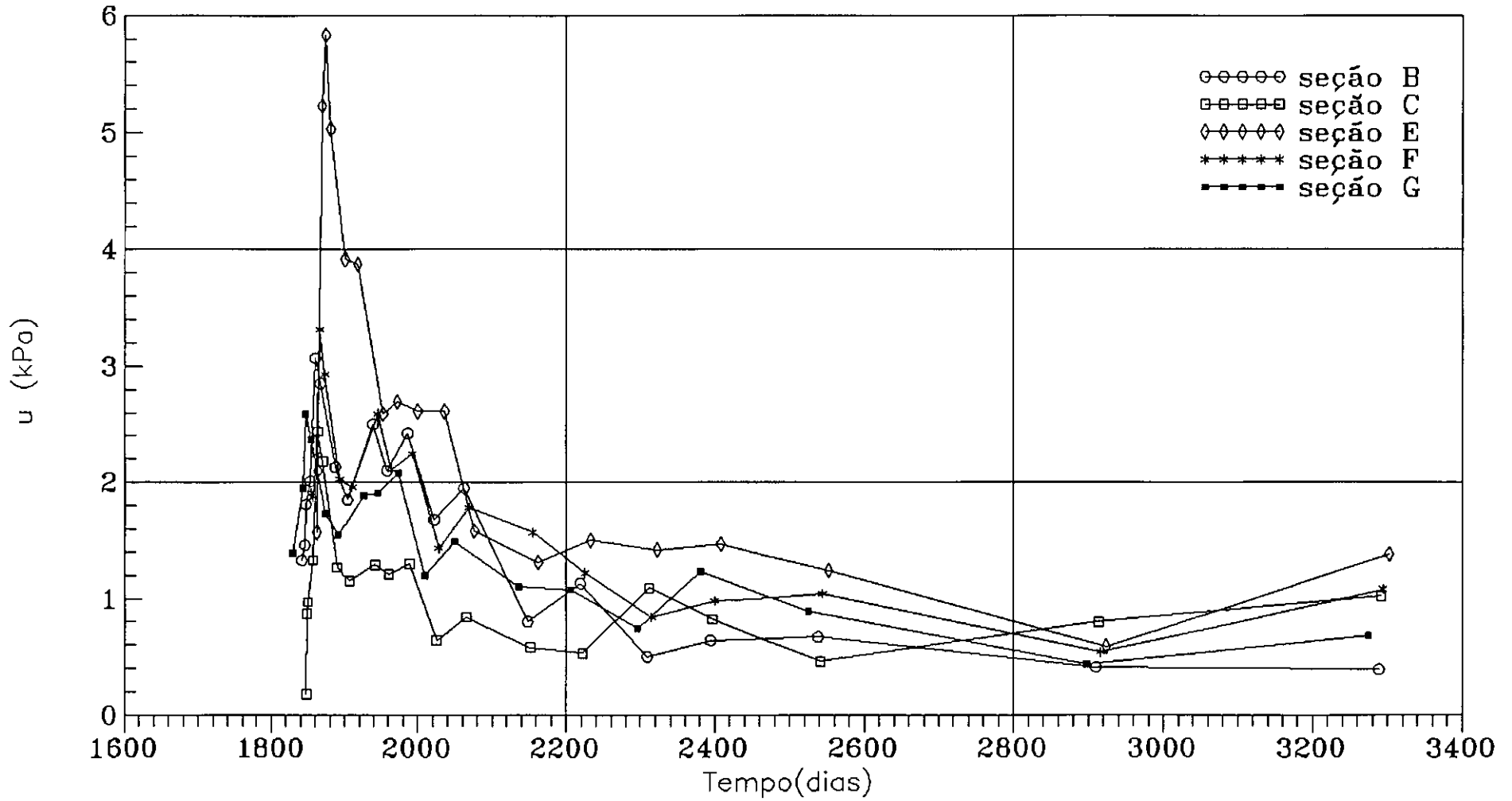


Fig.III.34 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo para piezômetros Casagrande C9-comparação entre seções



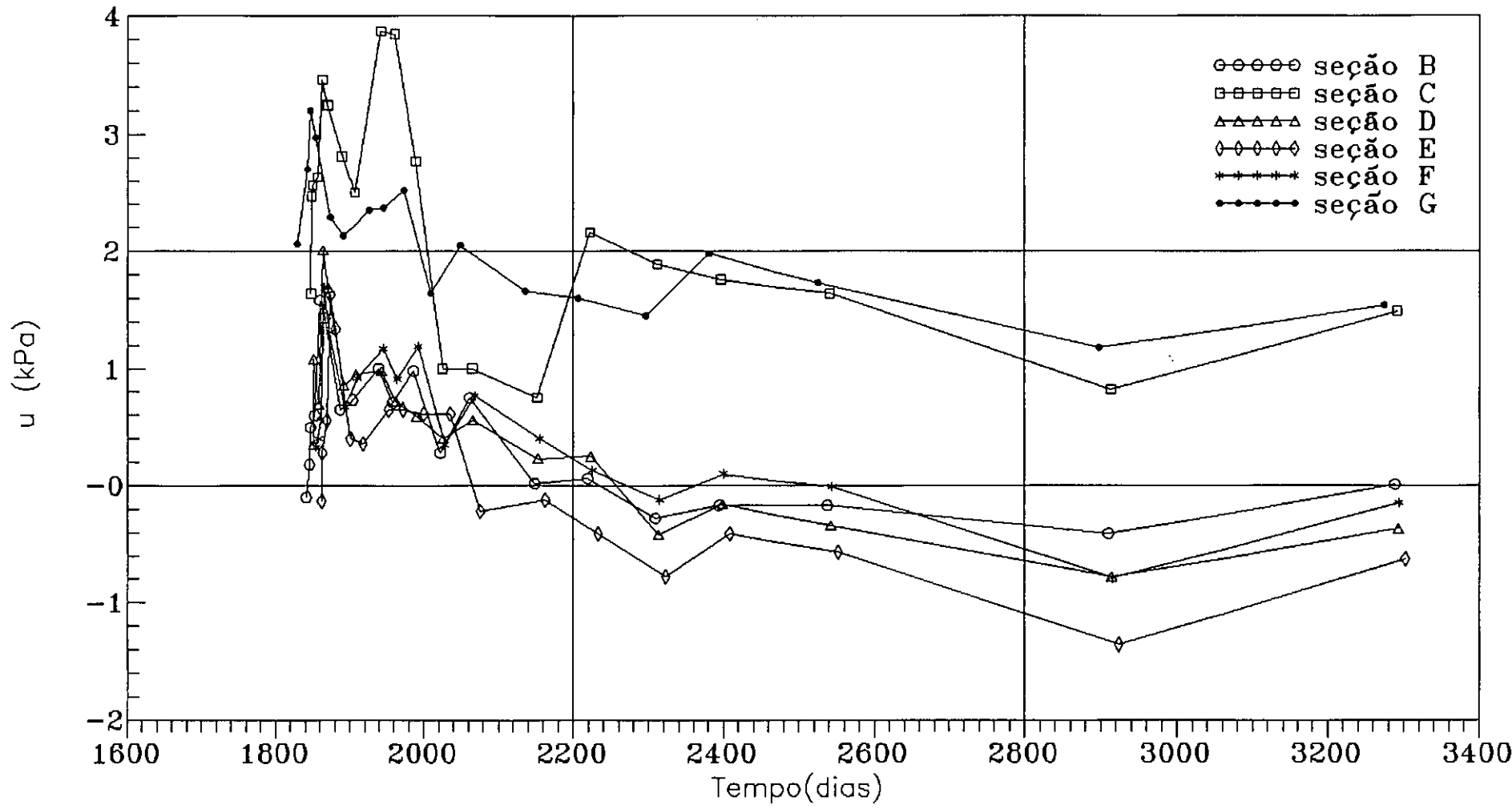


Fig.III.35 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo para piezômetros Casagrande C15-comparação entre seções

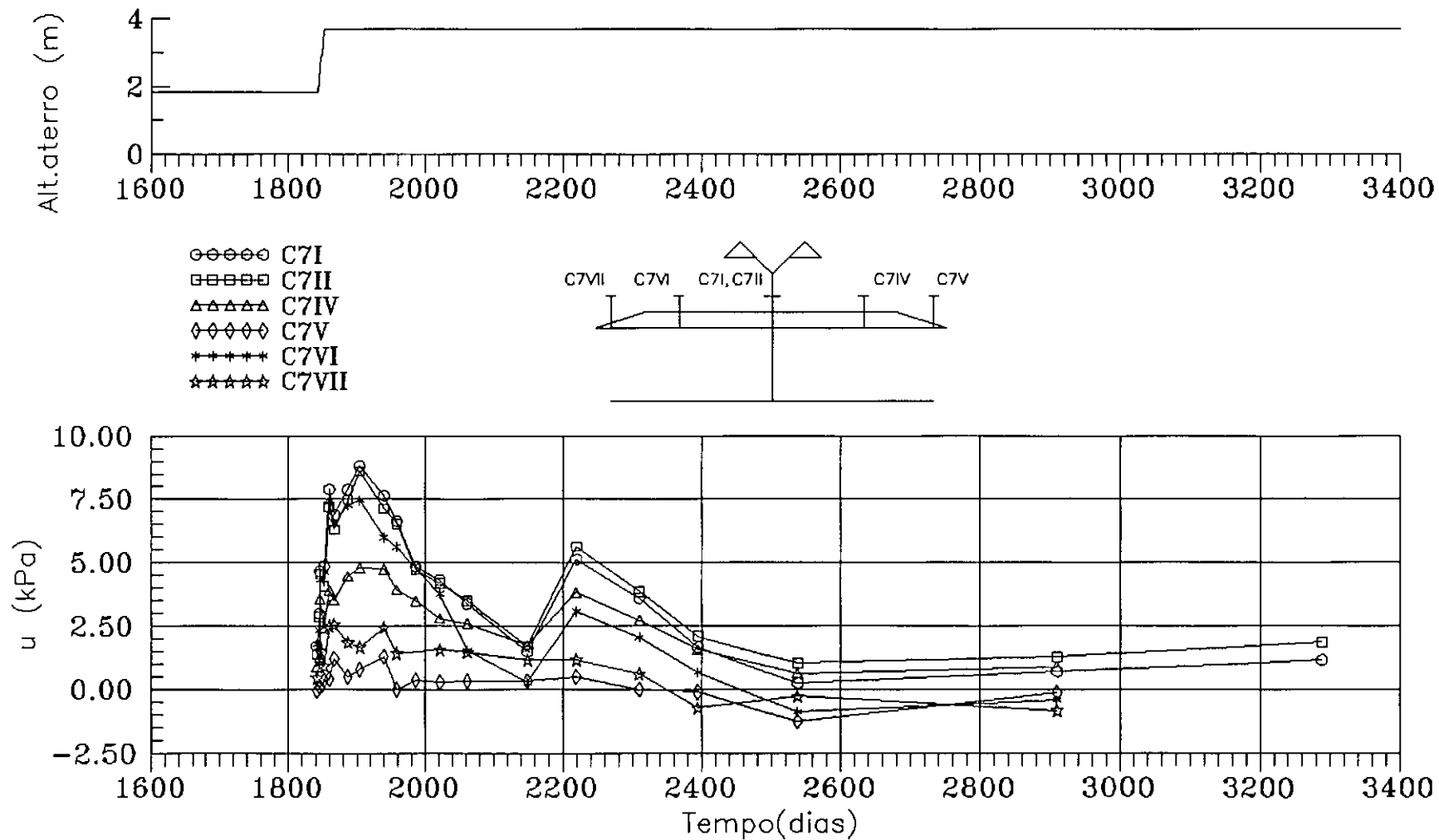


Fig.III.36 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção B  
piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)

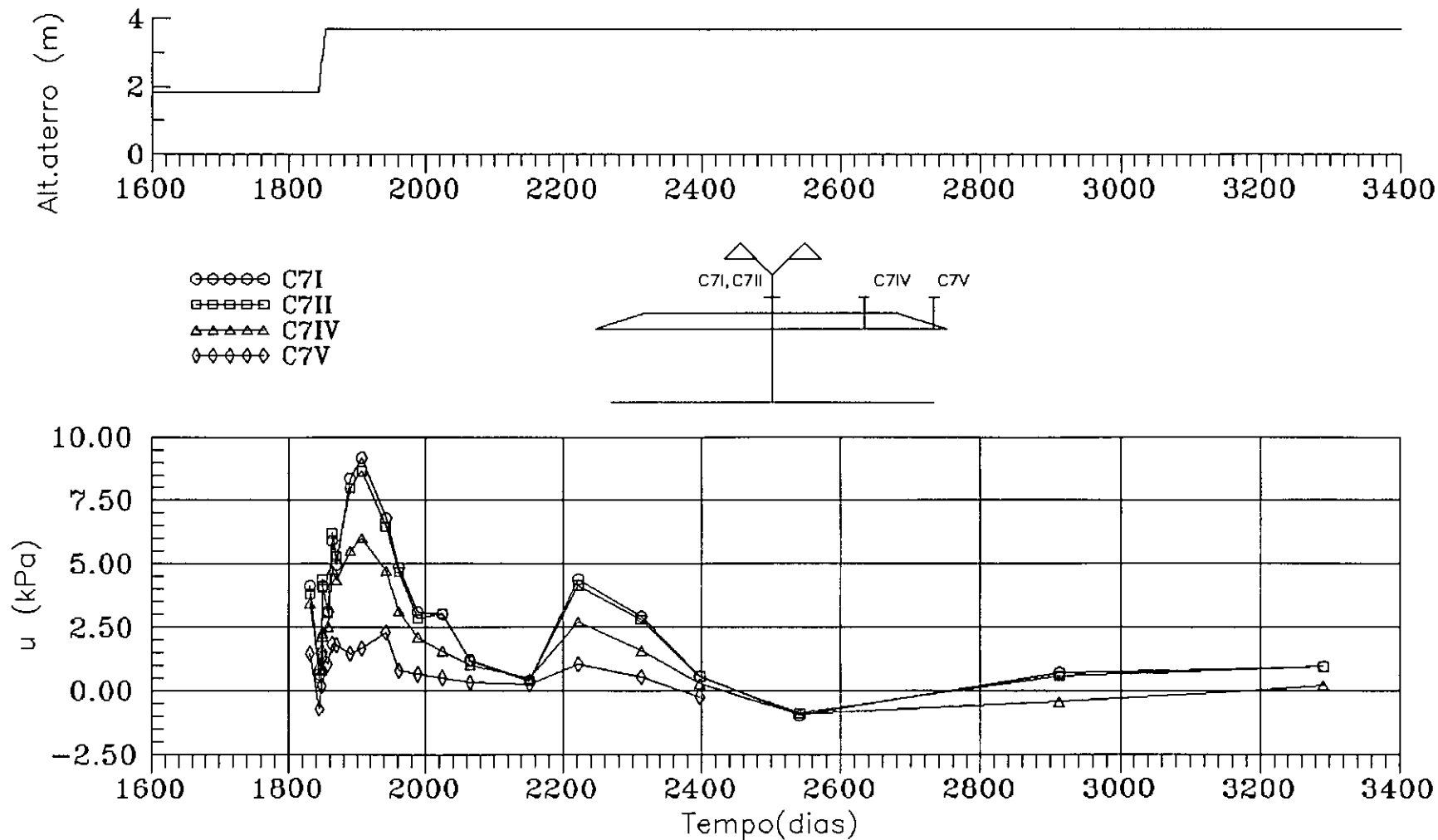


Fig.III.37 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção C  
piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)

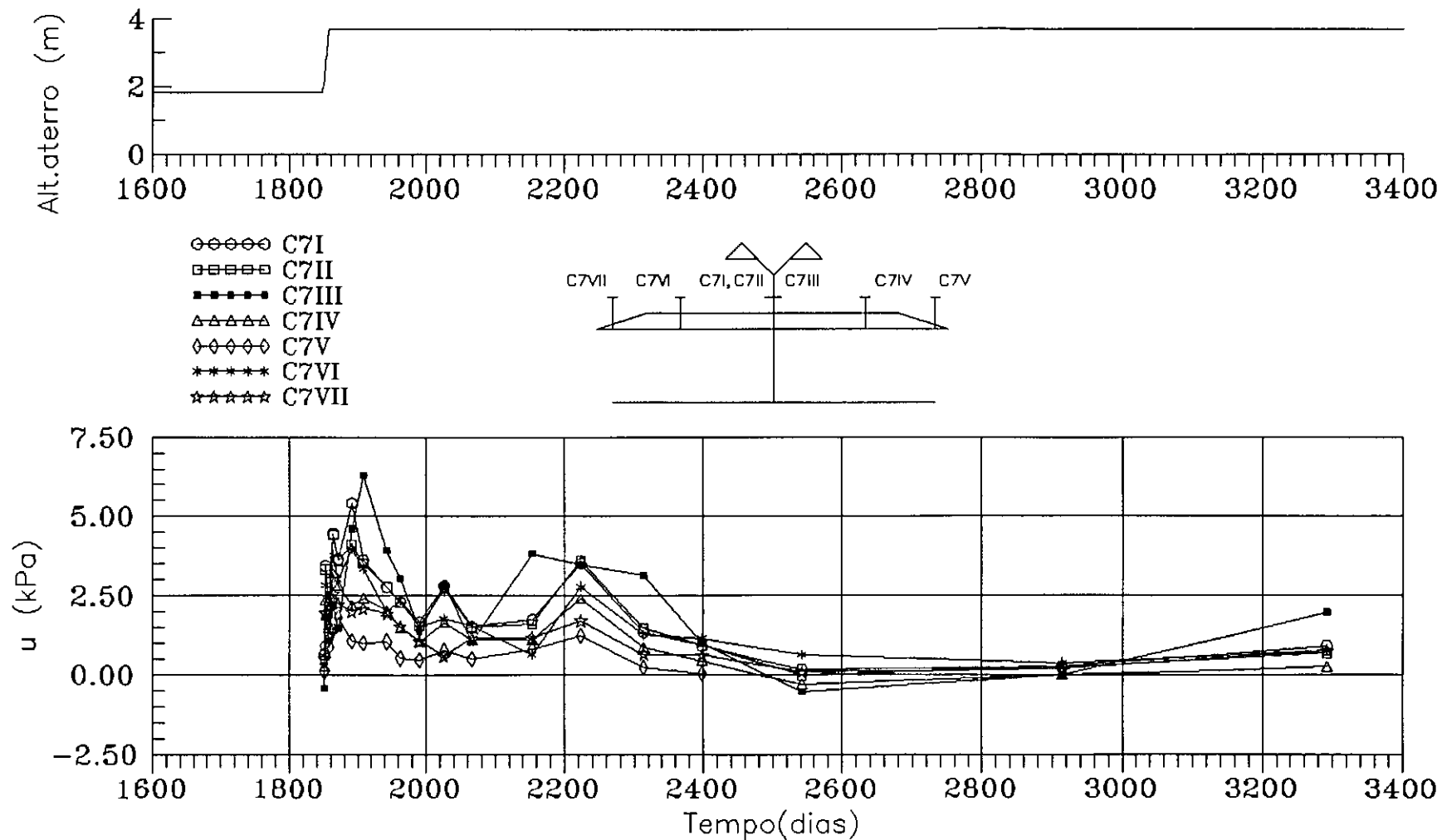


Fig.III.38 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção D  
 piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)

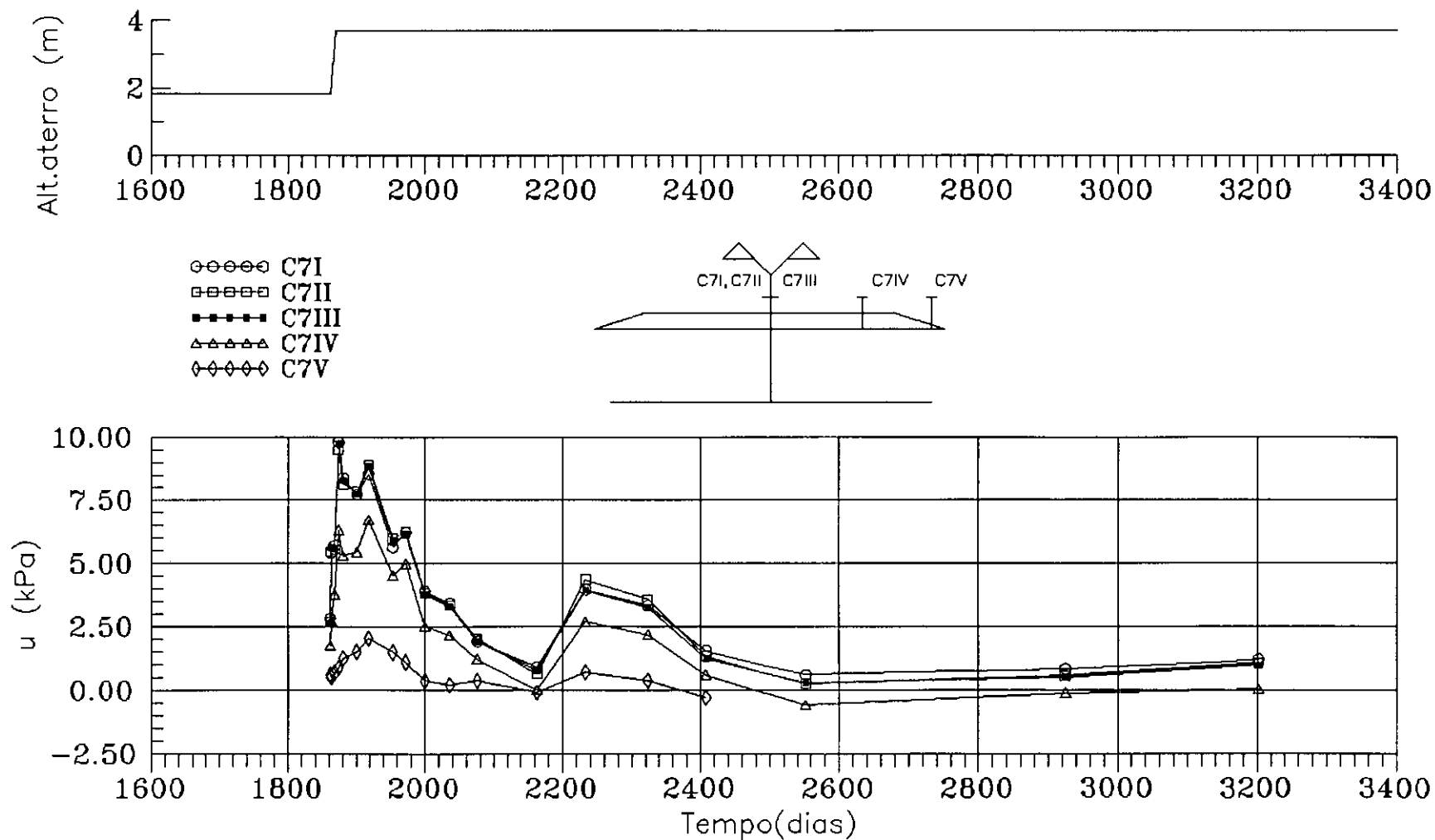


Fig.III.39 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção E  
piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)

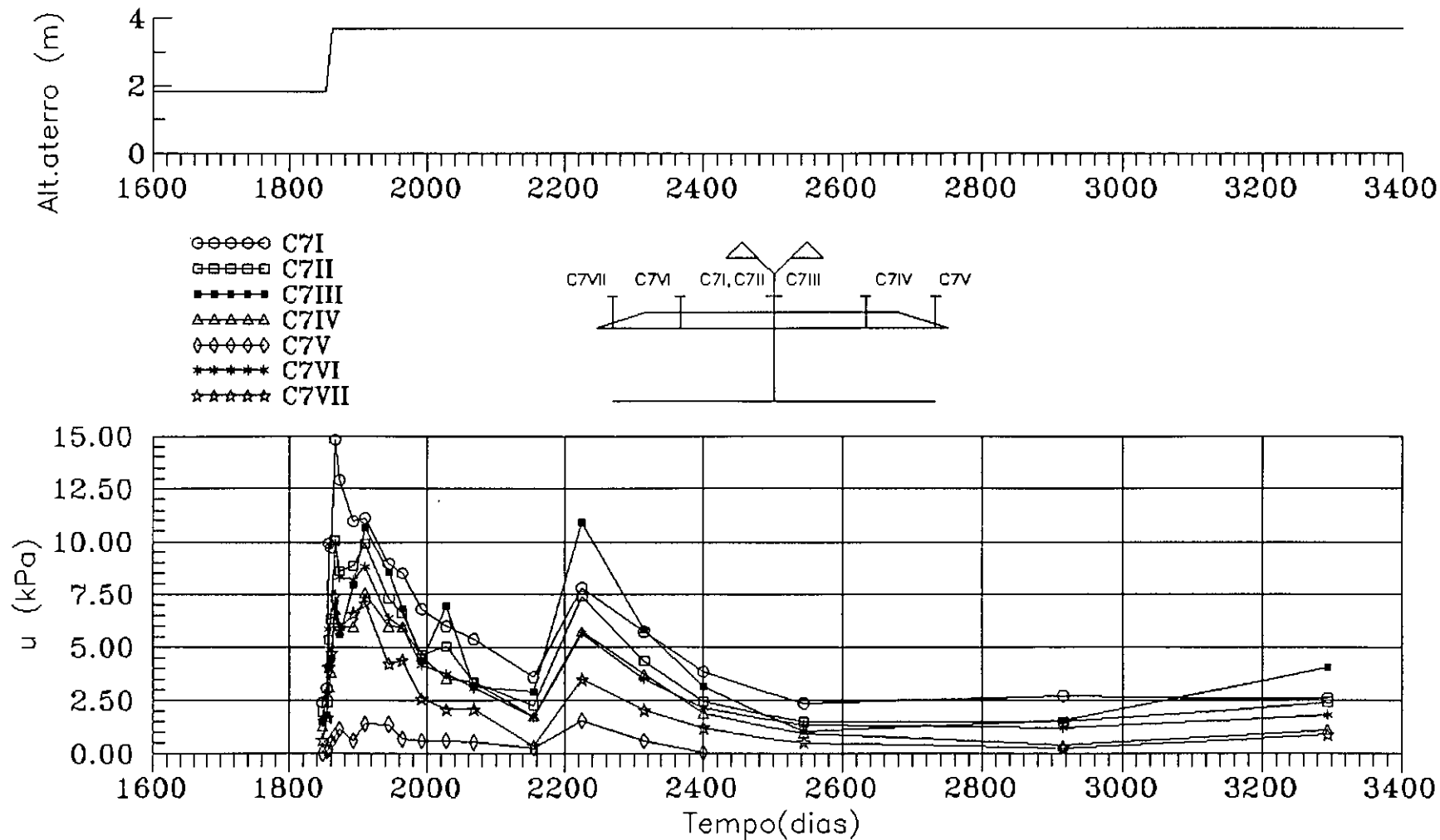
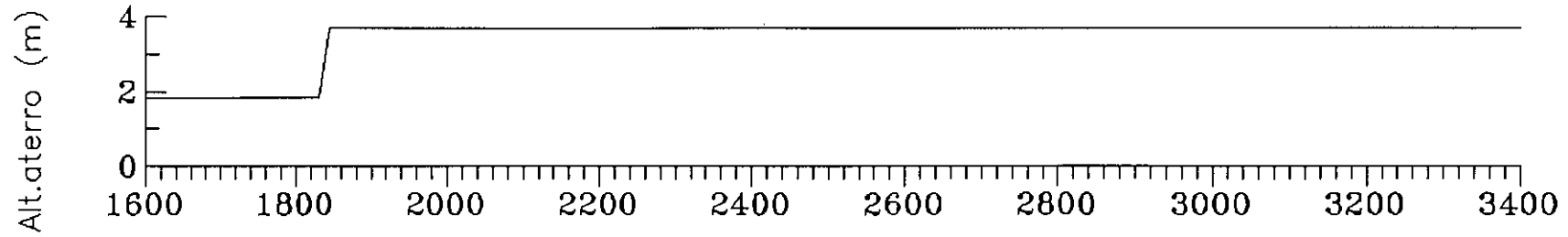


Fig.III.40 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção F  
piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)



- C7I
- C7II
- △-△-△-△ C7IV
- ◇-◇-◇-◇ C7V

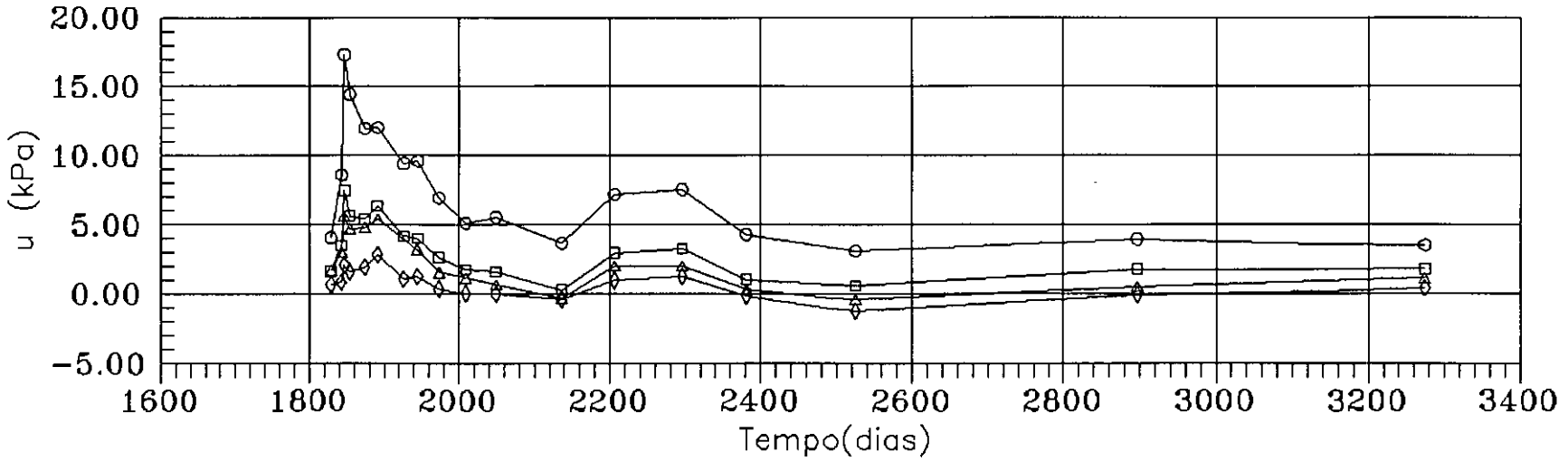
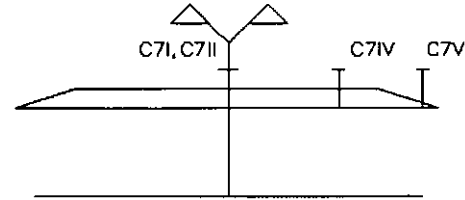


Fig.III.41 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção G piezômetros Casagrande C7 (localizados no colchão de areia)

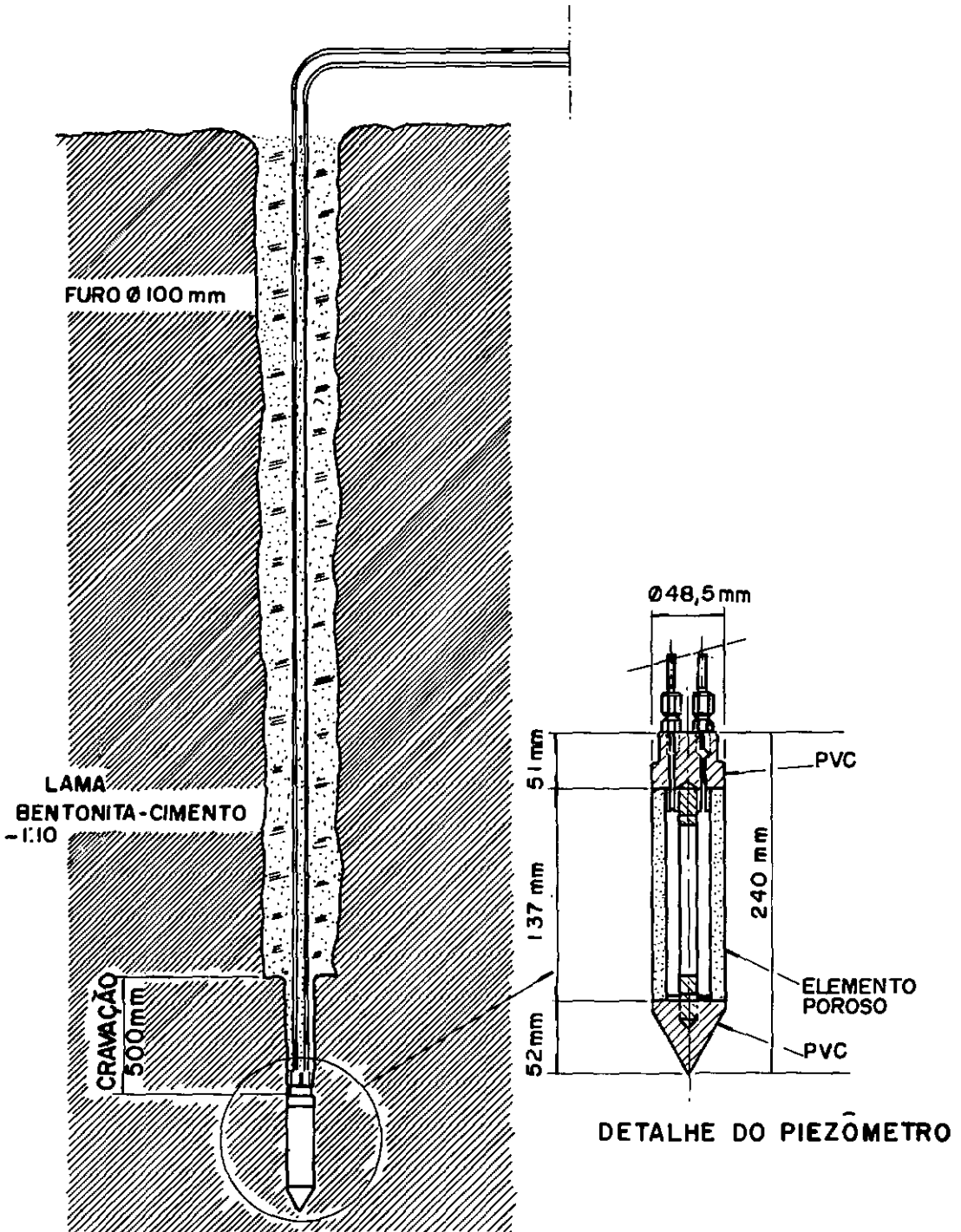
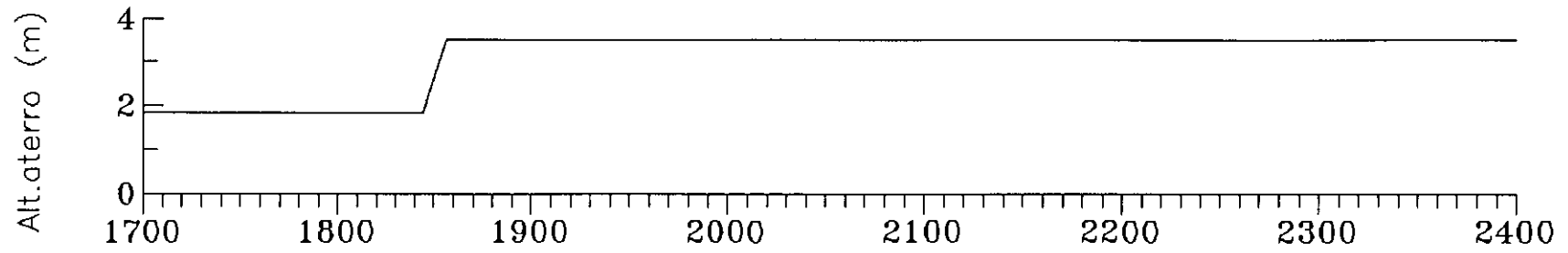


Fig. III.42 - Piezômetros Hidráulicos Esquema de Instalação (APUD ORTIGÃO, 1980)





- ○ ○ ○ ○ P11 - Z = 0.21
- □ □ □ □ P12 - Z = 0.42
- △ △ △ △ △ P13 - Z = 0.64
- \* \* \* \* \* P15 - Z = 1.05

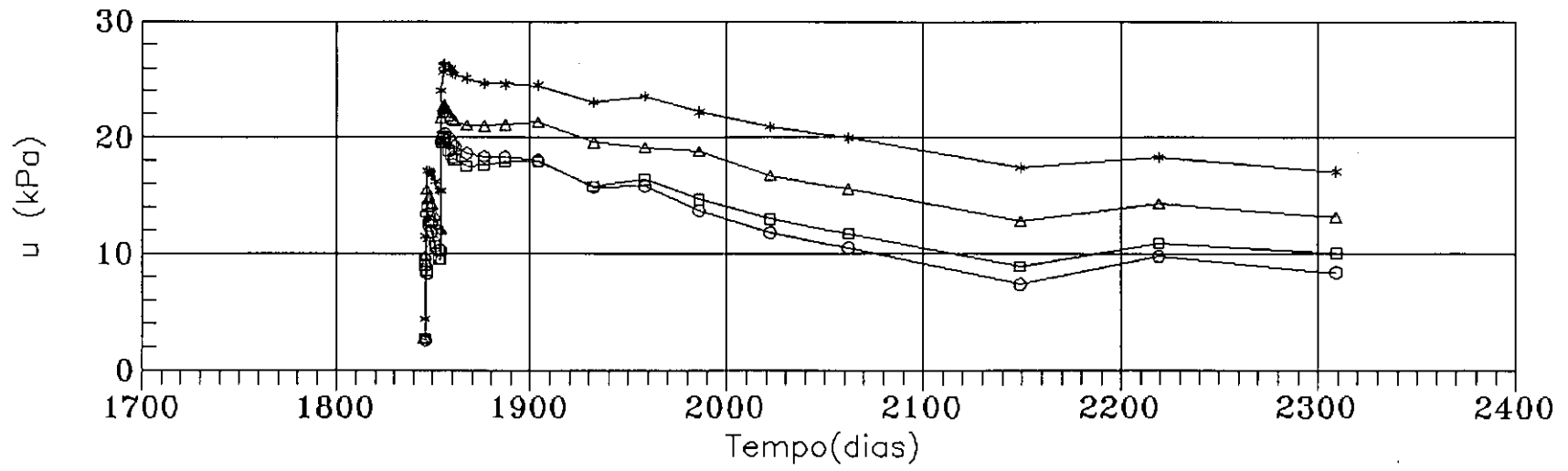
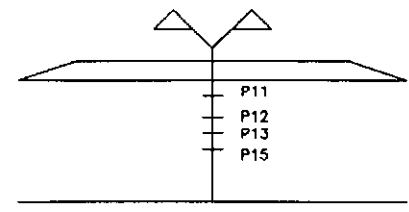
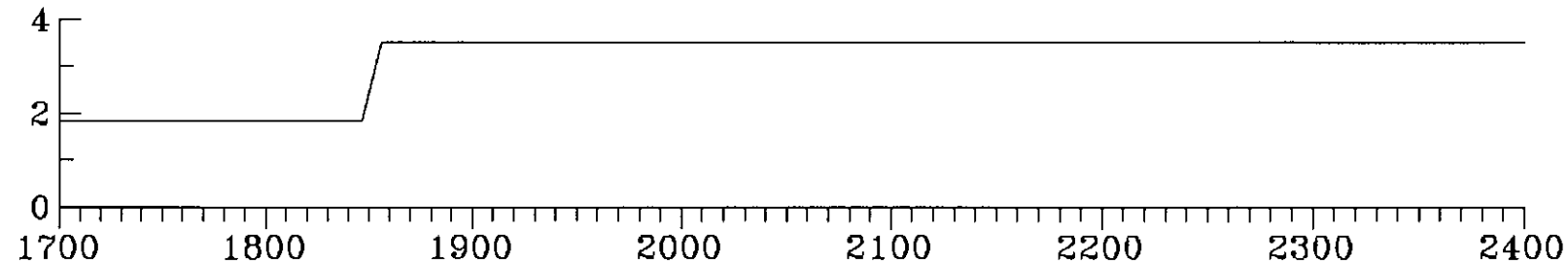
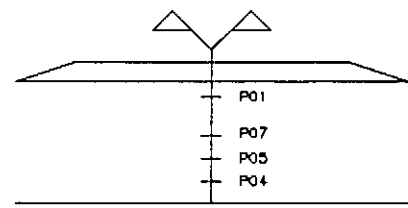


Fig.III.43 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção B  
piezômetros hidráulicos P11, P12, P13 e P15

Alt. aterro (m)



- P01 - Z = 0.20
- P07 - Z = 0.94
- △-△-△-△ P04 - Z = 1.32
- \*-\*-\*-\* P05 - Z = 1.72



u (kPa)

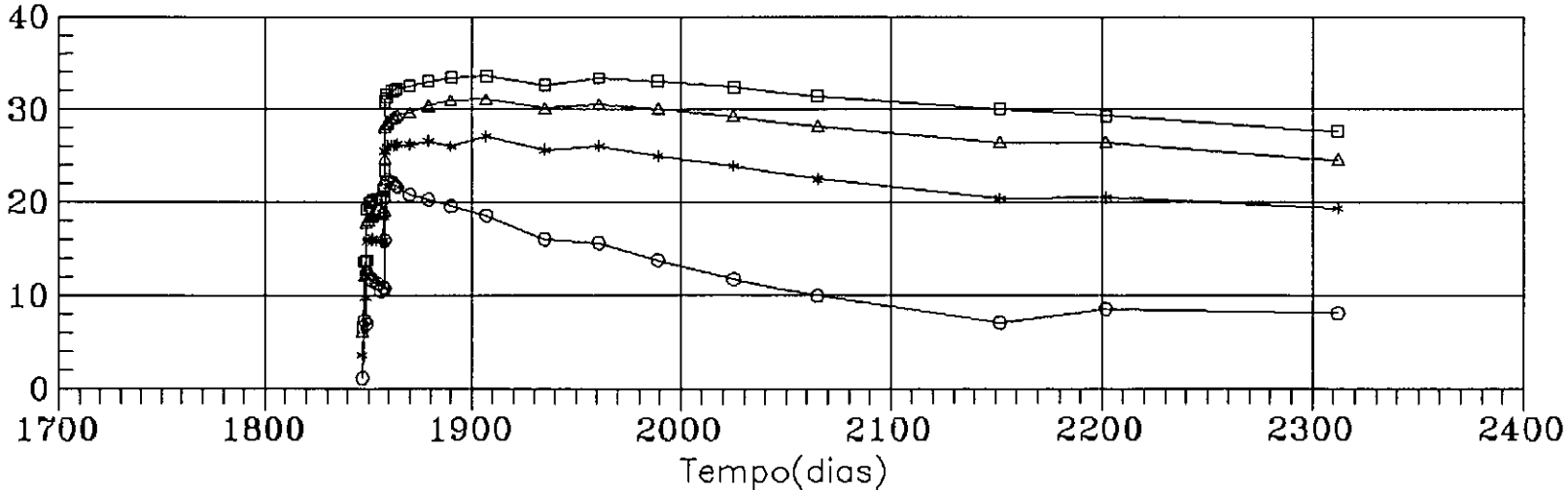
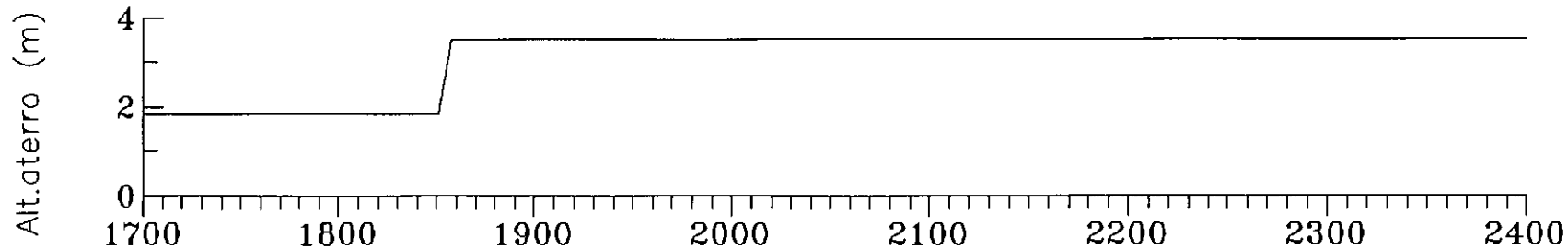


Fig.III.44 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção C piezômetros hidráulicos P01, P04, P05 e P07



- P11 - Z = 0.22
- P12 - Z = 0.44
- △-△-△-△ P13 - Z = 0.66
- \*-\*-\*-\* P15 - Z = 1.10

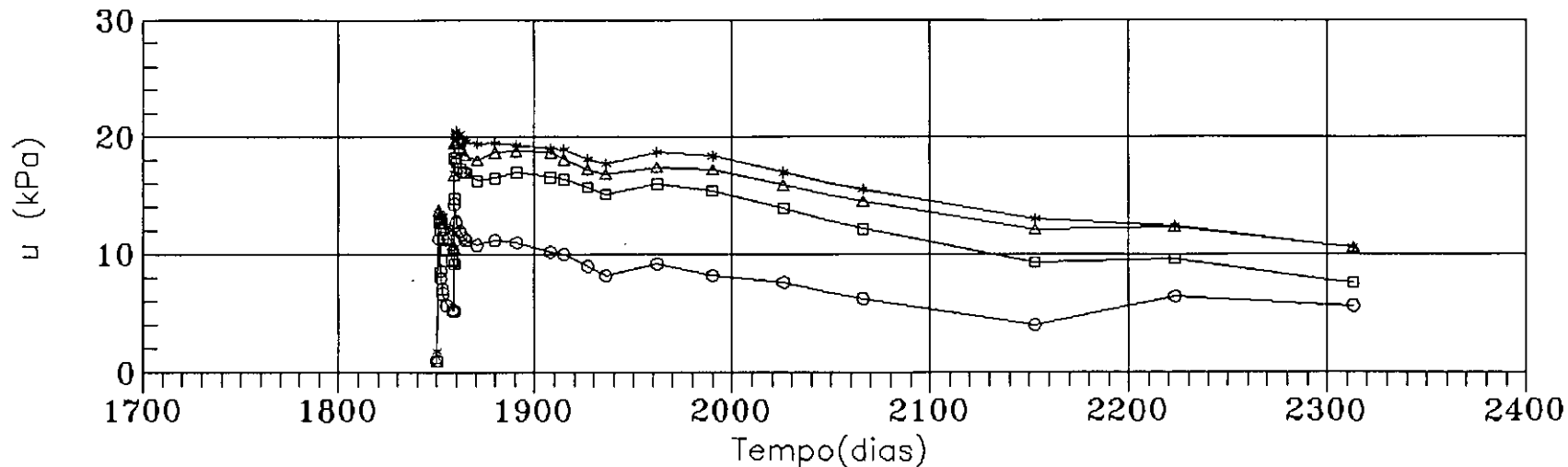
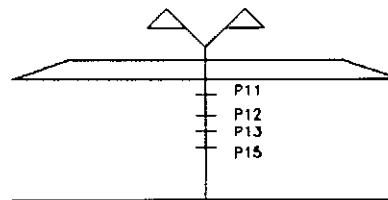
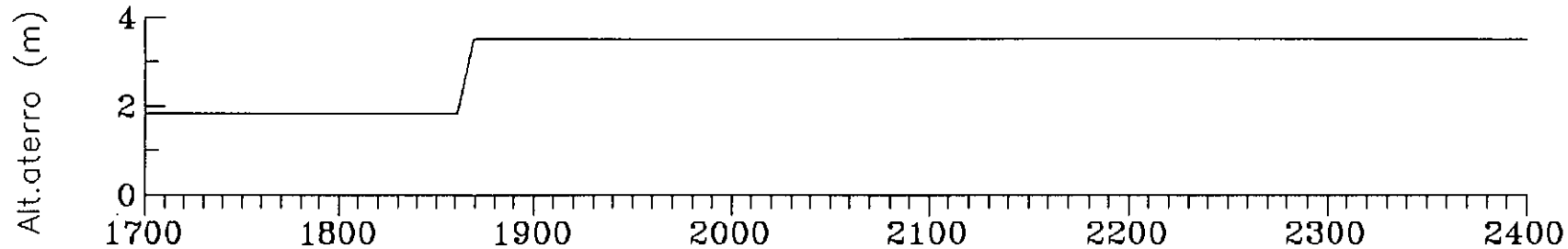


Fig.III.45 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção D  
piezômetros hidráulicos P11, P12, P13 e P15



- P01 - Z = 0.22
- P02 - Z = 0.66
- △-△-△-△ P06 - Z = 1.10
- \*-\*-\*-\* P05 - Z = 1.96

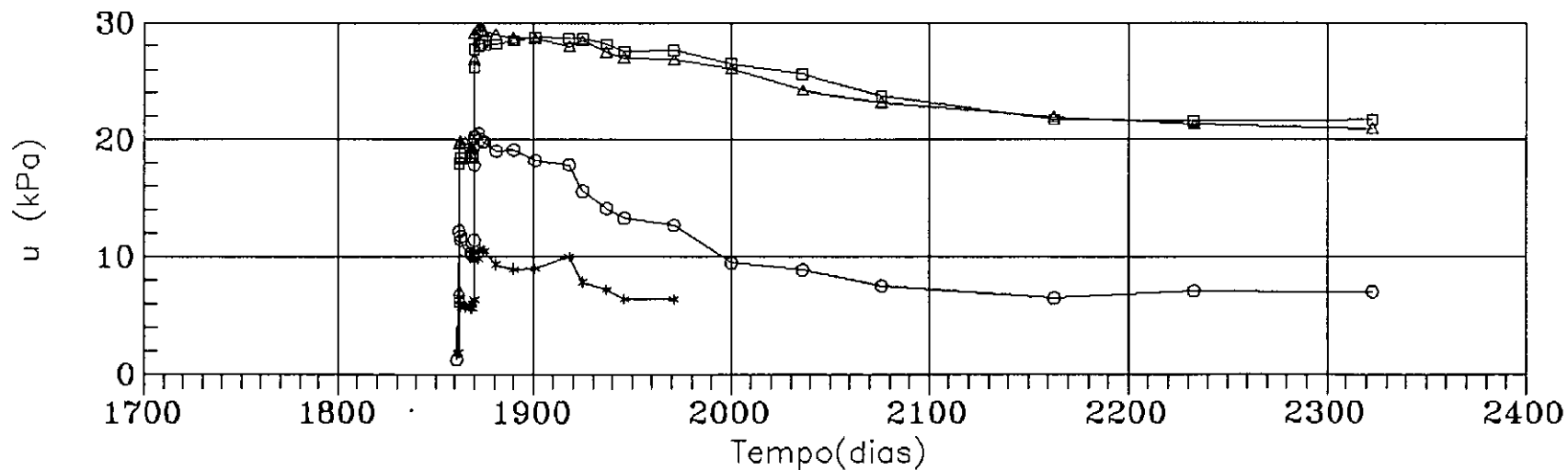
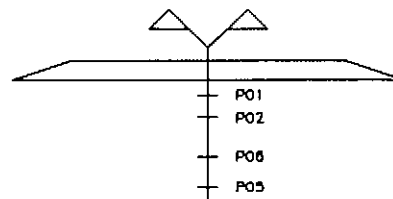
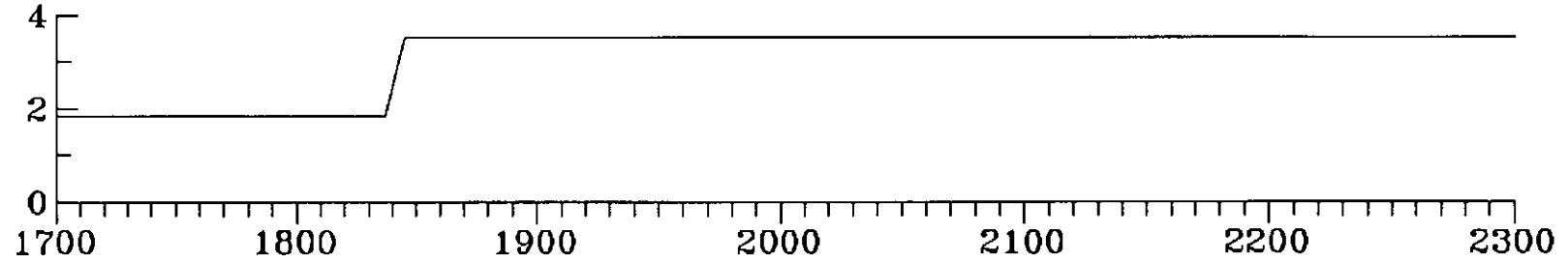
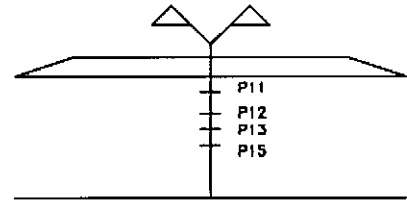


Fig.III.46 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção E  
piezômetros hidráulicos P01, P02, P06 e P05

Alt. aterro (m)



- ○ ○ ○ ○ P11 - Z = 0.22
- □ □ □ □ P12 - Z = 0.44
- △ △ △ △ △ P13 - Z = 0.66
- \* \* \* \* \* P15 - Z = 1.10



u (kPa)

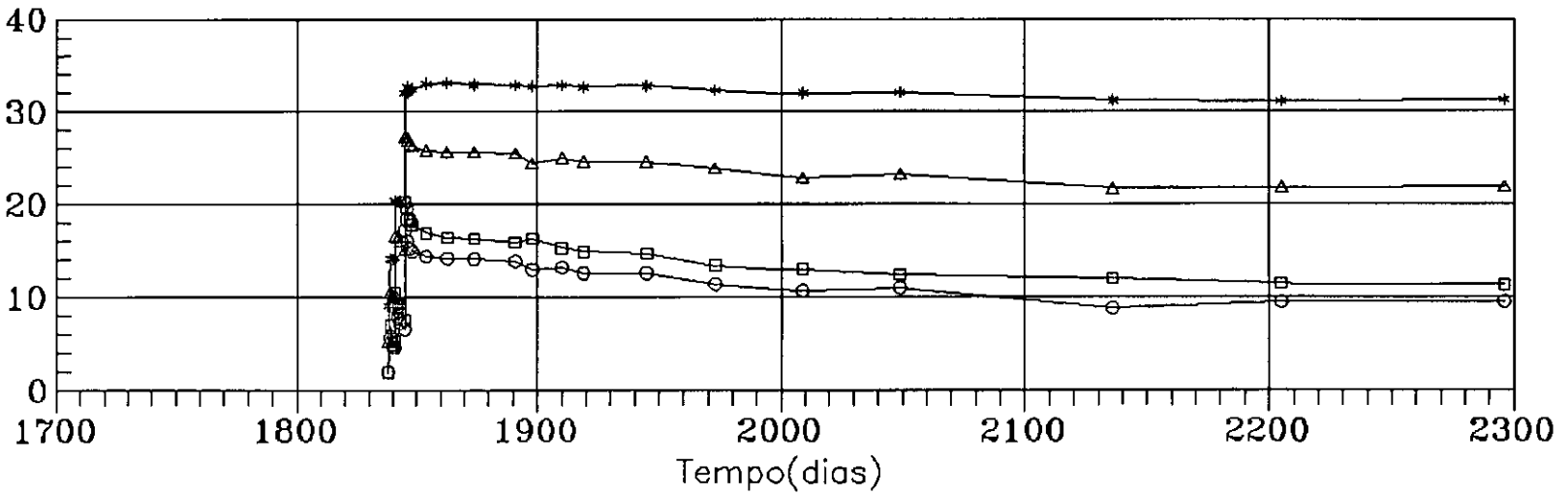
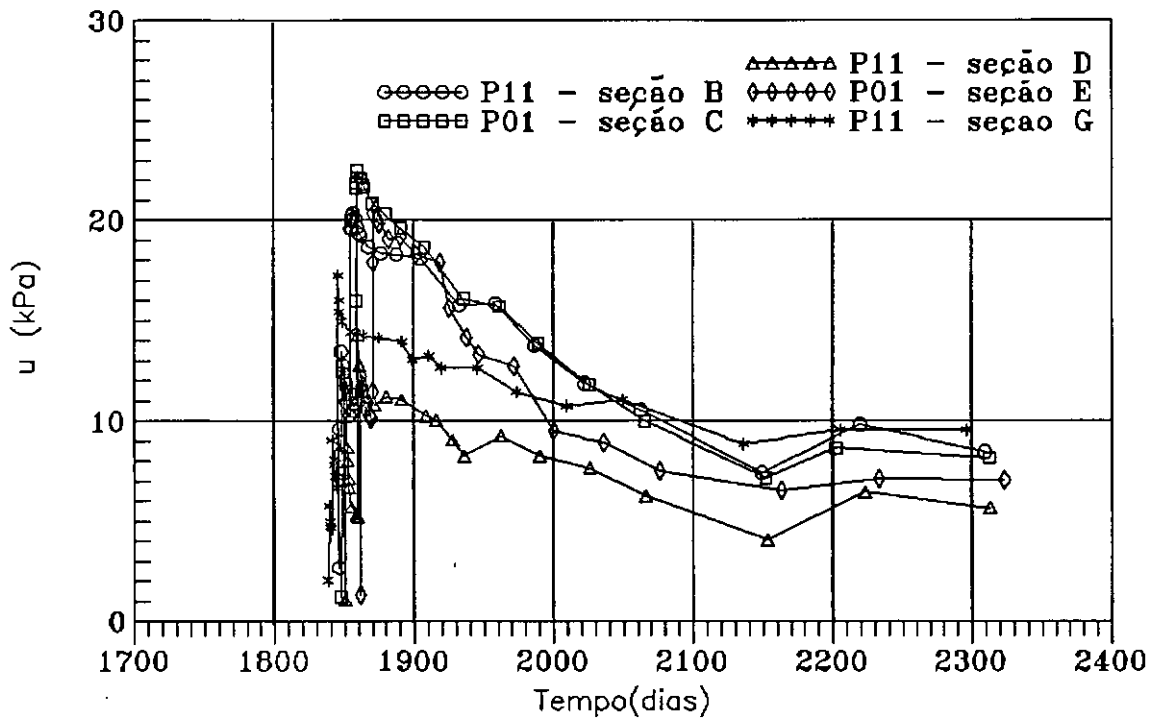
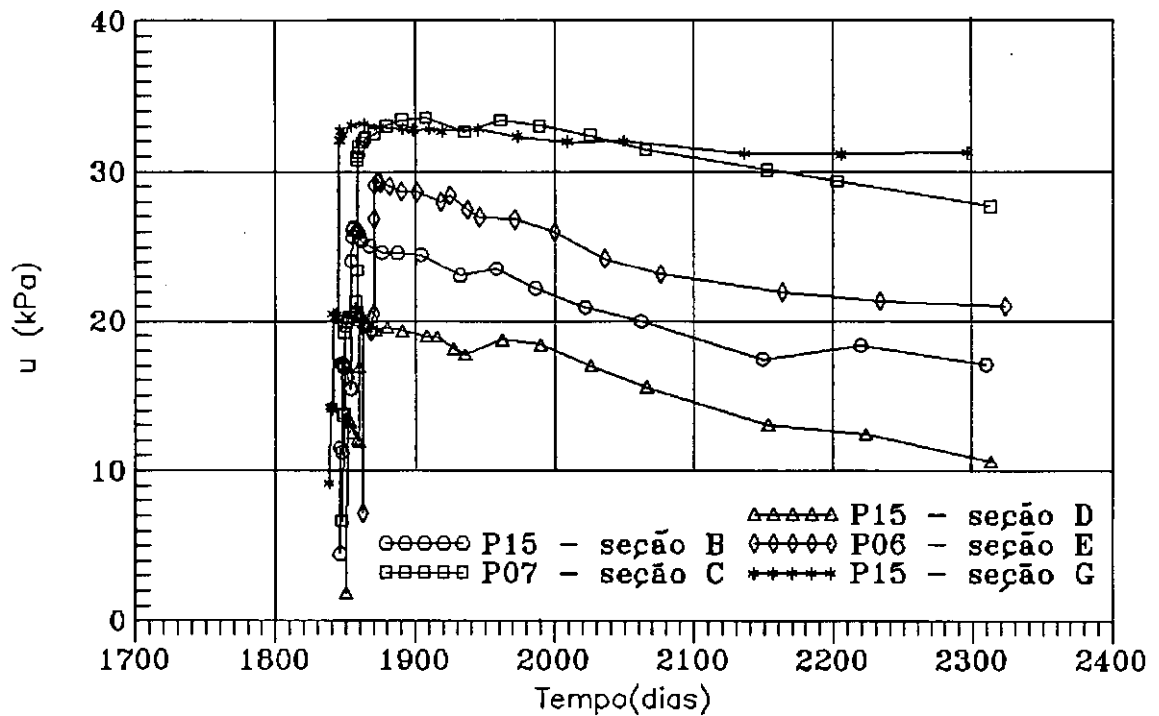


Fig.III.47 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo - seção G  
piezômetros hidráulicos P11, P12, P13 e P15



b) Piezômetros localizados junto a fronteira drenante superior



a) Piezômetros localizados no meio da camada

Fig.III.48 - Variação do excesso de poro pressão vs tempo seções B a G - piezômetros hidráulicos

## CAPITULO IV

### TEORIA DE DRENOS VERTICAIS

#### IV.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo principal da instalação de drenos de verticais é diminuir o tempo de adensamento pelo encurtamento do caminho de drenagem. O processo torna-se particularmente vantajoso tendo em vista que, em geral, o coeficiente de adensamento horizontal é maior do que aquele na direção vertical. Isto leva a um modelo de fluxo combinado, onde a drenagem radial é predominante.

Inicialmente, este capítulo abordará o fenômeno do adensamento, enfatizando suas formas de ocorrência, ou seja, com drenagem vertical, radial e combinada (radial e vertical). Em seguida, alguns problemas relacionados ao comportamento dos drenos serão discutidos. Tais problemas, que diminuem a velocidade de adensamento, são resumíveis em dois: a) efeito de "smear", o qual consiste na diminuição do coeficiente de adensamento numa área ao redor do dreno devido à instalação deste; b) efeito de resistência hidráulica do dreno, isto é, quando a capacidade de descarga do dreno for atingida durante o processo de adensamento. Também neste capítulo, será feita uma breve discussão da influência do tempo de carregamento nas análises envolvendo drenos verticais. Por fim, será apresentado um novo método simplificado para análise de dados de excesso de poro pressão (ORLEACH, 1983). Por este método, é possível a estimativa de valores de  $c_h$  sem o

prévio conhecimento de alguns parâmetros presentes nos métodos convencionais de análise.

#### IV.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS À TEORIA DE ADENSAMENTO

A teoria de adensamento apresentada por TERZAGHI e FRÖHLICH (1936) forma a base para os procedimentos convencionais de previsão do comportamento de uma camada argilosa, com ou sem drenos, submetida a um carregamento. As hipóteses simplificadoras consideradas na dedução da teoria são, segundo TAYLOR (1948):

- a) O solo é homogêneo e saturado;
- b) Água e grãos sólidos praticamente incompressíveis;
- c) Ação de massas infinitesimais semelhante a de massas maiores representativas do solo;
- d) Compressão e fluxo unidimensional;
- e) Validade da lei de Darcy;
- f) Valores constantes de certas propriedades do solo, que na realidade variam com o nível de tensões;
- g) Relação linear entre índice de vazios e tensão efetiva.

Utilizando as hipóteses acima, TERZAGHI e FRÖHLICH (1936) estabeleceram a seguinte equação diferencial para o caso de adensamento unidimensional:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{IV.1})$$



Sendo  $c_v$  definido por:

$$c_v = \frac{k_v (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

onde:

$e$  = índice de vazios iniciais;

$k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$a_v$  = coeficiente de compressibilidade definido como:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v}$$

onde:

$\Delta \sigma'_v$  = variação de tensão efetiva;

$\Delta e$  = variação do índice de vazios.

Por procedimento similar, pode-se estender a equação IV.1 para o caso de fluxo bi ou tridimensional. Assim, para o caso tridimensional tem-se:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{IV.2})$$

onde:

$x, y, z$  = coordenadas retangulares na direções  $x, y$  e  $z$  respectivamente.

E  $c_h$  definido como:

$$c_h = \frac{k_h (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

onde:  $k_h$  = coeficiente de permeabilidade horizontal;

Ou em termos de coordenadas cilíndricas:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{IV.3})$$

onde:

$r$  = distância radial medida do centro do dreno até o ponto considerado.

As equações IV.2 e IV.3 definem o adensamento vertical devido a um fluxo combinado (radial e vertical) de forma que a trajetória de fluxo resultante é inclinada.

A teoria de adensamento de TERZAGHI e FRÖHLICH (1936) admite um grande número de simplificações, as quais se refletem em algumas limitações para a mesma. Tais limitações, extensíveis também para o caso de adensamento com drenagem radial, quando não plenamente conhecidas, podem implicar na previsão de comportamentos irrealistas para o problema em estudo. Nesse caso, essas limitações podem ser resumidas em três:

- a) A não linearidade da relação entre índice de vazios e tensão efetiva ( $e \times \sigma'_v$ ). Este fato faz com que vários parâmetros do adensamento primário, considerados pela teoria como constantes, variem com a tensão efetiva. Esta não linearidade também é responsável pela não igualdade entre os graus de adensamento calculados via dados de recalque e via dados de poro pressão. Em particular, o primeiro é mais consistente com a teoria de Terzaghi (HOLTZ e outros, 1987);
- b) A não consideração de grandes deformações, o qual pode

levar a erros significativos para solos bastante compressíveis;

- c) A não consideração da compressão secundária. Neste caso, segundo VIEIRA (1988), a porção da compressão secundária em relação ao adensamento como um todo é crescente com o aumento da duração do carregamento anterior, com a diminuição da razão incremental da tensão vertical  $\Delta\sigma_v / \sigma'_{vo}$  (MARTINS e LACERDA, 1985), entre outros fatores, podendo chegar a valores expressivos.

Apesar dessas limitações, a teoria de TERZAGHI e FRÖHLICH (1936) continua sendo usada como base para a solução dos vários problemas de adensamento envolvendo ou não drenos verticais. Isso se deve basicamente a três fatores (OLSON e LADD, 1979):

- a) Simplicidade do seu uso;
- b) As maiores fontes de incertezas têm origem na determinação precisa dos parâmetros do solo, da sua macroestrutura, como também das condições de carregamento;
- c) A teoria está plenamente divulgada e estabelecida e seus resultados já foram plenamente avaliados.

É baseado nesse contexto que as teorias de drenos verticais devem ser avaliadas. É exatamente por isso que se deve dar particular importância na determinação dos vários parâmetros do solo e das características dos próprios drenos. Nos casos em que o comportamento do solo, em respeito à relação índice de vazios e tensão efetiva, tende a ser não linear ou quando grandes variações no coeficiente de adensamento (ou permeabilidade) ou ainda grandes deformações são esperadas, o uso de métodos numéricos pode

ser uma boa alternativa para a solução destes problemas (HOLTZ e outros, 1987).

#### IV.3 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM RADIAL PURA

##### IV.3.1 - INTRODUÇÃO:

A teoria de adensamento devido ao uso de drenos verticais é uma extensão da teoria de TERZAGHI e FRÖHLICH (1936). Segundo RICHART (1959), a primeira solução para condições ideais, isto é, sem efeito de smear e de resistência hidráulica do dreno, foi apresentada por RENDULIC (1935) trabalhando sob direção do próprio Terzaghi. Mais tarde, a teoria, para as mesmas condições, foi apresentada por outros autores: KJELLMAN (1937), TERZAGHI (1943, 1945), BARRON (1944). Contudo, a teoria incluindo todos os desvios dessas condições ideais foi demonstrada pela primeira vez por BARRON (1948). Neste artigo, Barron considerou dois tipos de deformações verticais no adensamento de uma camada argilosa:

- a) Deformações verticais livres: baseado na suposição de que a distribuição de cargas na superfície permanece constante durante o processo de adensamento e que os recalques superficiais resultantes não são uniformes;
- b) Deformações verticais iguais: baseado na suposição de que os recalques superficiais permanecem constantes durante o processo de adensamento e que a distribuição resultante de cargas na superfície não é uniforme;

Segundo o próprio BARRON (1948), no caso de adensamento envolvendo fluxo radial com deformações

verticais livres permitidas, o solo junto ao dreno adensará mais rápido do que aquele mais afastado. Isto fará com que ocorram recalques diferenciais na superfície de carregamento. No caso de admitir-se que estes recalques não influenciam a redistribuição da carga para o solo, estamos na condição de deformações verticais livres. Porém, na realidade, estes efeitos realmente redistribuem esta carga, cuja grandeza dependerá do grau de arqueamento da superfície de carregamento. No caso extremo em que este processo de arqueamento redistribuir todas as cargas na superfície, os recalques superficiais serão os mesmos para todos os pontos e nenhum recalque diferencial ocorrerá. Neste caso estamos na condição de deformações verticais iguais.

Segundo SCOTT (1963), a situação real se situa entre as duas condições acima, sendo a de deformações verticais livres o limite inferior e a outra condição o limite superior em relação à porcentagem de adensamento.

Para as duas condições acima, BARRON (1948) incluiu uma análise do efeito de smear (amolçamento ao redor do dreno causado pela sua própria instalação). No caso do efeito de resistência hidráulica proporcionado pelo material do dreno, BARRON (1948) somente desenvolveu uma solução para condição de deformações verticais iguais. Mais recentemente, YOSHIKUNI e NAKANODO (1974) desenvolveram uma solução teórica para a condição de deformações verticais livres, incluindo nesta os efeitos de drenagem vertical e de resistência hidráulica. Todos estes fenômenos, devido à sua complexidade, serão vistos com maiores detalhes em itens subseqüentes neste mesmo capítulo.

#### IV.3.2 - GEOMETRIA DE INSTALAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS:

Drenos verticais são instalados segundo um certo modelo de projeto. BARRON (1948b) conclui que a distribuição dos drenos segundo uma malha triangular é a forma mais econômica, enquanto que KJELLMAN (1948) preferia a solução com malha quadrada (ver figura IV.1). Em ambos os casos, o elemento do solo considerado na análise do processo de adensamento é um cilindro com uma fronteira vertical exterior impermeável de diâmetro igual ao diâmetro de influência do dreno ( $d_{\bullet}$ ), tendo um dreno cilíndrico de diâmetro  $d_v$  inserido em seu centro. O valor de  $d_{\bullet}$  é determinado através da equivalência entre a área circular de influência do dreno e aquela correspondente a geometria de instalação. Assim tem-se:

$$\text{a) Malha triangular:} \quad d_{\bullet} = 1.05 S \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{b) Malha quadrada:} \quad d_{\bullet} = 1.13 S \quad (\text{IV.5})$$

onde  $S$  = espaçamento entre os drenos

#### IV.3.3 - ADENSAMENTO RADIAL CONSIDERANDO A CONDIÇÃO DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS IGUAIS:

Segundo RICHART (1959), existe pouca diferença entre os resultados obtidos pelas duas condições (deformações verticais livres e iguais) vistas anteriormente. Tal fato ganha maior evidência para valores de  $n$  ( $d_{\bullet}/d_v$ ) maiores que 10 ou para graus de adensamento horizontal ( $U_h$ ) em torno de 50%. Como os resultados são extremamente próximos e considerando também as facilidades de cálculo, a solução

através da condição de deformações verticais iguais é a recomendada, fato reforçado tanto por BARRON (1948) como por KJELLMAN (1948b). Por esse motivo, neste trabalho só será vista a teoria para a referida condição.

Para drenagem radial pura a equação IV.3 pode ser escrita como:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_h \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (\text{IV.6})$$

onde:

$\bar{u}$  = excesso de poro pressão média ao longo da massa de solo num tempo  $t$ .

A primeira solução para drenagem radial pura para a condição de deformações verticais iguais foi apresentada por RENDULIC (1935). Outra solução teórica foi apresentada por KJELMAN (1948a). BARRON (1948) incluiu na solução os efeitos de "smear" e de resistência hidráulica. Segundo este autor, a hipótese de deformações verticais iguais apresenta as seguintes condições de contorno:

- a) O valor do excesso de poro pressão inicial não é uniforme, sendo seu valor médio igual a  $u_0$ ;
- b) Não existe fluxo através da superfície externa definida pelo diâmetro  $d_0$ , de forma que  $\partial u / \partial r = 0$  quando  $r = r_0$ ;
- c) O excesso de poro pressão na superfície do dreno é igual a zero para qualquer tempo  $t$ .

Segundo BARRON (1948), a solução para esse caso é:

$$u(r, t) = \frac{4\bar{u}}{d^2 \cdot F(n)} \left[ r^2 \ln \left( \frac{r}{r_v} \right) - \frac{r^2 - r_v^2}{2} \right] \quad (\text{IV.7})$$

onde:

$$\bar{u} = u_o e^{\lambda} \quad (\text{IV.8})$$

$$\lambda = - \frac{8 T_h}{F(n)} \quad (\text{IV.9})$$

$$T_h = \frac{c_h t}{d^2} \quad (\text{IV.10})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (\text{IV.11})$$

ou simplificadamente:  $F(n) = \ln(n) - 3/4$  (IV.12)

onde:

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

$r_v$  = raio do dreno;

$T_h$  = fator tempo horizontal;

$u_o$  = excesso de poro pressão inicial.

No caso de deformações verticais iguais, o excesso de poro pressão inicial não é uniforme e pode ser obtido pela equação IV.7 para  $T_h = \lambda = 0$ , apresentando-se como uma curva de formato exponencial. Para o grau de adensamento médio  $\bar{U}_h$  pode-se definir a seguinte expressão:

$$\bar{U}_h = 1 - \frac{\bar{u}}{u_o} = 1 - e^{-\frac{8 T_h}{F(n)}} \quad (\text{IV.13})$$



#### IV.4 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA (RADIAL E VERTICAL)

Até o momento só foram discutidas as teorias para o caso de fluxo unidimensional (vertical ou radial). No entanto, na maioria dos casos de adensamento envolvendo drenos verticais, o modelo de fluxo apresenta drenagem combinada (vide equação IV.3). Nesse sentido, como comentado por RICHART (1959), o método de separação de variáveis, demonstrado por NEWMAN (1931) e mais tarde por CARRILLO (1942), permite uma solução simplificada para o problema. Por este procedimento, o excesso de poro pressão resultante pode ser determinado a partir das suas soluções componentes, bastando para isso combiná-las ao final da análise. Neste caso, as expressões utilizadas (CARRILLO, 1942) são:

$$\frac{u}{u_o} = \frac{u_v}{u_o} + \frac{u_h}{u_o} \quad \text{(IV.14)}$$

$$u = \frac{u_v + u_h}{u_o} \quad \text{(IV.15)}$$

onde:

$u_v$  ,  $u_h$  = excessos de poro pressão devidos ao fluxo vertical e radial respectivamente

Segundo BARRON (1948),  $u_o$  não é uniforme no caso da teoria de deformações verticais iguais (vide equação IV.7), mas com o aumento do tempo sua distribuição aproxima-se da condição de deformações verticais livres. Neste caso, após

os primeiros estágios do processo de adensamento, a estimativa da distribuição inicial do excesso de poro pressão não afeta a solução.

Através da equação IV.14, pode-se também obter uma relação para o grau de adensamento U:

$$\text{como: } U = 1 - \frac{u}{u_0} \quad (\text{IV.16})$$

ainda por V.14:

$$(1 - U) = (1 - U_v) (1 - U_h) \quad (\text{IV.17})$$

ou

$$(1 - \bar{U}) = (1 - \bar{U}_v) (1 - \bar{U}_h) \quad (\text{IV.18})$$

onde:

U = grau de adensamento combinado num ponto qualquer resultante de um fluxo radial e vertical;

$U_v$  = grau de adensamento devido a um fluxo vertical;

$\bar{U}$  = grau de adensamento médio;

$\bar{U}_v$  = grau de adensamento médio devido a fluxo vertical.

A solução de TERZAGHI e FRÖHLICH (1936) para  $U_v$  e  $\bar{U}_v$  são expressas na forma de uma série pelas seguintes expressões (TAYLOR, 1948):

$$1 - U_v = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \text{sen } (M Z) e^{-M^2 T_v} \quad (\text{IV.19})$$

$$\bar{U}_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (\text{IV.20})$$

onde:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1), \text{ sendo } m = \text{inteiro}$$

$$T_v = \text{Fator tempo vertical} = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (\text{IV.21})$$

Para  $T_v > 0.1$ , a equação para  $U_v$  pode ser simplificada bastando para isso a utilização do primeiro termo da série. Tal simplificação acarreta em um erro máximo de 10% para pontos próximos às fronteiras drenantes e de 4% para o meio da camda. Assim, para  $m = 0$ , a equação IV.19 pode ser escrita como:

$$1 - U_v = \frac{4}{\pi} \text{sen} \left[ \frac{\pi}{2} Z \right] e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (\text{IV.22})$$

Entretanto,  $T_v$  é na maioria dos casos menor do que 0.1 para o caso do adensamento primário com drenos verticais, tornando a equação IV.22 não válida para esta situação. Isto é facilmente ilustrado pelos exemplos abaixo:

\* Se  $T_v / T_h = 0.01$  e  $T_v = 0.1$ , obtem-se  $T_h = 10.0$

\* Se  $T_v / T_h = 0.20$  e  $T_v = 0.1$ , obtem-se  $T_h = 0.50$

Como pode ser visto por este exemplo,  $T_v$  só seria maior que 0.1 para valores de  $T_h$  correspondentes ao final do adensamento, tornando as equações simplificadas acima não apropriadas para se avaliar a presença da drenagem vertical para o caso de adensamento com drenos. Entretanto,

ao se admitir que os valores de  $U_h$  e  $\bar{U}_h$  são próximos, é possível combinar as equações IV.19 e IV.13 na equação IV.17 e se ter uma avaliação do grau de adensamento para uma situação de drenagem vertical e radial combinada, para qualquer profundidade e tempo, pela seguinte equação:

$$1 - U = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \operatorname{sen}(M Z) e^{-\left[ M^2 \frac{T_v}{T_h} + \frac{8}{F(n)} \right] T_h} \quad (\text{IV.24})$$

Esta relação foi usada para calcular os valores de  $U$  versus profundidade para diferentes fatores tempo apresentados nas figuras IV.2 a IV.4. A figura IV.2 representa a situação teórica para as seções com drenos de areia (seções B, C, D) com  $n = 7.1$  e as figuras IV.3 e IV.4 representam o caso de drenos pré-fabricados, ou seja, as seções E ( $n = 38.4$ ) e F ( $n = 22.6$ ) respectivamente. Para todas as figuras foi estudada a influência da drenagem vertical para três valores de razão de fator tempo, adotando-se valores de  $T_v / T_h$  de 0.00 e 0.01 para todas as figuras e de 0.20, 0.10 e 0.13 para as figuras IV.2, IV.3 e IV.4 respectivamente. A razão da escolha desses últimos valores de  $T_v / T_h$  será melhor compreendida no capítulo V (discussão dos resultados de coeficiente de adensamento). As linhas verticais ( $T_v / T_h = 0.00$ ) representam valores de  $U_h$  para o caso de drenagem radial pura, sendo estes constantes para todas as profundidades. Observando estas figuras, nota-se que a drenagem vertical predomina perto das fronteiras drenantes e que seu efeito decresce com o distanciamento desta.

Comparando-se as figuras representativas dos drenos de areia e pré-fabricados, observa-se que, para um mesmo valor de  $T_v / T_h$ , o efeito de drenagem vertical é mais importante para os últimos, pois o aumento deste efeito é proporcional ao aumento de  $n$ . Contudo, drenos pré-fabricados são geralmente instalados com espaçamentos menores do que os drenos de areia, resultando em menores valores para a razão  $T_v / T_h$ .

As Figuras IV.5 ( $n = 7.1$ ), IV.6 ( $n = 38.4$ ) e IV.7 ( $n = 22.6$ ) apresentam uma comparação similar, porém com valores de  $1-U$  expressos em função de  $T_h$  para algumas profundidades e com as mesmas razões de  $T_v / T_h$  utilizadas nas figuras IV.2 a IV.4. Através das figuras IV.5 a IV.7 pode-se observar que, para baixos valores de  $T_v / T_h$  (como por exemplo de 0,01), principalmente para valores de  $Z$  maiores que 0.2 a 0.3, a influência da drenagem vertical é desprezível, situação em que as curvas se aproximam do caso  $T_v / T_h = 0$ . Por outro lado, para altos valores de  $T_v / T_h$ , sua consideração dependerá do valor da profundidade em questão.

De todas as informações apresentadas neste item, é possível concluir que, para análises do desempenho de drenos através de dados de excesso de poro pressão, a consideração do efeito de drenagem vertical dependerá do valor da profundidade normalizada e do grau de adensamento (vide figuras IV.2 a IV.7). Para análises com dados de recalque, este efeito deve ser considerado quando a relação  $T_v / T_h$  for maior que 0.01 a 0.02 (ORLEACH, 1983). A não apreciação do efeito da drenagem vertical pode levar a valores de  $c_h$  superestimados.

#### IV.5 - EFEITO DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DO DRENO

Se durante a fase inicial do adensamento a capacidade de descarga do dreno for atingida, haverá um retardamento geral do processo. Tal fenômeno é entendido como o efeito de resistência hidráulica do dreno, cuja importância vai depender principalmente do comprimento do dreno, do seu material e da quantidade de fluido a ser drenado na unidade de tempo.

BARRON (1948) foi o primeiro a desenvolver uma solução que incluísse este efeito para condição de deformações verticais iguais. Contudo, tal solução era bastante trabalhosa. YOSHIKUNI e NAKANODO (1974) apresentaram uma solução rigorosa para a condição de deformações verticais livres, incluindo também os efeitos de drenagem vertical e de resistência hidráulica. Também neste caso, a solução mostrou-se de difícil uso. HANSBO (1981) apresentou uma outra solução mais simples, baseada naquela de KJELMANN (1937) para drenos ideais. Inclusive neste artigo, HANSBO (1981) faz uma comparação entre os seus resultados e aqueles obtidos utilizando a solução de YOSHIKUNI e NAKANODO (1974), obtendo valores bem próximos. Partindo da solução de HANSBO (1981), ORLEACH (1983) desenvolveu um critério para avaliação do efeito de resistência hidráulica, chegando a seguinte equação:

$$W_R = 2 \left[ \frac{k_h}{k_v} \right] \left[ \frac{1}{r_v} \right]^2 \quad (\text{IV. 25})$$

Onde :

$W_R$  = parâmetro para avaliação da resistência hidráulica dos drenos;

$k_v$  = coeficiente de permeabilidade do dreno na direção vertical;

$l$  = comprimento característico do dreno, sendo igual a metade do comprimento do dreno para aqueles totalmente penetrantes e com drenagem dupla ou igual ao próprio comprimento deste para os casos em contrário.

De acordo com ORLEACH (1983), se  $W_R$  for menor que 0.1 este efeito pode ser desprezado.

Como a medição do coeficiente permeabilidade do dreno não pode ser feita para drenos sintéticos, mas somente a sua capacidade de descarga  $q_v$  para um gradiente hidráulico unitário (de mais fácil medição), pode-se utilizar a seguinte equação para o cálculo de  $W_R$  (ORLEACH, 1983):

$$W_R = 2\pi \left[ \frac{K_h}{q_v} \right] l^2 \quad (\text{IV.26})$$

O fator  $W_R$  acima também pode ser comparado com o fator  $L$  de YOSHIKUNI e NAKANODO (1974) da seguinte forma:

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_h}{k_v} \left[ \frac{1}{d_v} \right]^2 = \frac{4}{\pi^2} W_R \quad (\text{IV.27})$$

onde  $L$  = parâmetro para avaliação da resistência hidráulica dos drenos

YOSHIKUNI e NAKANODO (1974) mostram que para  $L < 0.25$ , o efeito de resistência hidráulica é menor que 10%, podendo ser desprezado (HOLTZ e outros, 1987).

Para drenos pré-fabricados, o problema reside na determinação correta do valor da vazão de descarga. Este valor depende de vários fatores como do volume disponível para o fluxo no núcleo e do efeito da pressão lateral neste, do dobramento do dreno para grandes recalques, da infiltração de partículas de solo fino através do seu filtro (colmatação) e finalmente, da própria durabilidade do dreno (HOLTZ e outros, 1987).

Esses mesmos autores acima, baseados em estudos analíticos e em ensaios especiais de laboratório realizados em vários tipos de drenos sintéticos de vários fabricantes, relatam que na maioria dos casos o efeito de resistência hidráulica pode ser desprezado para drenos pré-fabricados. Para tal, os valores de capacidade de descarga devem ser de no mínimo 100 a 150  $m^3$ /ano, sob tensão confinante de 300 a 500 kPa, para que não haja resistência hidráulica. Estes valores são válidos mesmo para drenos longos, estando bem abaixo dos resultados de  $q_v$  apresentados por HOLTZ e outros (1987). Entretanto, deve-se ressaltar que esses valores foram constatados em amostras de drenos funcionando em condições normais, isto é, sem os problemas citados no parágrafo anterior.

Para o caso do Aterro Experimental II, onde as secções E e F apresentam drenos sintéticos, tem-se:

$$* k_h = 10^{-7} \text{ cm/s};$$

$$* l = 900/2 = 450\text{cm};$$



$$* q_v = 150 \text{ m}^3/\text{ano} = 4.76 \text{ cm}^3/\text{s}.$$

Assim, pelas equações IV.26 e IV.27 tem-se respectivamente:

$$* W_R = 2\pi \times 10^{-7} \times \frac{450^2}{4.76} = 0.027$$

$$* L = \frac{4 \times 0.027}{\pi^2} = 0.011$$

Como  $W_R < 0.1$  e  $L < 0.25$ , o efeito de resistência hidráulica é desprezível.

Para o caso das seções B, C e D, onde foram instalados drenos de areia de diâmetro 0.40m, para se ter um fator  $W_R < 0.1$ , é necessário que a permeabilidade da areia utilizada nestes seja maior ou igual a  $3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$  (vide equação IV.26), o que é certamente o caso do material arenoso empregado na confecção dos drenos.

Quando o efeito de resistência hidráulica do dreno não for desprezível, deve-se utilizar a solução de HANSBO (1981), na qual o grau de adensamento médio é obtido pela equação IV.13, mas com o fator  $F(n)$  sendo substituído por:

$$\mu_r = F(n) + \frac{(n^2 - 1)k_h}{n^2 q_v} \pi z (2l - z) \quad (\text{IV.28})$$

Ou simplificadaamente:

$$\mu_r = F(n) + \pi z (2l - z) \frac{k_h}{q_v} \quad (\text{IV.29})$$

Ou ainda:

$$\mu_r = F(n) + Z (1 - Z / 2) W_R \quad (\text{IV.30})$$

onde  $Z = z/l$ .

Da solução acima podemos destacar os seguintes aspectos:

- 1) Como  $\mu_r$  varia com a profundidade, o valor de  $\bar{U}_h$  também variaria. Dessa forma, o adensamento é particularmente retardado na parte inferior dos drenos (no caso específico de camada drenante somente no topo);
- 2) A influência da resistência hidráulica do dreno no valor de  $\bar{U}_h$  aumenta com o comprimento destes (vide equação IV.29).

Por fim, pode-se concluir que na grande maioria dos casos o efeito de resistência hidráulica não afeta o desempenho de drenos verticais. No caso particular dos drenos pré-fabricados, seu desempenho para períodos de longa duração pode também ser influenciado por fatores tais como deterioração do filtro, dobramento e colmatação dos mesmos. Tais fatores, que diminuem a capacidade de descarga dos drenos, são especialmente dependentes dos tipos de materiais usados na sua fabricação. No entanto, estudos adicionais são necessários para obtenção de conclusões definitivas a esse respeito.

#### IV.6 - EFEITO DE AMOLGAMENTO DEVIDO À INSTALAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS (SMEAR)

O chamado efeito de "smear" consiste no amolgamento causado pela instalação do dreno numa região anelar ao redor do mesmo. Nesta região, o coeficiente de permeabilidade horizontal,  $k'_h$ , é menor do que aquele na região não perturbada,  $k_h$ , fazendo com que haja um retardamento geral no processo de adensamento. Para consideração deste efeito, BARRON (1948) e mais tarde HANSBO (1979, 1981), admitiram esta região anelar como homogênea, completamente amolgada e de diâmetro externo constante igual a  $d_e$ . Na verdade, esta região não apresenta espessura constante e seu grau de amolgamento decresce à medida que se afasta das paredes do dreno (BARRON, 1948). Além disso, por esta região se encontrar junto das fronteiras do dreno, também foi admitido que o seu adensamento ocorrerá bastante rápido e dessa forma podendo ser ignorado, o que equivale a tratar o material como incompressível. Isto leva a uma nova condição de fronteira, alterando a solução pela mudança do fator  $F(n)$ , o qual, segundo BARRON (1948), deve ser substituído por:

$$F_e(n) = \left[ \frac{n^2}{n^2 - s^2} \ln\left(\frac{n}{s}\right) - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k'_h} \left( \frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln(s) \right] \quad (\text{IV. 31})$$

Ou simplificadamente (HANSBO, 1981):

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - \frac{3}{4} + \frac{K_h}{k'_h} \ln s \quad (\text{IV.32})$$

Ou ainda:

$$F_s(n) = F(n) + \left[ \frac{k_h}{k'_h} - 1 \right] \ln(s) \quad (\text{IV.33})$$

Onde:  $s = d_s/d_v$ .

Apesar de bastante simplificada, a solução acima esbarra na difícil determinação dos parâmetros adicionais  $s$  e  $K_h/K'_h$ .

Segundo HANSBO (1979), os valores de  $s$  encontrados na literatura são da ordem de 1.5 a 3. Mais tarde, HANSBO (1987) comenta que a extensão da zona amolgada é bastante dependente do método de instalação e nos casos dos drenos tipo "displacement" equivale aproximadamente ao diâmetro do mandril utilizado ( $s = 2$ ). Particularmente, este valor é o mesmo sugerido por CASAGRANDE e POULOS (1969) e utilizado nas análises dos aterros experimentais de Ska-Edeby (HANSBO e outros, 1981) e Örebro (HANSBO e outros, 1981 e ERIKSSON e EKSTRÖM, 1983). Para drenos tipo jateados, conhecidos na literatura internacional como "low displacement drains", o valor de  $s$  é comumente admitido ser próximo de 1, pois esses drenos são considerados os que causam menor perturbação ao solo (JAMIOLKOWSKI e outros, 1983 e 1985; HOLTZ e outros, 1987 e ORLEACH, 1983).

Nos casos dos drenos pré-fabricados, o valor de  $s = 1.5$  parece consistente com as análises feitas por BALIGH e LEVADOUX (1980) com ensaios de piezocone realizados em argilas saturadas, correspondendo o limite da

zona de smear ao limite da zona plástica com deformações cisalhantes entre 20 a 50% (CORLEACH, 1983 e HOLTZ e outros, 1987). Na prática, o valor de  $s$  vai depender também das dimensões e da forma do mandril utilizado na instalação do dreno.

Para o caso da razão  $k_h/k'_h$ , sua determinação é mais complexa, estando relacionada ao tipo de solo onde o dreno será executado (HANSBO, 1987). JAMIOLKOWSKI e outros (1983) relatam valores para este parâmetro obtidos de ensaios de laboratório com argilas moles típicas da Itália, os quais estão apresentados na tabela IV.1. Por outro lado, a tabela IV.2 apresenta resultados também de laboratório para a argila mole do Sarapuí. Estes resultados foram retirados de ensaios de adensamento realizados por COUTINHO (1976) e de outros realizados recentemente (COPPETEC - ET 150404 III, 1980). Nestes últimos, as relações entre os coeficientes de permeabilidade vertical para amostras não amolgadas ( $k_v$ ) e previamente amolgadas ( $k'_v$ ) são apresentadas em função da tensão efetiva, podendo ser usadas como boa aproximação se admitirmos que a relação  $k_v/k'_v$  e  $k_h/k'_h$  são próximas para este tipo de solo.

Os resultados das tabelas IV.1 e IV.2 são limites superiores da relação  $k_v/k'_v$ , visto que os valores de coeficiente de permeabilidade para a região perturbada são para amostras completamente amolgadas. No campo, como comentado anteriormente, o amolgamento é parcial, pois o efeito deste diminui gradualmente conforme aumenta o afastamento da face do dreno. Outra contribuição importante foi dada por JAMIOLKOWSKI e outros (1985) em análise de dados de recalque de um aterro dividido em quatro seções,

Tab. IV.1 - Valores conservativos da razão  $k_v/k'_h$ <sup>[1]</sup> para algumas argilas moles italianas para condição normalmente adensada (APUD JAMIOLKOWSKI e outros, 1983).

LOCAL	ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)	$k_v$ (cm/s)	$k_v / k'_h$
Panigaglia	45 a 65	$6.3 \times 10^{-7}$	1.5 a 2.0
Porto Tolle	30	$0.6 \times 10^{-7}$	4.0 a 8.0
Trieste	37 a 57	$9.5 \times 10^{-7}$	2.0 a 3.0

[1] Neste trabalho, os autores consideraram a isotropia em relação ao coeficiente de permeabilidade na região amolgada, de forma que  $k'_h = k'_v$ .

Tab. IV.2 - Valores da razão  $k_v/k'_v$  para a argila mole do Sarapuí em ensaios realizados recentemente e por COUTINHO (1976).

tensão vertical (kPa)	$k_v / k'_v$		
	COPPETEC (1990)		COUTINHO (1976)
	$cp_2/cp_1$ <sup>[1]</sup>	$cp_3/cp_1$ <sup>[1]</sup>	
6.25	2.3	7.0	10.0
12.50	5.7	5.4	12.0
25.00	5.5	8.9	7.0
50.00	6.3	6.3	3.3
100.00	6.3	-	2.4
valor médio	5.2	6.9	5.5
desvio padrão	1.7	1.5	4.1

[1]  $cp_2$  e  $cp_3$  - corpos de prova de boa qualidade.

$cp_1$  - corpo de prova previamente amolgado.

correspondendo cada uma a um tipo de dreno, na região de Porto Tolle na Itália. Neste aterro foram instalados drenos jateados e pré-fabricados, incluindo nestes um dreno tipo sintético (Geodrain). Partindo do pressuposto de que o valor de  $c_h$  se mantém constante para todas as seções e que os drenos tipo jateados não causam perturbação ao solo de fundação, estes autores chegaram a valores de  $k_h/k'_h$  entre 1.5 e 2, a fim de se obter o mesmo valor de  $c_h$  dos drenos jateados (vide figura IV.8).

Alguns aspectos de interesse prático devem ser destacados da teoria de BARRON (1948) para o caso do efeito de "smear" (HOLTZ e outros, 1987):

- a) A influência do smear aumenta com o aumento do diâmetro do dreno, porque a razão  $(F_{\bullet}(n) - F(n)) / F(n)$  aumenta com o decréscimo de  $n$ ;
- b) Devido ao pequeno volume dos drenos pré-fabricados relativo ao volume de solo tratado, o grau de amolgamento associado a esses drenos é apreciavelmente menor do que os drenos convencionais de areia;
- c) Um decréscimo no espaçamento do dreno nem sempre vai se traduzir numa redução no tempo de adensamento como previsto pela teoria para drenos ideais, pois a espessura da região de "smear" provavelmente se mantém constante. Além disso, a diferença  $(F_{\bullet}(n) - F(n))$  aumenta com o decréscimo de  $n$ .

Por fim, pode-se concluir que a consideração do efeito de "smear" é importante tanto para o projeto quanto para a análise do desempenho drenos verticais. Nesse sentido, mesmo quando seus efeitos forem de difícil previsão, devido às incertezas na determinação correta dos

parâmetros  $s$  e  $k_h/k'_h$ , uma análise mesmo que superficial deve ser realizada.

#### IV.7 - EFEITO DO TEMPO DE CARREGAMENTO

Em aterros sobre solos moles, a fim de se evitar problemas de instabilidade, a carga total muitas vezes não pode ser aplicada instantaneamente. Dessa forma, duas técnicas de construção são utilizadas: carregamento gradativo ou em estágios. Em ambos os casos, especialmente na presença de drenos, o adensamento durante a construção pode atingir uma parte significativa de todo o processo e desse modo não deve ser desprezado.

Terzaghi-Gilboy foram os primeiros a sugerir um método aproximado que levasse em conta o adensamento durante a construção sem a presença de drenos verticais (TAYLOR, 1948). Estes autores consideraram o caso da carga aplicada variando linearmente com o tempo ("ramp loading") como equivalente a uma carga instantânea aplicada no meio do período de carregamento. Na verdade, tal método foi inicialmente concebido apenas para correção de recalques. Na prática, contudo, este método também pode ser utilizado no caso de adensamento envolvendo drenos verticais (HOLTZ e outros, 1987).

Segundo estes últimos autores, se houver necessidade de maior precisão, pode-se aplicar os ábacos de OLSON (1977), os quais são válidos tanto para o caso de drenagem vertical como radial sob carregamento não instantâneo. Através desse método, pode-se obter o grau de adensamento durante o período de carregamento, admitindo-se que o



coeficiente de adensamento se mantém constante. Entretanto, como muitas vezes tais depósitos argilosos são sobreadensados, o carregamento aplicado pode levar estes solos para condição normalmente adensada. Neste caso,  $c_v$  e  $c_h$  podem mudar significativamente durante o carregamento e conseqüentemente o método de OLSON (1977) deve ser usado com ressalvas.

SCHIFFMAN (1959) propôs outra solução, o qual levava em consideração a variação da permeabilidade durante um carregamento linear. Apesar desta solução resolver o problema anterior, esta se mostrava um tanto complexa. Além disso, tal solução se baseava em determinadas hipóteses, como por exemplo da variação linear entre coeficiente de permeabilidade e o excesso de poro pressão, os quais, segundo o próprio SCHIFFMAN (1959) e outros autores (CORLEACH, 1983 e HOLTZ e outros, 1987), carecem de confirmação experimental. Também neste caso, a utilização deste método deve ser feita com cautela.

Carregamentos em mais de um estágio são normalmente utilizados quando existe a necessidade de etapas intermediárias, a fim de permitir ganhos de resistência da argila via adensamento. Neste caso, os problemas acima citados também são aplicáveis para determinação do tempo inicial da análise. O procedimento normalmente utilizado é basear-se na hipótese de superposição de efeitos de cada carregamento, aplicando para isso a hipótese de Terzaghi-Gilboy. Todavia, tal metodologia é novamente questionável se os coeficientes de adensamento sofrerem grande variação durante cada etapa de carregamento.

Das teorias vistas acima, pode-se concluir que,

quando não for possível a utilização de métodos numéricos de análise, em termos práticos, deve-se optar pelo método de Terzaghi-Gilboy. O método utilizado para análise de dados de excesso de poro pressão, a ser visto no item subsequente, não depende do tipo de carregamento, o que elimina os problemas relacionados à determinação do tempo inicial da análise.

#### IV.8 - TÉCNICAS PARA ANÁLISE DO DESEMPENHO DE DRENOS VERTICAIS

##### IV.8.1 - INTRODUÇÃO:

O projeto de drenos verticais em argila mole exige em geral a instalação de instrumentação com o objetivo de obter dados de medição de recalques e de poro pressões durante o processo de adensamento. Para isso, são necessárias técnicas para conversão destes dados em parâmetros quantificáveis, de forma a avaliar como o adensamento evolui com o tempo. Tal avaliação, comum também em camadas argilosas sem drenos, tem como objetivo principal a comparação entre o comportamento real e aquele previsto em projeto, determinando-se assim, se o mesmo deve ser modificado durante a construção. Além disso, dadas as incertezas na determinação, na fase de projeto, de valores de  $c_h$  e  $c_v$  a partir de ensaios in situ e de laboratório, a retroanálise de observações de campo é considerada muitas das vezes a forma mais confiável de obtenção parâmetros de adensamento (JAMIOLKOWSKI e outros, 1983).

Contudo, apesar das observações de campo

proporcionarem uma excelente via tanto para a estimativa valores de  $c_h$  e  $c_v$  quanto para a verificação do comportamento do dreno pré-selecionado, retroanálises geralmente envolvem simplificações. Tais simplificações, como por exemplo nas condições de fronteira e de drenagem e no modelo de comportamento do solo, podem até comprometer a qualidade dos parâmetros obtidos.

Tentando abranger todas as observações acima expostas e evitar as dificuldades presentes nos chamados métodos convencionais de análise, dois métodos são modernamente recomendados para avaliação do comportamento de drenos verticais (JAMIOLKOWSKI e outros, 1985): um baseado na análise de dados de recalque e outro na análise de dados de excesso de poro pressão.

A análise dos dados de recalque é em geral baseada no método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DEROY (1980). TERRA (1988) e ALMEIDA e outros (1989a, 1989b), em estudo sobre os vários métodos disponíveis aplicados ao Aterro Experimental II, concluíram que o método de ASAOKA (1978) foi o de mais fácil aplicação e o de resultados mais consistentes.

A análise de dados de excesso de poro pressão (ORLEACH, 1983) baseia-se simplesmente na observação da dissipação destes com o tempo. A partir desse método, podem-se obter valores de coeficiente de adensamento sem o conhecimento prévio do valor do excesso de poro pressão inicial ou da posição do piezômetro em relação ao dreno. Resultados das análises de dados de excesso de poro pressão e de recalque, utilizando as metodologias acima mencionadas, serão comparadas no capítulo V desta

dissertação. Apresenta-se a seguir uma breve revisão dos chamados métodos convencionais de análise para dados de excesso de poro pressão. Discute-se em seguida a aplicação do método de ORLEACH (1983) para os casos de drenagem puramente radial e vertical.

#### IV.8.2 - MÉTODO CONVENCIONAL DE ANÁLISE DE DADOS DE EXCESSO PORO PRESSÃO:

O método convencional para obtenção de valores de coeficiente de adensamento ( $c_v$  e  $c_h$ ) oriundos de dados de excesso de poro pressão pode ser resumido nos passos abaixo (JAMIOLKOWSKI, 1983, 1985):

- a) Determinar o valor do excesso de poro pressão inicial através de observações de campo ou por cálculo utilizando as várias teorias existentes;
- b) Determinar os valores do excesso de poro pressão através de leituras de piezômetros e calcular as relações  $u/u_0$  para diferentes tempos. Por intermédio destas, utilizando a teoria apropriada, calcular o fator tempo  $T_h$  (ou  $T_v$ ) para o caso de drenagem radial (ou vertical);
- c) De posse dos fatores tempo  $T_h$  (ou  $T_v$ ), avaliar os valores do coeficiente de adensamento  $c_h$  (ou  $c_v$ ) utilizando para isto duas metodologias:

c.1) Tempo total:

$$c_h = \frac{T_h (d_o)^2}{t}$$

(IV.34)

$$c_v = \frac{T_v (H_d)^2}{t} \quad (\text{IV. 35})$$

c. 2) Tempo Incremental:

$$c_h = \frac{T_{h1} - T_{h2}}{t_2 - t_1} d_e^2 \quad (\text{IV. 36})$$

$$c_v = \frac{T_{v2} - T_{v1}}{t_2 - t_1} H_d^2 \quad (\text{IV. 37})$$

De acordo com BROMWELL e LAMBE (1968), o método do tempo incremental tende a minimizar os efeitos relacionados aos erros na previsão de  $u_o$ .

Contudo, o método convencional está sujeito a uma série de dificuldades, as quais segundo JAMIOLKOWSKI (1983, 1985) podem ser enumeradas como:

- a) O valor inicial do excesso de poro pressão é de difícil determinação, principalmente na presença de drenos verticais. Fatores como adensamento parcial durante a construção, métodos de instalação dos drenos, além da escolha da teoria apropriada para previsão de  $u_o$ , podem afetar a sua determinação. A análise de tal problema é encontrada com detalhes em JAMIOLKOWSKI e LANCELLOTA, (1984);
- b) No caso de drenos verticais, os resultados são bastante sensíveis à localização da ponta do piezômetro em relação à posição dos drenos. Como muitas das vezes, piezômetros e drenos não são instalados exatamente na vertical, fica difícil precisar a distância entre ambos. Tal fato ganha particular importância no caso de drenos

longos (especialmente os pré-fabricados) e piezômetros instalados a grandes profundidades. Alguns valores para estes desvios podem ser encontrados em JAMIOLKOWSKI e outros (1983);

- c) Nos casos em que  $\sigma'_{vo} < \sigma'_{vm} < \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v$ , o adensamento ocorrerá rapidamente no trecho sobreadensado devido aos altos valores de  $c_v$  e  $c_h$ . Após a tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) ser atingida,  $c_v$  e  $c_h$  reduzem-se a valores bem menores, fazendo com que o processo de adensamento se torne mais lento. Esta mudança de comportamento faz com que os excessos poro pressão tenham respostas diferentes para cada trecho, tornando sua interpretação mais complexa. Neste caso, é preferível basear a análise após o instante em que a tensão vertical aplicada exceder  $\sigma'_{vm}$  e aplicar o método tempo incremental (JAMIOLKOWSKI e outros, 1983, 1985).

#### IV.8.3 - MÉTODO UTILIZADO PARA ANÁLISE DE DADOS DE EXCESSO DE PORO PRESSÃO:

O método aqui utilizado para os casos de drenagem puramente radial e vertical (ORLEAH, 1983) será inicialmente descrito incluindo-se todas as demonstrações. Posteriormente, será apresentada uma breve discussão do mesmo.

##### a) Método aplicado para drenagem radial apenas:

Da teoria de BARRON (1948) para a condição de deformações verticais iguais, a distribuição do excesso de

poro pressão inicial em torno do dreno, para o caso de drenagem radial pura, é expressa na seguinte relação:

$$u(r, t) = u_0 \left[ \frac{1}{r_w^2 F(n)} \left( r_w^2 \ln \frac{r}{r_w} - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right) \right] \cdot \exp \left[ - \frac{8c_h}{d_w^2 F(n)} t \right] \quad (\text{IV.38})$$

ORLEACH (1983) definiu como fator de localização  $\nu$ , o termo entre colchetes que antecede a exponencial na equação acima. Este termo é independente do tempo e depende somente das condições de contorno do problema. Dessa forma a equação IV.38 pode ser escrita como:

$$u(r, t) = u_0 \nu \exp \left[ - \frac{8c_h}{d_w^2 F(n)} t \right] \quad (\text{IV.39})$$

$$\ln(u) = \ln(u_0 \nu) - \frac{8c_h}{d_w^2 F(n)} t \quad (\text{IV.40})$$

A equação IV.40 mostra que existe uma relação linear entre o logaritmo neperiano do excesso de poro pressão e o tempo.

Reescrevendo a equação IV.40, tem-se:

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t \quad (\text{IV.41})$$

Onde  $\alpha_0$  e  $\alpha_1$  são duas constantes as quais podem ser obtidas pela regressão linear entre  $\ln(u)$  e  $t$ . Através de  $\alpha_1$

pode-se determinar o coeficiente de adensamento horizontal:

$$c_h = \left[ (d_e)^2 \frac{F(n)}{8} \right] \alpha_1 \quad (\text{IV. 42})$$

onde:

$$\alpha_1 = \frac{\ln \left( \frac{u_1}{u_2} \right)}{(t_2 - t_1)} \quad (\text{IV. 43})$$

Pelo exame da equação V.42,  $c_h$  é independente do valor do excesso de poro pressão inicial como também da localização da ponta do piezômetro.

Se a ponta do piezômetro estiver localizada no centro da malha de drenagem, o excesso de poro pressão é medido a uma distância  $r_e$  do centro do dreno. Assim para o fator de localização tem-se:

$$v_c = v = \left[ \ln(n) + \frac{1}{2n^2} - \frac{1}{2} \right] \frac{1}{F(n)} \quad (\text{IV. 44})$$

Onde  $F(n)$  pode ser definida através da equação simplificada IV.12. Assim, define-se uma expressão simplificada para o caso do fator de localização  $v_c$  acima:

$$v_c = v = \frac{\left[ \ln(n) - \frac{1}{2} \right]}{\left[ \ln(n) - \frac{3}{4} \right]} \quad (\text{IV. 45})$$



Observando-se as equações IV.38 e IV.13, pode-se escrever a equação abaixo para o centro da malha de drenagem:

$$\frac{u(t)}{u_0} = \nu_c \left[ 1 - \bar{U}_h(t) \right] \quad (\text{IV.46})$$

Examinando as equações IV.40 e IV.41, pode-se escrever a seguinte expressão genérica para  $u_0$ :

$$\nu u_0 = e^{\alpha_0} \quad (\text{IV.47})$$

Teoricamente, pode-se calcular o valor do excesso da poro pressão inicial com o auxílio da expressão IV.47. Na prática, porém, o valor obtido é bastante questionável, devido à imprecisão da verdadeira localização da ponta do piezômetro e da dependência de  $u_0$  do tempo inicial da análise ( $t_0$ ), não levada em conta na equação IV.47.

#### b) Método aplicado para drenagem vertical apenas:

Como visto no item IV.4, para condição de  $T_v > 0.1$ , a expressão aproximada para o excesso de poro pressão no caso de adensamento com drenagem vertical pura (eq. IV.22) escreve-se:

$$\frac{u(t)}{u_0} = \frac{4}{\pi} \operatorname{sen} \left( \frac{\pi Z}{2} \right) \exp \left( - \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v}{H_d^2} t \right) \quad (\text{IV.48})$$

Analogamente ao caso de drenagem radial pura,

pode-se obter a seguinte relação:

$$\ln(u) = \ln \left[ \frac{4}{\pi} \operatorname{sen} \left( \frac{\pi Z}{2} \right) u_0 \right] - \left[ \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v}{H_d^2} t \right] \quad (\text{IV. 49})$$

A equação IV. 49 pode ser expressa da mesma forma que a IV. 41, isto é, por uma função do primeiro grau entre  $\ln(u)$  e  $t$ :

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t \quad (\text{IV. 49-a})$$

A única diferença é no significado das constantes  $\alpha_0$  e  $\alpha_1$ . Neste caso, o coeficiente de adensamento  $c_v$  pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$c_v = 4 \left[ \frac{H_d^2}{\pi^2} \right] \alpha_1 \quad (\text{IV. 50})$$

onde  $\alpha_1$  é obtido da equação IV. 49-a, como:

$$\alpha_1 = \frac{\ln \left( \frac{u_1}{u_2} \right)}{t_2 - t_1}$$

A expressão acima, que independe da profundidade do piezômetro, somente é válida para  $T_v > 0.1$ , devido à restrição da equação IV. 22, oriunda da equação IV. 19 para o primeiro termo da série. Na determinação de  $\alpha_0$ , também pode-se obter a relação abaixo:

$$u_o \operatorname{sen} \left( \frac{\pi Z}{2} \right) = \frac{\pi}{4} e^{-\alpha_o} \quad (\text{IV.61})$$

Como no caso de drenagem radial pura, sabendo-se a profundidade normalizada  $Z$ , pode-se calcular o valor do excesso de poro pressão inicial. Na prática, entretanto, este valor é dependente da acurácia na determinação do tempo inicial da análise.

### c) Efeito da combinação de drenagem radial e vertical:

Na maioria dos casos de adensamento envolvendo drenos verticais, ocorre um modelo de fluxo combinado, ou seja, com a presença simultânea de drenagem vertical e radial. Como visto no item IV.4, em alguns casos, dependendo do valor da profundidade normalizada e da razão  $T_v / T_h$ , pode-se desprezar o efeito da drenagem vertical para a análise de dados de excesso de poro pressão. Nestes casos, como visto nas figuras IV.5 a IV.7, após os primeiros estágios do adensamento, a curva  $\ln(u)$  versus  $t$  tende a se linearizar para piezômetros longe das fronteiras drenantes. A presença da drenagem vertical tende a "afastar" a linearidade da relação  $\ln(u)$  versus  $t$ , tornando a determinação real de  $c_h$  sujeita a erros. Nestes casos, nas situações em que a influencia da drenagem vertical não puder ser desprezível, recomenda-se o uso do método convencional de análise.

#### d) Discussão e conclusões sobre o método:

O método utilizado para o caso de drenagem radial pura é de simples aplicação, devido à obtenção de valores de  $c_h$  sem a dependência do conhecimento prévio de  $u_0$ , da localização da ponta do piezômetro relativo ao sistema de drenagem e da determinação do tempo inicial da análise. Por outro lado, pelo fato das incertezas envolvendo estes dois últimos fatores, deve haver cautela na utilização dos valores de excesso de poro pressão inicial obtidos pela equação V.47. Se o valor de  $c_h$  é alto durante os primeiros estágios do adensamento, a relação  $\ln(u)$  versus tempo passará a não ser mais linear e o método utilizado não será válido. Nestas situações, deve-se optar pela utilização do método convencional (ORLEACH, 1983).

Os mesmos comentários se aplicam para este método de análise para o caso de drenagem vertical pura, exceto pela adição da restrição com relação ao fator tempo ( $T_v > 0.1$ ).

Na maioria dos casos de drenagem combinada, o efeito da drenagem vertical é, teoricamente, desprezível para profundidades próximas ao meio da camada, portanto não necessitando de nenhum tipo de correção. Caso não se possa desprezar tal efeito, também neste caso o método convencional deve ser utilizado.

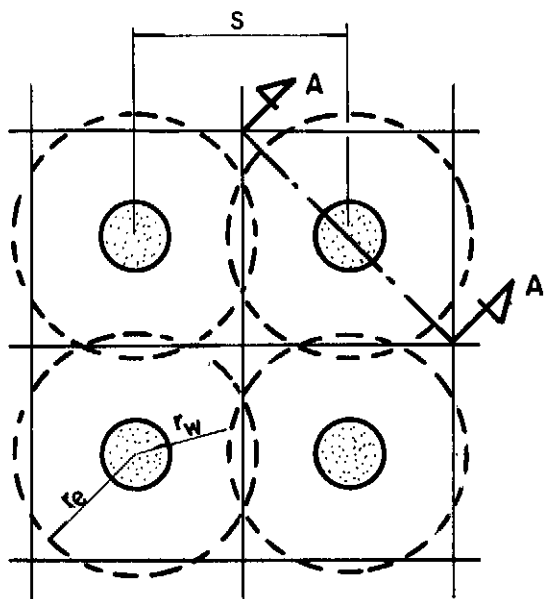
#### IV.9 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo, foi apresentada a teoria de adensamento com drenos verticais, incluindo os efeitos de drenagem vertical, resistência hidráulica e "smear",

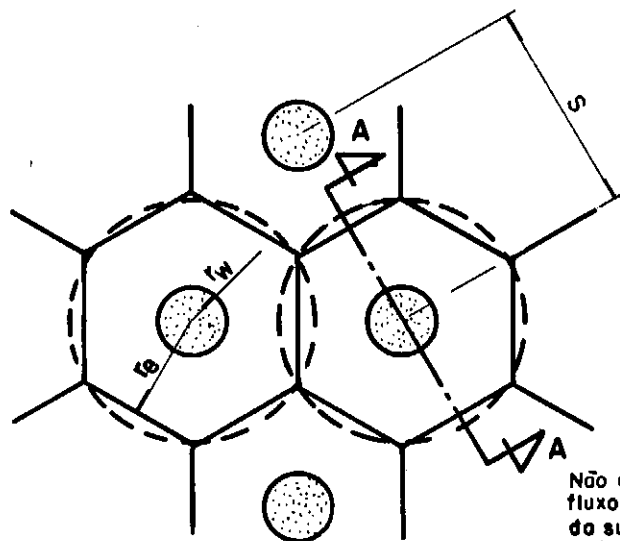
seguida de uma breve discussão relativa ao carregamento não instantâneo. Uma nova metodologia para análise de dados de excesso de poro pressão válida tanto para drenagem radial como para vertical (ORLEACH, 1983) também foi apresentada. De todos os assuntos abordados acima, as seguintes conclusões mais importantes podem ser enumeradas:

- a) Com relação à dissipação dos excessos poro pressões, a influência da drenagem vertical pode variar de valores insignificantes, para piezômetros instalados próximos ao meio da camada, até valores significativos para piezômetros localizados junto as fronteiras drenantes. Neste caso, as figuras IV.2 a IV.7 podem ser usadas para avaliar a importância da drenagem vertical neste tipo de análise;
- b) Na maioria dos casos correntes, em particular no caso de drenos de areia, o efeito de resistência hidráulica tem teoricamente pouca influência no processo de adensamento;
- c) Apesar do efeito de "smear" ser de extrema importância, sua avaliação é de difícil quantificação devido às incertezas na determinação das propriedades e tamanho da zona amolgada ao redor do dreno. Contudo, seu efeito aumenta com o decréscimo do espaçamento entre os drenos;
- d) O método de análise proposto por ORLEACH (1983) é, a exemplo do método de análise de dados de recalques de ASAOKA (1978), prático de ser utilizado, tendo em vista não ser necessário a previsão do excesso de poro pressão inicial. Para o caso de drenagem radial pura, a obtenção de  $c_h$  também independe da posição da ponta do

piezômetro. No caso de drenagem combinada, quando não for possível desprezar o efeito de drenagem vertical, deve-se utilizar o método convencional de análise.

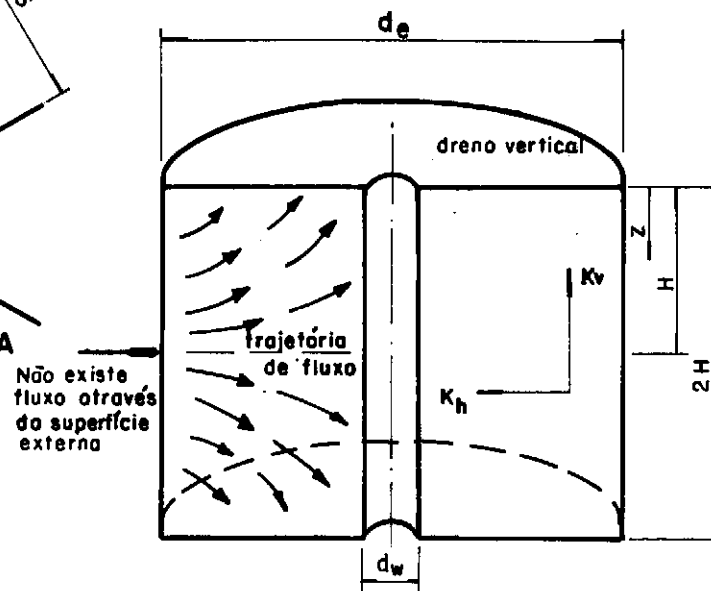


MALHA QUADRANGULAR



MALHA TRIANGULAR

(a) tipos de malhas drenantes



(b) SEÇÃO AA — Fluxo no interior da zona de influência de cada dreno.

Fig. IV.1 — Representação esquemática de drenos verticais.

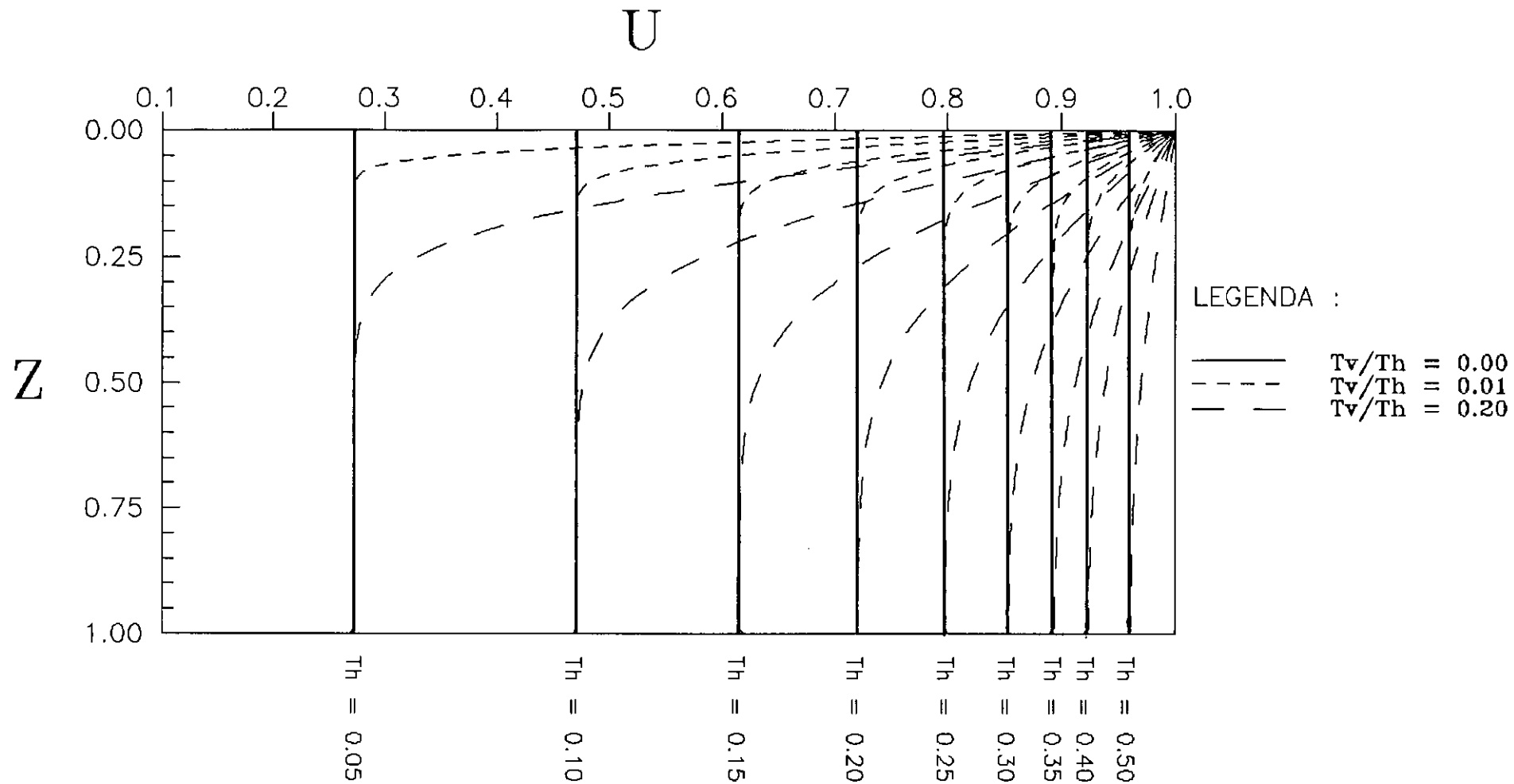


Fig. IV.2 - Efeito da drenagem vertical no grau de adensamento vs profundidade normalizada para diferentes fatores tempo e  $n = 7.1$  (seções B, C e D).



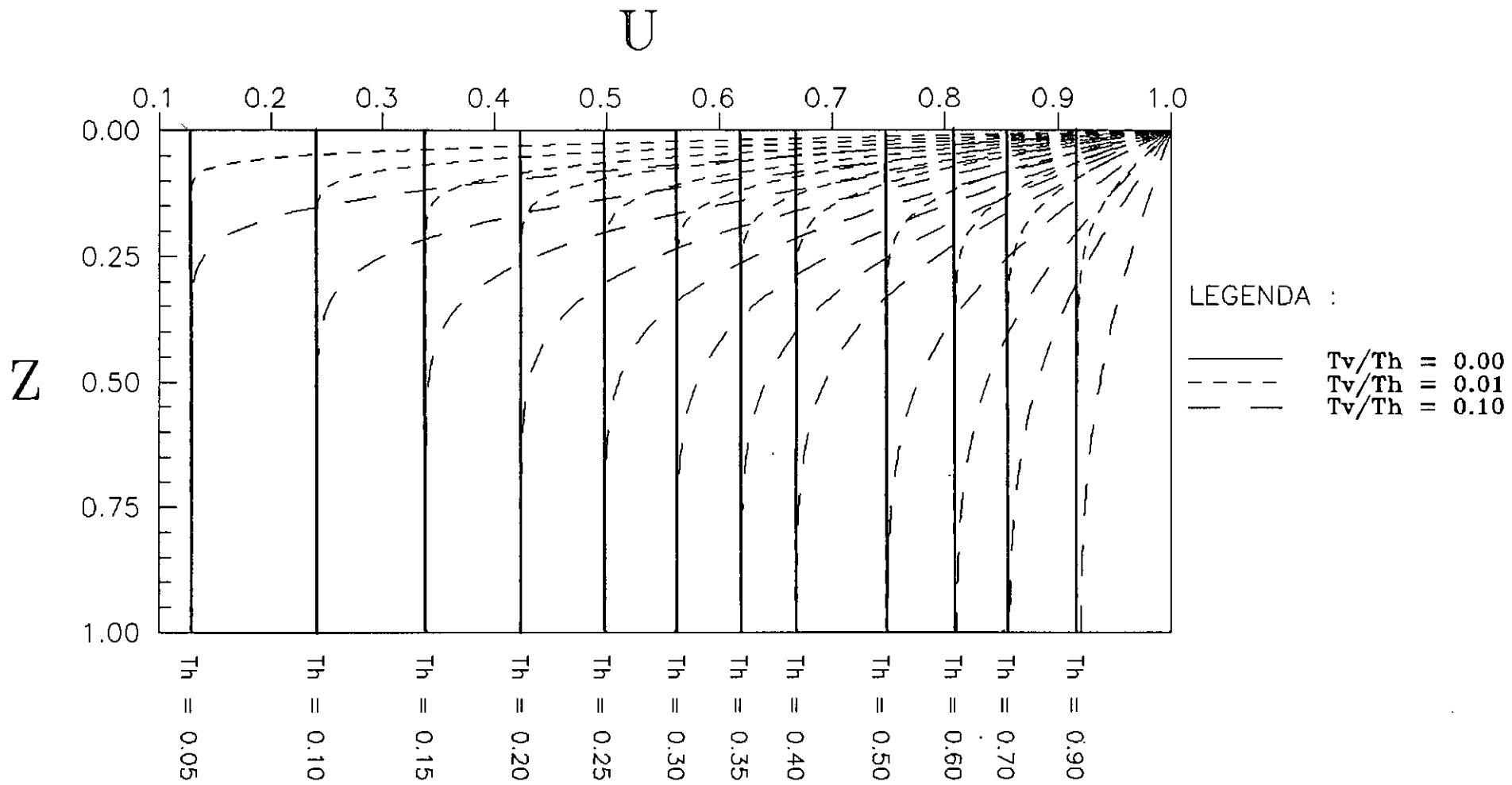


Fig.IV.3 - Efeito da drenagem vertical no grau de adensamento vs profundidade normalizada para diferentes fatores tempo e  $n = 38.4$  (seção E).

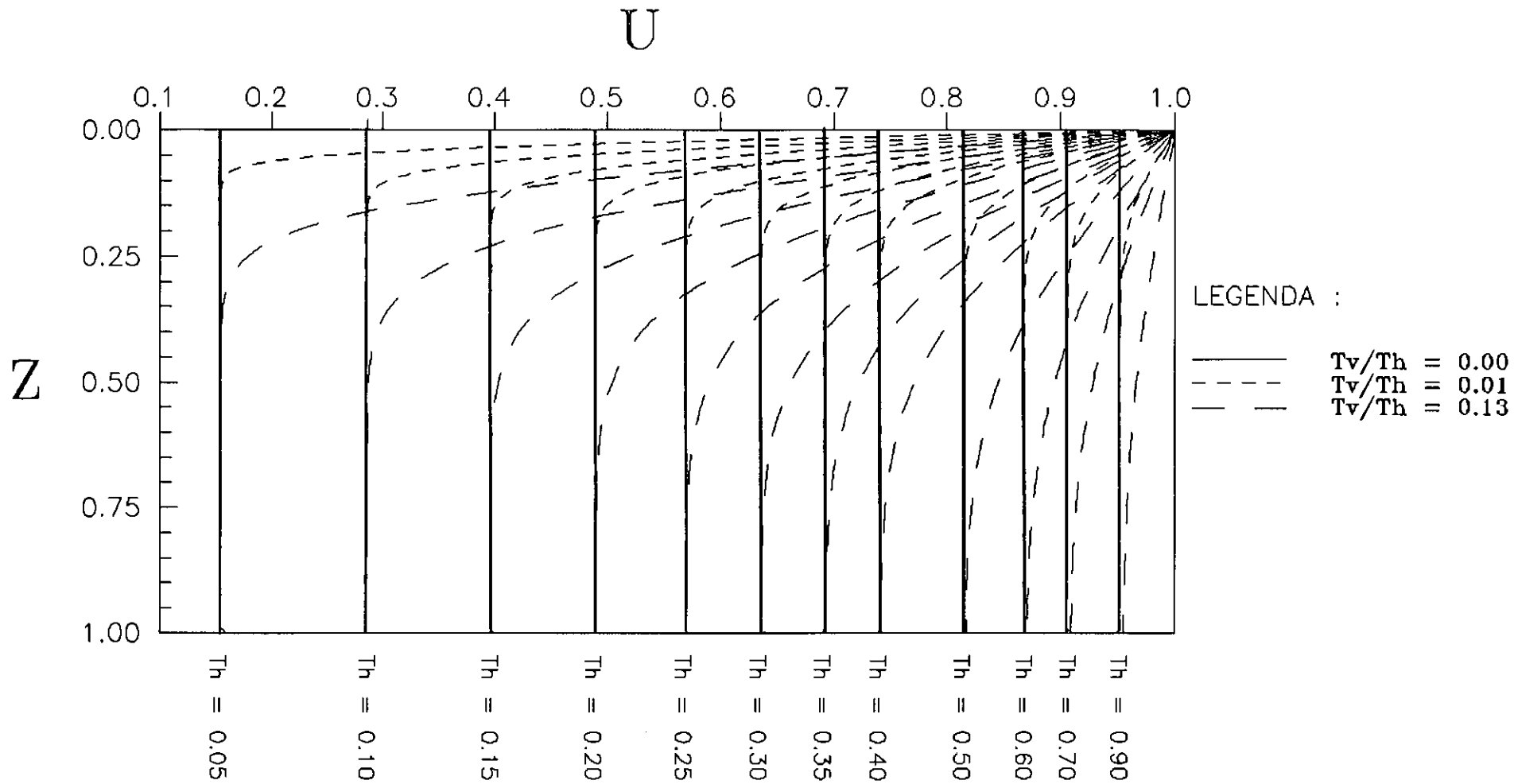


Fig.IV.4 - Efeito da drenagem vertical no grau de adensamento vs profundidade normalizada para diferentes fatores tempo e  $n = 22.6$  (seção F).

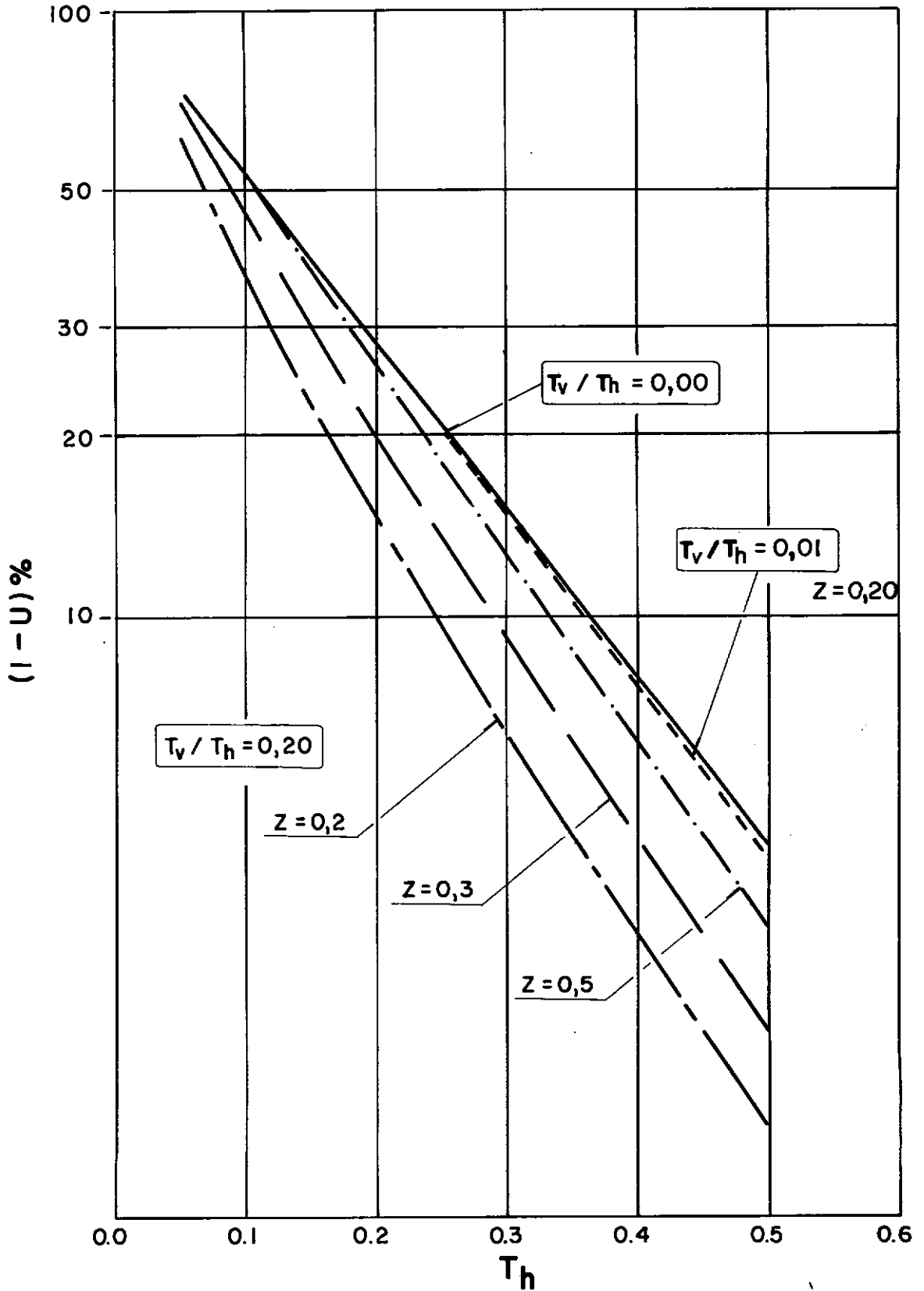


Fig. IV.5 — Log (1-U) versus tempo para diferentes razões de fatores tempo  $T_v/T_h$  e fatores profundidade  $Z$  com  $n=7.1$  (seções B, C e D).

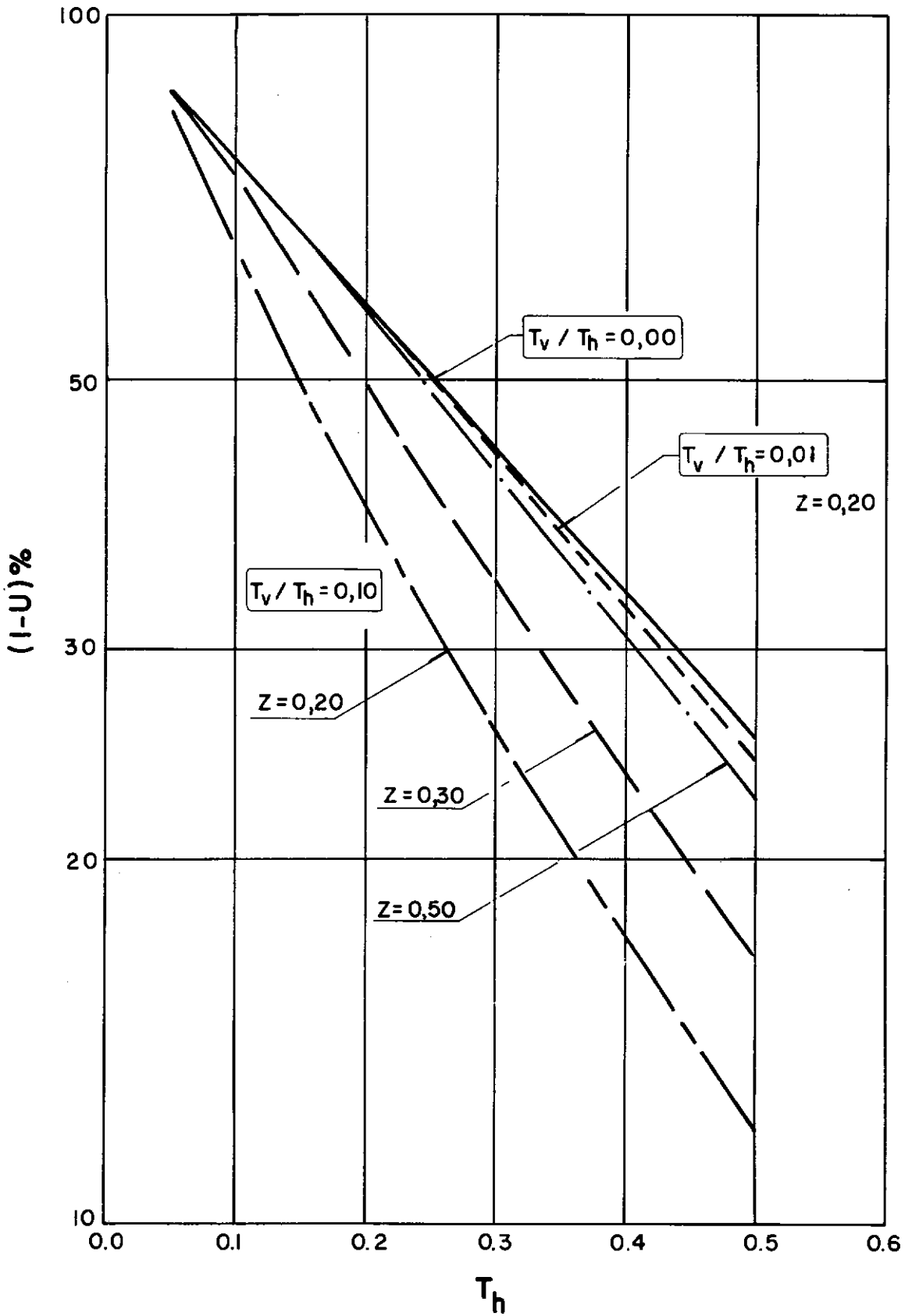


Fig. IV.6 - Log (1-U) versus tempo para diferentes razões de fatores tempo  $T_v / T_h$  e fatores profundidade  $Z$  com  $n = 38,4$  (seção E)

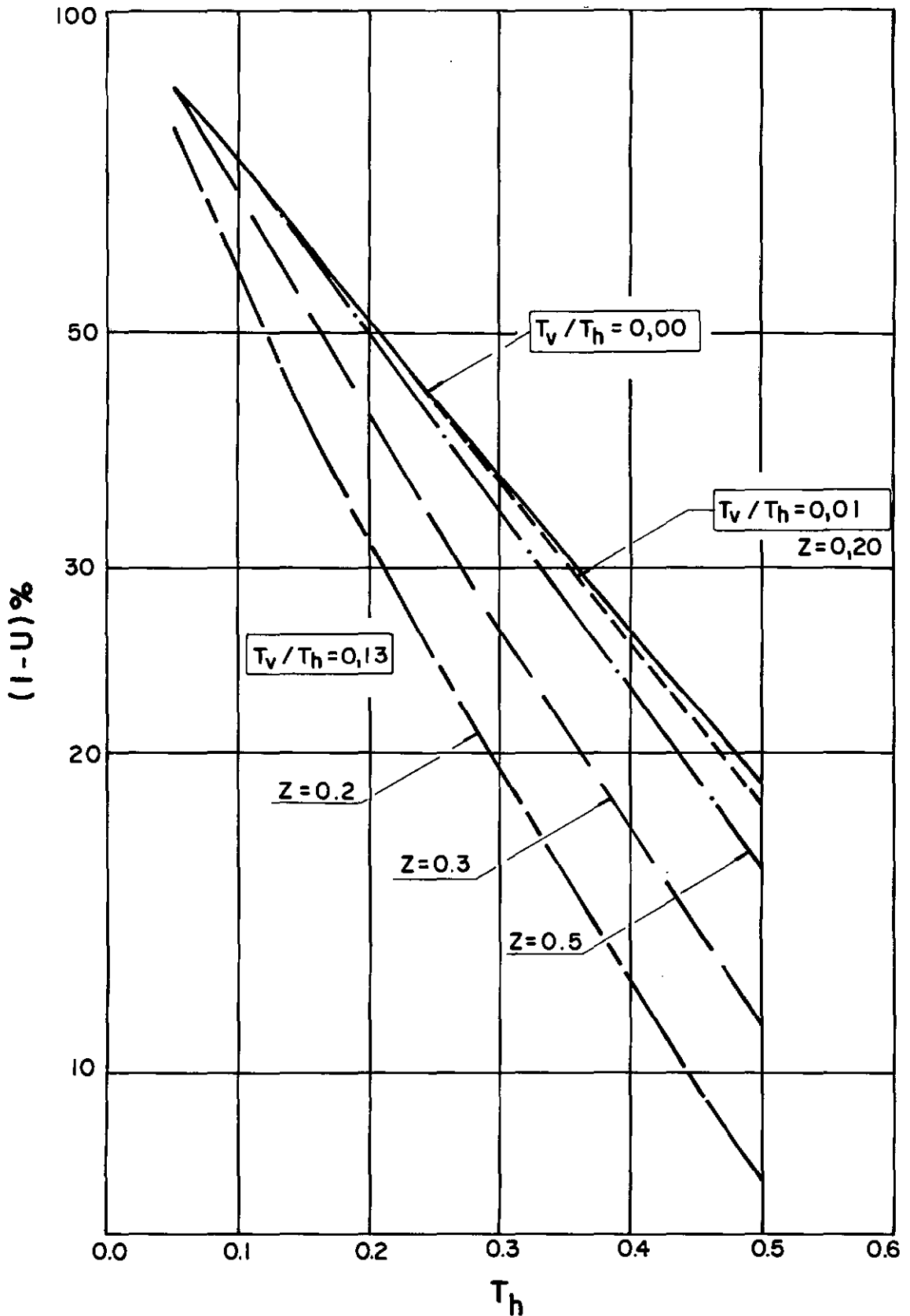


Fig. IV. 7— $\text{Log}(1-U)$  versus tempo para diferentes razões de fatores tempo  $T_v/T_h$  e fatores profundidade  $Z$  com  $n = 22.6$  (seção F).

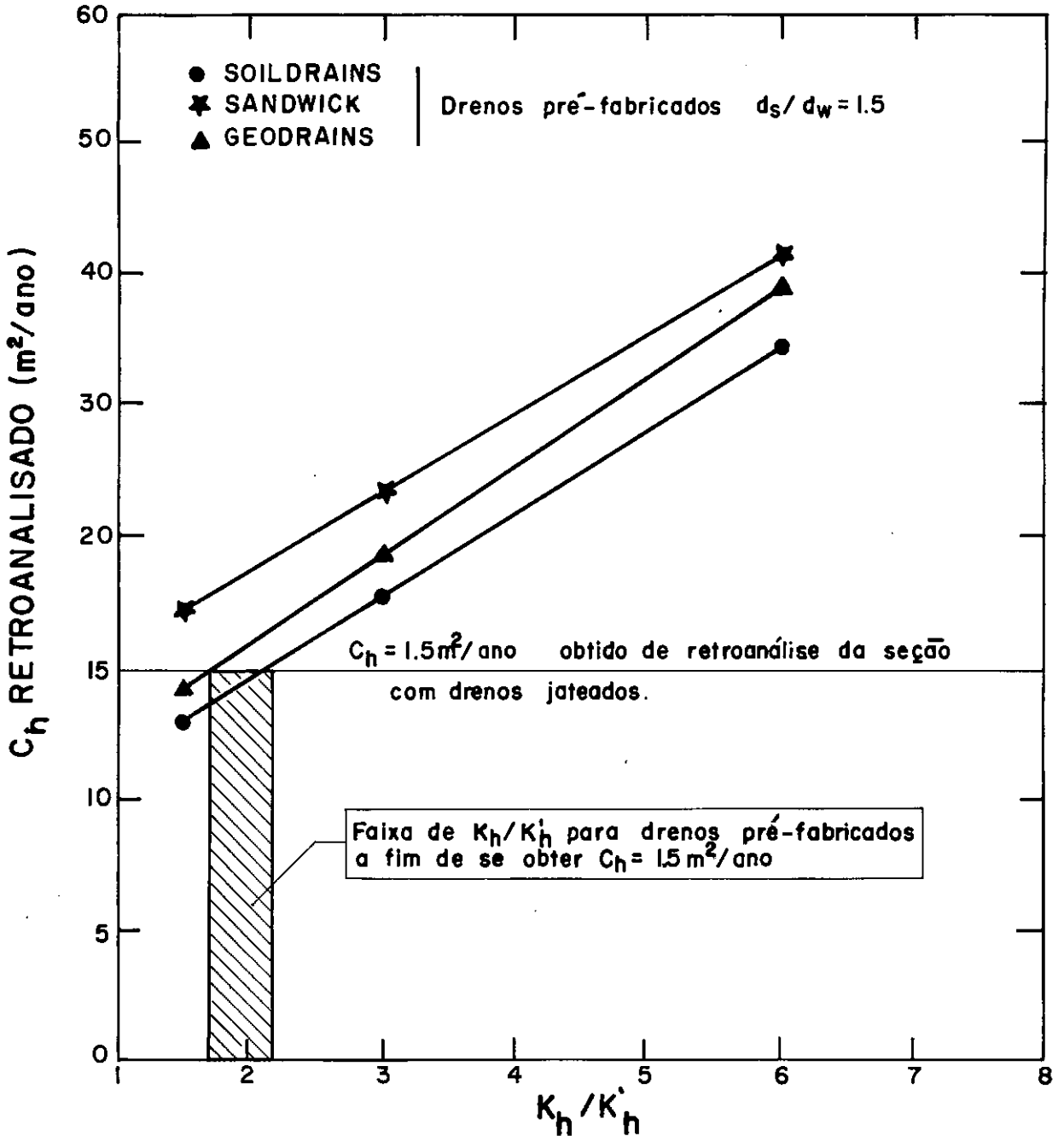


Fig.IV8 - Valores de  $K_h/K'_h$  para alguns tipos de drenos pré-fabricados (APUD JAMIOLKOWSKI e outros, 1985).

## CAPITULO V

### ANALISE DOS RESULTADOS DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

#### V.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão discutidos os resultados de coeficiente de adensamento  $c_v$  e  $c_h$  obtidos da retroanálise de dados de excesso de poro pressão utilizando-se o método de ORLEACH (1983) descrito no capítulo anterior. Estes resultados serão comparados com outros anteriormente obtidos através de retroanálises de recalques e ensaios de campo e de laboratório. Posteriormente, será feita uma avaliação final desses coeficientes de adensamento, com correção dos valores de  $c_h$  levando em consideração o amolgamento causado pela instalação dos drenos.

#### V.2 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Para continuação da análise iniciada no capítulo III e pelo fato desta estar restrita à segunda fase de carregamento, faz-se necessário atualizar certas informações a respeito do estado tensão/deformação do solo de fundação do aterro para este carregamento. Além disso, é importante também o cálculo de algumas funções geométricas utilizadas no projeto de drenos verticais, o que será feito a seguir.

### V.2.1 - FUNÇÕES GEOMETRICAS PARA O CÁLCULO DE DRENOS VERTICAIS:

Na tabela V.1 apresentam-se, para as diversas seções do aterro, os valores dos diâmetros de influência ( $d_e$ ) obtidos pela equação IV.5 para malha quadrada e os valores das funções geométricas  $n = d_e/d_v$  e  $F(n)$ , sendo esta última baseada na equação IV.11. Os valores de espaçamento entre drenos ( $s$ ) e dos diâmetros  $d_v$  dos drenos de areia (ou diâmetro equivalente do drenos pré-fabricados) necessários para o cálculo das funções acima foram apresentados na tabela II.1.

Tab. V.1 - Valores dos diâmetros de influência dos drenos e das funções  $n$  e  $F(n)$  para as diversas seções do Aterro Experimental II.

seção	$d_e$ (cm)	$n$	$F(n)$
B	282.50	7.1	1.25
C	282.50	7.1	1.25
D	282.50	7.1	1.25
E	192.10	38.4	2.90
F	226.00	22.6	2.40



V.2.2 - EXCESSOS DE PORO PRESSÃO REMANESCENTES DA PRIMEIRA FASE DE CARREGAMENTO:

Cabe ressaltar que no início da segunda fase de carregamento, os excessos de poro pressões resultantes de carregamentos anteriores não haviam sido totalmente dissipados. Tendo em vista ser difícil separar os excessos de poro pressão remanescentes da primeira fase de carregamento dos da segunda fase, os primeiros serão incluídos nas análises para a obtenção de valores de  $c_v$  e  $c_h$  pelo método proposto. Na tabela V.2 estão apresentadas por seção, as faixas de variação destes excessos de poro

Tab. V.2 - Valores de excesso de poro pressão não dissipados e de recalque superficiais acumulados no centro de cada seção no momento do início da segunda fase de carregamento.

seção	u (kPa)	recalque (mm)
B	4.25 a 4.90	1102
C	2.70 a 6.65	1052
D	1.76 a 1.85	1517
E	6.80 a 7.70	1055
F	6.60 a 6.90	1130
G	7.50 a 9.70	862

pressões para os piezômetros Casagrande e hidráulicos localizados no meio da camada de argila. A título de ilustração também foram inseridos nesta tabela os recalques acumulados até a fase em estudo medidos por placas superficiais situadas no centro de cada seção.

### V.2.3 - ESTADO DE TENSÃO "IN SITU" :

Utilizando-se os dados da tabela III.1 e os resultados de ensaios oedométricos apresentados na figura II.2.b (ORTIGÃO, 1980), é possível estimar o estado de tensões em situ nas etapas do carregamento. Assim, para um ponto situado no meio da camada de argila ( $z \cong 5m$ ), tem-se:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{vo} &= 3.2 \times 5 = 16 \text{ kPa} \\ \sigma_{vm} &= 10.5 + 3.9 \times 5 = 30 \text{ kPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{OCR} = 1.85$$

Para fins de consideração do efeito de submersão, admitiu-se um recalque médio de 1.10m ao início da segunda fase de carregamento (vide tabela V.2). Neste caso, para valores médios de altura e peso específico total do aterro ( $\gamma_t$ ), tem-se para os acréscimos de carga ( $\Delta\sigma$ ):

a) 1<sup>a</sup> fase ( $h \cong 1.90m$ ):

$$\Delta\sigma = 1.10 \times 9.60 + 0.80 \times 19.60 = 26.24 \text{ kPa}$$

b) 2<sup>a</sup> fase ( $h \cong 1.70m$ ):

$$\Delta\sigma = 1.70 \times 15.80 = 26.90 \text{ kPa}$$

Pelos cálculos acima, o acréscimo de carga aplicado

na primeira fase seria suficiente para que o trecho da camada de argila mole sob o aterro se tornasse normalmente adensada, considerando que os excessos de poro pressões foram em grande parte dissipados.

Os acréscimos de carga posteriores fizeram com que aumentasse a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ), com conseqüente diminuição dos coeficientes de adensamento. Para a segunda fase, o valor de  $\sigma'_v$  (meio da camada) variou entre 40 e 70 kPa, resultando em valores médios de  $c_v$  e  $c_h$  em torno de 1.0 e  $2.0 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s respectivamente para ensaios realizados em laboratório (fig. II.3), os quais serão posteriormente comentados.

### V.3 - METODOLOGIA ADOTADA NA ANÁLISE DOS DADOS DE PORO PRESSÃO

O método como foi apresentado no item IV.8 do capítulo anterior segue as seguintes etapas para sua aplicação:

- a) Traçar os dados de excesso de poro pressão em termos de  $\log u$  versus tempo;
- b) Se os pontos resultantes estiverem visualmente alinhados, obter os valores de  $\alpha_0$  e  $\alpha_1$  por regressão linear utilizando as equações abaixo:

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t \quad (\text{IV. 41})$$

onde:

$$\alpha_1 = \frac{\ln \left( \frac{u_1}{u_2} \right)}{(t_2 - t_1)} = 2.3 \frac{\log \left( \frac{u_1}{u_2} \right)}{(t_2 - t_1)} \quad (\text{IV. 43})$$

c) Calcular  $c_h$  e  $c_v$  pelas equações IV.42 e IV.50 respectivamente.

Para a determinação do coeficiente de adensamento, o presente método é de fácil utilização e não apresenta nenhum problema quando a relação  $\log(u)$  versus tempo apresenta-se razoavelmente linear. Se este não for o caso, pode-se apenas selecionar os trechos em que esta relação se apresenta linear ou utilizar o método convencional tempo incremental discutido no item IV.8.2 (ORLEACH, 1983).

Na equação IV.41, quando  $t = 0$ , o valor obtido é o termo  $vu_0$  calculado do coeficiente  $\alpha_0$ . Como comentado anteriormente, não é recomendável o cálculo do valor de  $u_0$  por este termo, devido às incertezas envolvidas na determinação exata da localização da ponta do piezômetro, bem como do tempo inicial de análise.

O método adotado para análise está sujeito a algumas limitações, as quais podem desviar a linearidade entre  $\ln u$  versus  $t$ . Tal caso acontece quando (ORLEACH, 1983):

- a) O efeito de drenagem vertical é importante para o adensamento com drenos verticais. Deve-se estar atento, por exemplo com a presença de lentes ou finas camadas de areia no interior do depósito argiloso, os quais podem gerar uma drenagem vertical não prevista em certos pontos localizados;
- b) O coeficiente de adensamento decresce após os primeiros

- estágios do processo de adensamento. Num gráfico  $\log u \times t$ , os pontos correspondentes ao período inicial estarão localizados acima da linha representativa da regressão linear, pois representam altos valores de  $c_h$  (ou  $c_v$ ) e conseqüentemente altos valores de  $\alpha_1$ ;
- c) O equilíbrio do excesso de poro pressão não é alcançado logo após o término do carregamento, ocorrendo fortes oscilações dos mesmos nos períodos iniciais;
- d) Os valores de excesso de poro pressão estão incorretos devido a erros nos valores iniciais hidrostáticos antes da construção;
- e) O piezômetro se torna inoperante;
- f) A carga não é mantida constante, como por exemplo devido à submersão do aterro;

Por fim, o método só é válido para aplicação em argilas homogêneas. Se na camada de argila em estudo existirem subcamadas com diferentes parâmetros de solo ou camadas drenantes intermediárias, este método não será mais aplicável para a camada como um todo. Em ambos os casos, a sua aplicação somente será válida para cada subcamada separadamente. Além disso, tais depósitos devem se comportar segundo as hipóteses de TERZAGHI (1925) e BARRON (1948).

#### V.4 - CÁLCULO DOS VALORES DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO ATRAVÉS DO MÉTODO PROPOSTO

Para aplicação do método proposto é necessário arbitrar-se um período de análise que esteja em harmonia com as recomendações descritas no item anterior. Nesse

contexto, o tempo inicial de análise ( $t_0$ ) para cada seção foi considerado como correspondente ao meio do período de carregamento na segunda fase. Na tabela V.3 estão apresentados por seção os períodos de carregamento, de observação de piezometria e de análise dos dados, todos relativos à segunda fase de carregamento. Como mencionado no capítulo II, a origem dos tempos corresponde ao início de construção do aterro relativo a cada seção.

Como para os piezômetros hidráulicos o tempo de observação foi quase 1000 dias menor do que para os piezômetros de Casagrande, foram arbitrados dois períodos de análise: um começando em torno dos 1900 dias e indo até o final das medições em piezômetros hidráulicos e outro com o mesmo início do período anterior, porém com término ao final das medições em piezômetros de Casagrande. A escolha de  $t \cong 1900$  dias para o início dos períodos acima, aproximadamente 50 dias após o fim do carregamento, foi feita em conformidade com as observações b e c das limitações do método (item V.3), a fim de se evitar os efeitos negativos do período de carregamento.

No primeiro período de análise, o objetivo principal era o da obtenção de valores de coeficiente de adensamento com dados dos dois tipos de piezômetros para um mesmo período, com a finalidade de se permitir uma comparação posterior. Já o segundo período, onde só foram utilizados os dados provenientes dos piezômetros Casagrande, o objetivo era o de ratificar os valores de  $c_h$  (ou  $c_v$ ) obtidos na primeira análise através da utilização de um período de longa duração. Nas tabelas V.4 (a e b) e V.5 são apresentados por seção os valores de coeficiente de

Tab. V.3 - Períodos de Carregamento, de Observação e de Análise Correspondentes a 2ª Fase de Carregamento do Aterro Experimental II.

SEÇÃO	Período de Carregamento (dias)	Tempo to (dias)	Período de Observação (dias)		Período de Análise (dias)	
			Piezômetro Hidráulico	Piezômetro Casagrande	1º Período	2º Período
B	1846 a 1858	1852	1845 a 2309	1842 a 3288	1904 a 2309	1904 a 3288
C	1848 a 1858	1853	1847 a 2312	1845 a 3291	1907 a 2312	1907 a 3291
D	1851 a 1859	1855	1850 a 2313	1846 a 3292	1908 a 2313	1908 a 3292
E	1852 a 1870	1866	1861 a 2323	1856 a 3302	1918 a 2323	1918 a 3302
F	1855 a 1862	1858	—	1848 a 3294	1910 a 2315	1910 a 3294
G	1839 a 1845	1842	1838 a 2296	1829 a 3274	1891 a 2296	1891 a 3274

Obs.: Os tempos em dias acima referem-se ao início da construção do aterro (1ª etapa de carregamento)

adensamento encontrados para o primeiro e o segundo de período de análise respectivamente. Nas figuras V.1 a V.11 estão presentes os gráficos dos valores do logaritmo do excesso de poro pressão versus tempo para todos os piezômetros utilizados. Cabe ressaltar que os gráficos referentes aos piezômetros hidráulicos (figs. V.1 a V.5) se referem apenas ao primeiro período de análise, enquanto que aqueles referentes aos piezômetros Casagrande (figs. V.6 a V.11) referem-se aos dois períodos de análise. Todos esses dados estão apresentados nas tabelas A.1 a A.7 do apêndice A.

Tab. V.4a - Resultados dos valores de  $c_v$  obtidos para o primeiro período de análise.

seção	piezômetro (1)	Prof. norm. ( Z )	$c_v$ ( $\times 10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /s)	
			individuais	médio
G	C3	0.96	4.04 (2)	3.81
	C13	1.38	2.44	
	C21	0.54	7.56	
	C22	0.96	3.69	
	P13	0.66	3.87	
	P15	1.10	1.49	

(1) - piez. Casagrande: Cn; piez. hidráulicos: Pn;

(2) - Valor não incluído na média devido ao baixo coeficiente de correlação r.



Tab. V.4b - Resultados dos valores de  $c_h$  obtidos para o primeiro período de análise.

seção	piezômetro (1)	Prof. norm. ( Z )	$c_h$ ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$ )	
			individuais	médios
B	C6	0.92	1.31	1.43
	C8	0.90	1.33	
	P13	0.64	1.77	
	P15	1.02	1.32	
C	C3	1.00	1.15	0.92
	C6	1.04	0.98	
	P07	0.94	0.70	
	P04	1.32	0.85	
D	C6	0.96	2.17	2.09
	C8	0.90	2.12	
	P13	0.66	1.95	
	P15	1.10	2.10	
E	C3	0.94	1.09	1.15
	C8	1.02	1.03	
	P02	0.66	1.25	
	P06	1.10	1.24	
F	C3	1.02	0.89	0.87
	C6	0.96	1.00	
	C8	0.98	0.73	

(1) - Piez. Casagrande: Cn ; piez. hidráulicos: Pn;

Tab. V.5 - Resultados dos valores de  $c_v$  e  $c_h$  obtidos para o segundo período de análise.

seção	piezômetro (1)	$c_v$ ou $c_h$ ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) (2)	
		individuais	médios
B	C6	1.34	1.32
	C8	1.30	
C	C3	1.10	1.10
	C6	1.09	
D	C6	2.09	2.06
	C8	2.02	
E	C3	1.02	0.95
	C8	0.88	
F	C3	1.19	1.18
	C6	1.18	
	C8	1.16	
G	C3	0.49 (3)	3.37
	C13	2.10	
	C21	4.49	
	C22 <sub>1</sub>	3.44	

(1) - Piez. Casagrande: Cn ; piez. hidráulicos: Pn;

(2) - Valores de  $c_h$ : seções B a F ;  $c_v$ : seção G;

(3) - Valor não incluído na análise devido ao baixo coeficiente de correlação r.

#### V.4.1 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS:

Observando-se as tabelas V.4 (a e b) e V.5, pode-se notar que os valores de  $c_h$  são diferentes para cada seção, sendo que esta diferença é aparentemente devida ao

funcionamento dos vários tipos de drenos utilizados. Deve-se ter em mente que os valores de coeficiente de adensamento obtidos correspondem a valores "operacionais", isto é, refletem o comportamento de campo de cada seção, sendo influenciados por fatores tais como amolgamento, colmatação, durabilidade e capacidade de drenagem dos drenos, ou seja, não são parâmetros intrínsecos do solo.

Com relação ao amolgamento causado pela instalação dos drenos, é possível fazer-se uma correção dos valores de  $c_h$  baseado em parâmetros adicionais apresentados por BARRON (1948) e já discutidos no capítulo anterior (item IV.6). Contudo, como o fator amolgamento não é o único a influenciar o desempenho dos drenos, tal correção será feita separadamente no item seguinte. Todos os demais fatores listados acima, importantes para a apreciação da eficiência dos drenos, serão melhor discutidos no capítulo VI deste trabalho.

Para uma melhor análise dos valores de  $c_h$ , é necessário que se tenha uma real avaliação da possível contribuição da drenagem vertical no cálculo destes. Para isso, admitindo-se que o solo de fundação do aterro tenha atingido a porção normalmente adensada e, portanto, tenha relação de  $c_v / c_h = 0.50$  (COUTINHO, 1976) e utilizando também de valores de diâmetro de influência e de altura da camada de argila encontrados nas tabelas III.1 e V.1 respectivamente, pode-se calcular as relações  $T_v / T_h$  para cada seção com a seguinte equação:

$$\frac{T_v}{T_h} = \left( \frac{d}{H_d} \right)^2 \times \left( \frac{c_v}{c_h} \right) \quad (V.1)$$

A tabela V.6 apresenta o cálculo desta relação para cada seção do aterro experimental II. Para a obtenção dos valores de  $c_h$ , todos os piezômetros escolhidos tinham profundidades normalizadas Z variando entre 0.64 e 1.10 (vide tabela V.4b).

Tab. V.6 - Valores de  $T_v / T_h$  para cada seção do Aterro Experimental II.

SEÇÕES					
	B	C	D	E	F
$T_v / T_h$	0.18	0.18	0.19	0.09	0.13

Observando as figuras IV.2 a IV.4, pode-se concluir que, para estas faixas de variação de  $T_v / T_h$  e Z (entre 0.64 e 1.10) o efeito de drenagem vertical não tem praticamente influência na determinação dos valores de  $c_h$  de todas as seções do aterro. Utilizando-se valores de  $c_h$  de laboratório (COUTINHO, 1976) e calculando-se os limites de  $T_h$  para o segundo período de análise, encontram-se intervalos de variação entre 0.02 e 0.38 para as seções B, C e D, 0.03 e 0.81 para seção E e 0.03 e 0.58 para a seção F, o que ratifica a pequena influência da drenagem vertical nos resultados deste trabalho. A escolha dos piezômetros

apresentados nas tabelas V.4b e V.5 para a obtenção dos valores de  $c_h$ , teve como critério a utilização daqueles que supostamente não sofressem influência da drenagem vertical nas dissipações dos excessos de poro pressão.

As figuras V.1 a V.11 permitem, para cada piezômetro utilizado nesta análise, uma melhor apreciação da validade da regressão linear entre  $\log u \times t$ . No apêndice A estão apresentados os dados referentes a estas figuras, juntamente com os valores do coeficiente de correlação linear ( $r$ ), do termo  $\nu u_0$  e dos coeficientes de adensamento obtidos para cada um destes piezômetros. Deve-se ressaltar que os valores do termo  $\nu u_0$  presentes nas tabelas A.1 a A.7 não incorporam somente as poro pressões geradas na última fase de carregamento, mas também aquelas não dissipadas relativas aos carregamentos anteriores, as quais já foram mostradas na tabela V.2. Caso esse termo fosse utilizado para a obtenção de  $u_0$ , o valor real deste somente gerado na última fase deveria vir debitado desses excessos de poro pressão residuais.

Como comentado no item V.3, em condições normais, a correlação entre  $\log u$  e  $t$  tende a ser linear para pontos não muito próximos do período de carregamento. Com relação aos piezômetros hidráulicos (primeiro período de análise) pode-se verificar que os gráficos  $\log u \times t$  (figs. V.1 a V.5) apresentaram uma tendência curva, principalmente para as seções B, D e E. Já no caso dos piezômetros Casagrande, o mesmo aconteceu no primeiro período de análise, observando-se uma tendência mais linear no trecho compreendido entre o final do primeiro e do segundo período de análise.

Na comparação entre os dois períodos, ressaltam-se os seguintes pontos importantes:

- a) Como anteriormente mencionado, a tendência curva apresentada pela correlação entre  $\log u \times t$  ocorrida no primeiro período de análise não parece ter sua origem na presença da drenagem vertical, mas sim nos efeitos decorrentes da utilização de períodos próximos ao carregamento (vide item V.3, observações b e c). No caso, por exemplo, das seções com drenos de areia, o fator tempo  $T_h$  neste período situa-se (para  $c_h$  de laboratório) entre 0.02 e 0.12, o que corresponde aos primeiros estágios do processo de adensamento (fig. IV.2);
- b) Quando se comparam os valores de coeficiente de adensamento calculados para os dois períodos de análise, pode-se notar que estes se mostraram bem próximos, não apresentando uma tendência de alta para o primeiro período em estudo como preconizado na observação "b" do item V.3. Este fato demonstra que, apesar da utilização do presente método para um período inicial de medições implicar em algumas restrições, o mesmo parece poder ser útil, feitas as ressalvas anteriores, para a apreciação de valores de coeficiente de adensamento para períodos próximos ao carregamento;
- c) O segundo período de análise se mostrou mais apropriado para a obtenção de coeficientes de adensamento, inclusive apresentando valores de coeficiente de correlação linear  $r$  maiores que 0.99. As únicas exceções ocorreram na seção G, particularmente para os piezômetros C21 ( $r = 0.97$ ) e C3 ( $r = 0.26$ ), sendo este

último não aproveitado para análises subsequentes (vide apêndice A);

- d) Os valores de  $c_v$  foram superiores aos de  $c_h$  para os dois períodos de análise. Tal fato é discordante dos resultados de laboratório, mas concordante com outras retroanálises de medições de campo e será discutido mais detalhadamente em itens subsequentes.

A expressão utilizada para o desenvolvimento do método aplicado à drenagem vertical pura (eq. IV.22) é uma simplificação da solução de Terzaghi para o grau de adensamento vertical  $U_v$ . Do ponto de vista matemático, esta simplificação é bastante satisfatória a partir de  $T_v > 0.1$ , quando a série de Fourier pode ser substituídos pelo primeiro termo, cometendo-se um erro máximo de 10% para pontos próximos às fronteiras drenantes (vide item IV.4). No caso da presente análise, mesmo para valores de campo apresentados nas tabelas V.4a e V.5, necessitar-se-ia de aproximadamente 2.0 anos para que  $T_v$  passasse a ser maior que 0.1. Nesse contexto, o método aplicado para o cálculo de  $c_v$  perderia seu caráter prático para maioria dos casos e não poderia ser usado. Análises realizadas pelo autor mostram que, mesmo para  $T_v < 0.1$ , a equação IV.50 para a obtenção de  $c_v$  pode ser utilizada no caso em estudo, não recaindo assim em erros superiores a 20%.

#### IV.4.2 - CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DO AMOLGAMENTO NOS VALORES DE $c_h$ ;

É possível se fazer uma estimativa da influência do efeito do amolgamento ("smear") nos valores de  $c_h$  obtidos

neste trabalho. Para isso, utilizando-se a equação IV.33 e assumindo-se valores das razões  $s$  ( $d_u/d_v$ ) e  $k_h/k'_h$ , pode-se substituir o fator  $F(n)$  da equação IV.42 por outro denominado  $F_\bullet(n)$ , no qual esteja incluído o efeito de "smear". Nesse sentido, basta calcular a razão  $c_h / F(n)$ , a qual é uma constante independente do efeito de "smear" e multiplicar pelo fator  $F_\bullet(n)$ . Na tabela V.7 estão apresentados para cada seção os valores de  $c_h$  corrigidos para o efeito de "smear", denominados aqui de  $c_{h\bullet}$ , correspondentes ao segundo período de análise. Cabe ressaltar que os valores de  $s$  e  $k_h/k'_h$  empregados foram escolhidos de acordo com as recomendações para estes parâmetros apresentadas no capítulo anterior (item IV.6).

Tab. V.7 - Valores de  $c_h$  correspondentes à segunda fase de carregamento corrigidos para o efeito de "smear".

seção	$c_h / F(n)$	$k_h/k'_h$	$s$	$F_\bullet(n)$	$c_{h\bullet}$
B	1.06	3	2.0	2.64	2.79
C	0.88	3	2.0	2.64	2.32
D	1.65	3	1.0	1.25	2.06
E	0.33	3	1.5	3.71	1.22
F	0.40	3	1.5	3.21	1.57



No caso particular da relação  $k_h/k'_h$ , este valor foi escolhido baseado nos resultados apresentados na tabela IV.2, admitindo-se que os valores da relação  $k_v/k'_v$  e  $k_h/k'_h$  são próximos para este tipo de solo. Nesse contexto, como o valor máximo dessa relação para o depósito é da ordem de seis, correspondendo a situação mais desfavorável, e no campo o amolgamento é parcial, foi adotado o valor de três para a relação  $k_h/k'_h$ .

## V.5 - COMPARAÇÃO COM OUTROS RESULTADOS OBTIDOS ANTERIORMENTE

Os resultados de coeficiente de adensamento apresentados no item anterior serão aqui comparados com aqueles obtidos através de ensaios de adensamento de laboratório, retroanálises de dados de recalque de campo e de ensaios de dissipação com piezocone, os quais serão descritos com detalhes a seguir.

### V.5.1 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO:

A maior contribuição na determinação dos vários parâmetros pertinentes ao ensaio de adensamento oedométrico com drenagem radial foi feita por COUTINHO (1976). Esse autor realizou uma série de ensaios desse tipo com drenagens radiais interna e externa, além de ensaios convencionais de adensamento em amostras moldadas a  $90^\circ$  da direção vertical do depósito. Nesse mesmo estudo foram realizados ensaios de adensamento triaxial com drenagem radial interna e carregamento isotrópico, bem como ensaios de adensamento convencional para determinação de  $c_v$ .

Deve-se salientar entretanto, que nem todos os tipos de ensaios utilizados para determinação de valores de  $c_h$  se mostravam adequados. Os ensaios com drenagem radial interna foram realizados de forma a simular o funcionamento de drenos tipo ponta aberta, ponta fechada e trado helicoidal de haste oca. Contudo, estes ensaios apresentaram drenagem diferente da radial, denominado pelo autor de drenagem "parasita", o qual majorava os valores de  $c_h$  da ordem de quatro vezes, sendo portanto não apropriados.

Por outro lado, COUTINHO (1976) observou que o ensaio triaxial radial foi o que apresentou o maior grau de amolgamento dentre todos ensaios.

Quanto aos ensaios oedométricos realizados com amostras moldadas horizontalmente, provavelmente pelo sentido de carregamento e deformação diferentes do de campo, estes apresentaram valores de  $c_h$  bem próximos aos de  $c_v$  obtidos em ensaios convencionais e bem inferiores aos de  $c_h$  encontrados para os demais ensaios. Nesse sentido, COUTINHO (1976) concluiu que estes ensaios não são convenientes para determinação de valores de  $c_h$  correspondentes à situação de campo (drenagem horizontal com compressão vertical).

Pelas observações acima, COUTINHO (1976) concluiu que os valores de  $c_h$  mais confiáveis são os obtidos de ensaios oedométricos com drenagem radial externa. SANTA MARIA (1977), em análises de um ensaio de adensamento com drenagem radial dupla, confirmou os resultados de COUTINHO (1976) para o ensaio de drenagem radial externa. Os resultados desses ensaios, juntamente com os referentes aos ensaios convencionais para obtenção de  $c_v$ , estão

apresentados na forma de curvas médias de variação  $c_v$  e  $c_h$  com a tensão efetiva na figura II.3. Todos esses resultados foram realizados com amostras da argila do Sarapuí, retiradas entre as profundidades de 5,5 e 7,0m.

TRAUTWEIN e outros (1981) analisaram ensaios com drenagem radial externa utilizando fronteira porosa rígida, como no caso dos ensaios de COUTINHO (1976) e concluíram que estes podem ocasionar uma pequena "zona de smear". A formação desta seria ocasionada pela presença do dreno rígido. ALMEIDA (1988) sugere nestes casos a utilização de um dreno externo compressível que se deforme junto com o solo. Todavia, segundo o mesmo autor, esse arranjo ainda não é inteiramente satisfatório, devido ao atrito lateral do próprio dreno com a célula.

DANZIGER (1990), citando comunicação pessoal com COUTINHO (1989), destaca que houve uma grande preocupação deste autor com o polimento dos drenos externos, com conseqüente abrandamento no possível amolgamento causado pela instalação dos drenos.

Diante de todos os comentários feitos acima, o autor deste trabalho considera que os melhores valores de  $c_h$  de laboratório obtidos até o momento para a argila do Sarapuí são aqueles correspondentes aos de drenagem radial externa realizados por COUTINHO (1976). Pelo exame da figura II.3, pode-se notar que para faixa de tensões correspondentes à segunda fase de carregamento,  $c_v$  alcança valores de  $1.20 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $c_h$  valores de  $2.40 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Comparando-se o valor de  $c_h$  comentado acima com aqueles obtidos no presente trabalho, que variaram entre  $1.22$  e  $2.79 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  (tabela V.7), pode-se concluir que

houve boa concordância entre os dois tipos de determinação. Há que se ressaltar que na seção D, drenos de areia jateados, os valores de  $c_h$  obtidos foram razoavelmente concordantes com os de laboratório, mesmo sem a correção do efeito "smear" (tabela V.5).

SINGH e HATTAB (1979) conduziram estudos experimentais com ensaios de drenagem radial interna em caulinita. Em seu trabalho, foram estudados diferentes formas, espaçamentos e métodos de instalação de drenos de areia. A grande vantagem desses ensaios foi a utilização da célula de Rowe, que segundo ALMEIDA (1988), representa o equipamento mais recomendado para realização de ensaios com drenagem radial interna, pois evitam os problemas ocorridos com COUTINHO (1976) na formação de drenagem entre o pistão e a célula oedométrica (drenagem parasita).

De acordo com SINGH e HATTAB (1979), nos ensaios acima o valor de  $c_h$  variou para cada tipo de dreno utilizado, sendo proporcional à eficiência de cada um destes, avaliada em função das dissipações das poro pressões com o tempo. Neste sentido, para todos os ensaios realizados por aqueles autores, os drenos jateados e de ponta fechada apresentaram desempenho superior aos drenos de ponta aberta, coincidindo dessa forma com os resultados obtidos neste trabalho. Como anteriormente comentado, estes valores de  $c_h$  correspondem a coeficientes de adensamento "operacionais" e são uma indicação preliminar da eficiência dos drenos, tópico a ser tratado no capítulo seguinte.

Os resultados de  $c_v$  aqui obtidos apresentaram um valor médio de  $3.37 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , sendo portanto superiores aos encontrados por COUTINHO (1976), os quais foram

confirmados posteriormente por ORTIGÃO (1980) em ensaios de adensamento convencionais e por CARVALHO (1989) em ensaios de adensamento especiais tipo CRS. Cabe ressaltar que os valores obtidos das retroanálises dos piezômetros C21 e C22, pelo fato destes instrumentos se situarem junto ao pé do talude, são influenciados pela rotação de tensões principais ocorridas nesta região. Além disso, no caso específico do piezômetro C21, este também é fortemente influenciado pela proximidade do colchão drenante, o que justifica seu alto valor, principalmente para o primeiro período de análise. No entanto, valores de  $c_v$  de campo superiores aos de laboratório têm sido resultados tipicamente obtidos por vários outros autores, citando-se por exemplo as análises conduzidas por ERIKSSON e EKSTRÖM (1983) para o aterro experimental de Örebro na Suécia. Estes autores obtiveram valores de  $c_v$  de campo aproximadamente seis vezes maiores que os de laboratório.

Comparando-se os valores de  $c_v$  e  $c_h$  aqui obtidos (tabela V.7), nota-se que a razão entre estes dois parâmetros ficou entre 1 e 3, contrariando portanto resultados de laboratório. Apesar disso, tais resultados são concordantes com outras retroanálises envolvendo dados de recalque realizadas anteriormente para o Aterro Experimental II (TERRA, 1988; ALMEIDA e outros, 1990).

#### V.5.2 - RETROANÁLISES DE DADOS DE RECALQUE DE CAMPO:

Como comentado no capítulo III, nos últimos anos têm sido desenvolvidas várias análises envolvendo os dados da vasta instrumentação empregada no Aterro Experimental II.

Essas análises têm-se resumido basicamente no estudo comparativo do fenômeno de adensamento de cada seção do aterro via dados de deformações horizontais e verticais. No caso das deformações verticais, as medições têm sido realizadas em placas superficiais de recalque e em extensômetros magnéticos verticais com a obtenção de coeficiente de adensamento para ambos.

a) Análise das placas superficiais de recalque centrais:

O primeiro trabalho nesse sentido foi desenvolvido por TERRA (1988). Como comentado anteriormente, esta autora, aplicando alguns métodos disponíveis para obtenção de coeficientes de adensamento, concluiu que o método de ASAOKA (1978), modificado por MAGNAN e DEROY (1980), foi o que apresentou melhores resultados. Em seu estudo, TERRA (1988) obteve valores de coeficientes de adensamento segundo duas metodologias entre outras estudadas (ver também ALMEIDA e outros, 1989a, 1989b):

- a) Através da aplicação do método de ASAOKA (1978) em dados recalques provenientes de placas superficiais situadas no centro de cada seção;
- b) Através da comparação de curvas teóricas e experimentais de grau de adensamento  $U(\%)$  versus tempo.

Na primeira metodologia, o método de ASAOKA (1978) foi utilizado partindo da hipótese de que as seções com drenos funcionavam somente com drenagem radial, enquanto as seções sem drenos, somente com drenagem vertical. Dessa forma, foram obtidos valores de  $c_h$  para a primeira hipótese e valores de  $c_v$  para a segunda. Para as seções com drenos

não foi levado em consideração o efeito de "smear".

No caso da segunda metodologia, as curvas medidas foram obtidas dividindo-se o recalque medido num tempo  $t$  ( $S_t$ ) pelo recalque final ( $S_f$ ) calculado pelo método de ASAOKA (1978). As curvas teóricas foram calculadas com base em valores de  $c_h$  e  $c_v$  que melhor adequavam às curvas  $UC\% \times t$  medidas, utilizando-se para isso as equações IV.13 e IV.10 respectivamente. Os resultados obtidos pelas duas metodologias estão apresentados para as duas fases de carregamento na tabela V.8.

Tab. V.8 - Valores de coeficiente de adensamento  $c_v$  e  $c_h$  ( $\times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s) obtidos por TERRA (1988).

seção	1ª FASE		2ª FASE	
	Método de ASAOKA	Curvas UC% x tempo	Método de ASAOKA	Curvas UC% x tempo
A	47.4	30 a 50	-	-
B	4.1	3 a 6	4.2	4 a 6
C	4.7	4 a 8	7.5	8 a 10
D	6.2	4 a 8	5.7	8 a 8
E	4.1	4 a 10	6.8	8 a 10
F	4.1	4 a 10	6.8	8 a 10
G	32.8	20 a 50	29.7	10 a 30

NOTA: Valores de  $c_h$ : seções B a F ;  $c_v$ : seções A e G;

Com relação à referida tabela, devem-se tecer alguns comentários:

- a) Os valores de  $c_v$  e  $c_h$  obtidos refletem para cada seção o comportamento da camada de argila como um todo. No caso das seções com drenos, os valores de  $c_h$  encontrados têm uma forte influência da drenagem vertical. Basicamente, esta influência tem sua maior origem na proximidade destas placas superficiais em relação ao colchão drenante;
- b) Os valores obtidos pela comparação entre curvas de  $U(\%) \times t$  medidas e teóricas estão sujeitos aos mesmos fatores comentados acima. Além disso, como também observado por TERRA (1988) na comparação entre valores de recalque final obtidos por dados até seis meses e por todos dados disponíveis, estes tendem a aumentar de magnitude à medida que novos dados são incorporados às medições. Dessa forma, principalmente para a segunda fase, onde a quantidade de dados disponíveis era pequena, os valores de  $U(\%)$  tendem a diminuir para cada tempo, modificando nesse sentido os valores de coeficiente de adensamento.

Estas observações podem justificar os altos valores obtidos por TERRA (1988) em comparação com aqueles apresentados neste trabalho (tabela V.4a, V.4b, V.5 e V.7). Principalmente nas seções com drenos, à medida que as medições vão se afastando das fronteiras drenantes, as velocidades de recalques tendem a diminuir pelo fato da menor influência a drenagem vertical (vide item IV.4).



## b) Análise dos extensômetros magnéticos verticais:

ALMEIDA e outros (1990) apresentaram uma análise semelhante realizada com dados de recalque relativos a medições efetuadas em extensômetros magnéticos verticais localizados no eixo da seção. Estes autores aplicaram o método de ASAOKA (1978) para obtenção de valores de coeficiente de adensamento referentes à primeira placa magnética destes extensômetros, localizada na interface entre o aterro e a camada de argila. Infelizmente, devido à danificação do instrumento, não foram obtidas medições na seção C. Também neste caso não foi considerado o efeito de "smear". Na tabela V.9 são apresentados os valores

Tab.V.9 - Valores de coeficiente de adensamento  $c_v$  e  $c_h$  ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) obtidos por ALMEIDA e outros (1990).

seção	1 <sup>a</sup> FASE	2 <sup>a</sup> FASE
A	23.50	-
B	2.93	3.85
D	2.91	4.15
E	3.05	4.61
F	3.48	4.91
G	14.60	22.63

NOTA: Valores de  $c_h$ : seções B a F ;  $c_v$ : seções A e G;

de  $c_v$  e  $c_h$  calculados nesta análise.

Das informações presentes na tabela V.9, em comparação com aqueles obtidos por TERRA (1988), podem-se destacar os seguintes pontos:

- a) Em todas as seções do aterro os valores de  $c_v$  ou  $c_h$  obtidos de dados de recalque de extensômetros magnéticos verticais foram inferiores aqueles referentes às placas superficiais;
- b) Como ocorrido nas análises conduzidas por TERRA (1988), os valores de  $c_v$  foram superiores em magnitude aos de  $c_h$ , inclusive guardando as mesmas proporções nas relações  $c_v / c_h$ . Este fato vem confirmar a mesma evidência observada nas análises de poro pressão vista anteriormente.

É interessante ressaltar que à semelhança do que ocorreu com os valores obtidos por TERRA (1988), os valores apresentados na tabela V.9 continuam superiores aos encontrados pelo método utilizando dados de excesso de poro pressão.

Infelizmente, não foram analisados os dados das demais aranhas de cada vertical. Através destas, seria possível se obter um perfil da variação do coeficiente de adensamento com profundidade e uma melhor comparação com aqueles valores obtidos de dados de poro pressão para o meio da camada.

### V.5.3 - ENSAIOS DE DISSIPACÃO COM PIEZOCONE:

Outra alternativa para se avaliar os valores de coeficiente de adensamento obtidos neste trabalho é através

da comparação com resultados oriundos de ensaios de dissipação em piezocone apresentados em DANZIGER (1990).

Segundo LEVADOUX (1980) estes ensaios, pela condição de tensão/deformação imposta ao solo durante a sua penetração estática, causam um processo artificial de sobreadensamento. Dessa forma, valores de coeficiente de adensamento procedentes destes ensaios se caracterizam por parâmetros válidos somente para a faixa sobreadensada da curva de adensamento.

No mesmo trabalho, LEVADOUX (1980) estudou a influência da anisotropia na análise dos ensaios de dissipação em piezocone para obtenção de valores de coeficiente de adensamento. Aquele autor verificou que é o coeficiente de adensamento horizontal que comanda o processo de adensamento. LEVADOUX (1980) comenta que a conclusão seria diferente no caso de  $c_v > c_h$ , situação esta que não corresponde aos depósitos argilosos usualmente encontrados na natureza.

Em seu trabalho DANZIGER (1990) apresenta resultados de ensaios realizados na área Experimental do Sarapuá, os quais estão apresentados na tabela V.10.

Segundo DANZIGER (1990), existem dois métodos para o cálculo de  $c_h$  para ensaios de piezocone: os métodos de BALIGH e LEVADOUX (1980) e HOULSBY e TEH (1988). DANZIGER (1990) considera os resultados obtidos pelo último mais apropriados, pois existe a opção para consideração do índice de rigidez do solo a ser ensaiado, fato não possível pelo método de BALIGH e LEVADOUX (1980). Todos os resultados da tabela V.10 foram obtidos pela utilização do método de HOULSBY e TEH (1988).

Tab. V.10 - Valores de  $c_h$  obtidos de ensaios de piezocone realizados na área Experimental do Sarapuí (Baseado em DANZIGER, 1990).

Faixa profundidade (m)	$c_h$ ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ )
2 - 2.5	41
4 - 4.5	28 - 42
6 - 6.5	32 - 67
8 - 8.5	24 - 51

Para melhor comparação com os resultados obtidos neste trabalho, já que os valores de  $c_h$  da tabela V.10 referem-se ao trecho sobreadensado, é necessária obtenção destes valores para a faixa normalmente adensada. DANZIGER (1990) apresenta uma expressão sugerida por BALIGH e LEVADOUX (1986) em que é possível o cálculo do  $c_h$  para este último trecho:

$$c_h \text{ (n.a.)} = \frac{C_s}{C_c} c_h \text{ (piezocone)} \quad (\text{V.2})$$

onde:

$c_h$  (n.a) =  $c_h$  para trecho normalmente adensado

$C_s$  = índice de expansão - recompressão

$C_c$  = índice de compressão

Tomando-se ainda os valores  $C_u / C_c = 0,12$  recomendados por DANZIGER (1990) a partir de resultados de ensaios de COUTINHO (1976) e de  $c_h$  do piezocone, tem-se:

$$c_h \text{ (n.a.)} = 0,12 \times (24 \text{ a } 67) \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

ou

$$c_h \text{ (n.a.)} = 2,88 \text{ a } 8,04 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Estes resultados são superiores aos obtidos nesta análise com dados de excesso de poro pressão, porém com seu limite inferior se aproximando dos resultados apresentados para as seções com drenos de areia corrigidos para o efeito de amolgamento, repetindo-se o fato observado na comparação com os resultados de laboratório.

## V.6 - AVALIAÇÃO FINAL DOS VALORES DE $c_v$ E $c_h$

Apresenta-se na tabela V.11 um resumo de todos os valores de  $c_v$  e  $c_h$  obtidos até a presente análise para o depósito argiloso do Sarapuí, correspondentes à segunda fase de carregamento do Aterro Experimental II. Nesta tabela estão representados valores obtidos através de análises de dados de recalque de campo (TERRA, 1988 e ALMEIDA e outros, 1990), de ensaios de laboratório (COUTINHO, 1976), de ensaios de dissipação em piezocone (DANZIGER, 1990) e da presente análise para dados de excesso de poro pressão. Em relação a estes últimos, a tabela V.11 contém somente os resultados alcançados no

Tab. V.11 - Valores de Coeficiente de Adensamento  $c_v$  e  $c_h$  ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) Correspondentes a 2ª Fase de Carregamento do Aterro Experimental II.

Retroanálise de Instrumentação de Campo					
Coeficiente de Adensamento	Análise de Dados de Recalque (Met. ASAOKA)		Análise de Dados de Excesso de Poro Pressão	Ensaio de Laboratório	Ensaio de Piezocone
	Placas Superficiais	Extensômetro Magn. Vertical			
$c_v$	29.70	22.63	2.19 - 4.49	1.2	-
$c_h$	4.2 - 7.5 <sup>(1)</sup>	3.85 - 4.91 <sup>(1)</sup>	1.22 - 2.79 <sup>(2)</sup>	2.4	2.9 - 8.0

NOTAS: (1) Cálculos sem considerar o "Smear" e a drenagem vertical

(2) Cálculos considerando o "Smear"

segundo período de análise corrigidos para o efeito do amolgamento (tabela V.7), por acreditar-se que os mesmos são mais representativos para a segunda fase de carregamento (vide itens V.3 e V.4).

Pelo exame da tabela V.11 fica claro que existe uma razoável variação nos coeficientes de adensamento, o qual tem sua origem provável nas diferentes condições de contorno peculiares de cada tipo de análise ou na utilização de teorias não apropriadas ao problema.

No caso específico de parâmetros obtidos de ensaios de laboratório, JAMIOLKOWSKI e outros (1983, 1985) observam que em muitos dos casos não existe uma boa concordância entre graus de adensamento previstos por estes parâmetros com aqueles ocorridos no campo. Segundo estes mesmos autores, tal fato tem sua principal origem não na imperfeição das presentes teorias utilizadas, mas sim na constituição da macroestrutura do depósito em questão. Assim sendo, a existência de lentes areia ou finas camadas drenantes tem influência capital no processo de adensamento (ver por exemplo as análises de um aterro experimental sobre a argila mole de Bangkok relatado por BRENNER E PBEBAHARAN, 1983). Nestes casos, drenos verticais tipo "displacement" podem alterar substancialmente tais macroestruturas e eliminar qualquer aspecto benéfico destas. Entretanto, devido ao depósito argiloso do Sarapuí ser bastante homogêneo, tal explicação parece não ter aplicação para o caso em estudo.

Nos itens a seguir é feita uma avaliação final dos valores de  $c_v$  e  $c_h$  apresentados na tabela V.11.

### V.6.1 - VALORES DE $c_v$ :

A diferença existente entre os valores de  $c_v$  oriundos de retroanálises de recalques e poro pressões foi significativa. Apesar desta diferença ter uma parcela de influência referente às posições em que estas duas medições foram efetuadas, é muito provável que uma significativa fonte de erro venha das próprias limitações pertinentes à teoria de Terzaghi. É sabido que devido a não linearidade entre tensão efetiva e índice de vazios, os graus de adensamento calculados por estas duas vias são em geral diferentes, sendo esta diferença maior para incrementos de tensões maiores (COPPETEC - ET 150404 III, 1990). Em análises de dados de campo, tem sido constatado que o desenvolvimento de recalques se processa de maneira mais rápida que as dissipações dos excessos de poro pressão em um mesmo período de tempo. Nestas situações, valores de  $c_v$  retroanalizados de recalque são maiores que aqueles referentes a dados de poro pressão.

Para complementação da análise iniciada no item V.5.1, referente à comparação entre os valores de  $c_v$  obtidos neste trabalho com aqueles oriundos de ensaios de laboratório, cabe ainda realizar alguns comentários. Existe uma influência da duração de um estágio de carga sobre o valor do coeficiente de adensamento medido no estágio subsequente de um ensaio de adensamento. Dependendo do tempo de duração deste carregamento, o adensamento secundário pode ter uma parcela significativa no processo de adensamento como um todo, gerando um efeito similar ao sobreadensamento ("aging"). VIEIRA (1988) observa que este



efeito é manifestado através de uma falsa tensão de sobreadensamento denominada de tensão crítica (BJERRUM, 1967) ou tensão de quasi-préadensamento (LEONARDS e ALTSCHAEFFL, 1964), conforme ilustrado na figura V.12. Se após o estágio de carga de longa duração o incremento de tensão não for suficiente para que se ultrapasse a tensão crítica, o valor de  $c_v$  referente a esta situação corresponderá a um parâmetro obtido no trecho sobreadensado e por conseguinte correspondente aos valores de maior magnitude.

No caso do Aterro Experimental II, o intervalo de tempo decorrido entre o fim da primeira e começo da segunda fase de carregamento foi de aproximadamente 4 anos. Dessa forma, é possível que o longo tempo decorrido entre os dois carregamentos possa ter gerado o fenômeno anteriormente descrito, porém não se pode determinar com exatidão em que proporção o mesmo se manifestou. Cabe ressaltar que este fenômeno já foi comprovado em ensaios de adensamento com amostras da argila do Sarapuí (MARTINS, 1991), podendo ser uma explicação para os altos valores de  $c_v$  obtidos em retroanálises de dados de recalque.

#### V.6.2 - VALORES DE $c_h$ :

Na comparação entre os valores de  $c_h$  retroanalizados de medições de campo (recalque e poro pressão) vista anteriormente foi observada a influência da drenagem vertical no sentido de se aumentar o valor deste parâmetro, o qual foi constatado nos resultados obtidos por TERRA (1988) e ALMEIDA e outros (1990). Contudo, deve-se

ter em mente que uma parcela da diferença entre esses dois resultados também pode ser atribuída a não linearidade na relação entre tensão efetiva e índice de vazios ( $\sigma'_v \times e$ ). ORLEACH (1983), em análise semelhante utilizando o método de ASAOKA (1978) para dados de recalque e o método aqui utilizado para dados de excesso de poro pressão, obteve resultados 3 vezes menores para os últimos. Em outro caso, GARASSINO e outros (1978) utilizando métodos convencionais de retroanálise no aterro experimental de Porto Tolle obtiveram valores para esta relação também da ordem de 3.

Nas comparações com valores de laboratório, constatou-se que os valores obtidos pelo método utilizado neste trabalho são altamente influenciados pelo desempenho dos drenos, sendo portanto correspondentes a valores "operacionais". Nesse sentido, quando o efeito de "smear" foi considerado nestes resultados (tabela V.7), constatou-se uma boa aproximação entre os valores obtidos nas seções com drenos de areia (B, C e D) e aqueles referentes a ensaios de laboratório, fato não ocorrido para as seções com drenos pré-fabricados. Estes resultados vêm a ser uma indicação de que, com relação aos primeiros, o fator amolgamento foi determinante, enquanto para os últimos teve importância relativa. Como já preliminarmente visto (item IV.5), drenos pré-fabricados são bastante influenciados por fatores como colmatção, dobramento e durabilidade entre outros, os quais provavelmente teriam influenciado os valores de  $c_h$  para seções E e F. Além disso, os valores de laboratório refletem condições de contorno (drenagem, escala, velocidade de carregamento, etc) muito bem controladas, sendo correspondentes a

parâmetros intrínsecos e localizados do solo. A presença de drenos verticais, principalmente os de tipo "displacement", tendem a alterar o solo de fundação influenciando na determinação destes parâmetros.

Os resultados dos ensaios de dissipação com piezocone apresentaram faixa de variação próxima daquela encontrada nas análises de recalque sem a consideração do efeito de "smear". No caso da presente retroanálise, quando este efeito foi levado em consideração, os valores de  $c_h$  encontrados para as seções com drenos de areia foram bastante próximos do limite inferior dos resultados dos ensaios de piezocone.

#### V.6.3 - COMPARAÇÃO ENTRE $c_v$ E $c_h$ :

Como comentado anteriormente, a relação de  $c_v / c_h = 0.5$  obtida por COUTINHO (1976) em ensaios de laboratório, para o trecho normalmente adensado, refletem valores intrínsecos do solo, pois representam condições de contorno especificadamente controladas.

Já a relação  $c_v / c_h$  obtida pelas retroanálises de dados de campo mostrou resultados com tendência inversa, principalmente para análises com dados de recalque. Todavia, quando se utilizam valores de  $c_h$  obtidos de dados de excesso de poro pressão corrigidos para o efeito de "smear", esta relação já se situa em torno da unidade para o caso dos drenos de areia. Tais resultados vêm confirmar a influência das condições de contorno refletidas em cada seção do aterro.

Por fim, não deve ser esquecido que os valores de  $\alpha_1$

obtidos pelo método apresentado neste trabalho não correspondem aos coeficientes de adensamento, mas sim às razões  $c_h / (d_e)^2 F(n)$  para drenagem radial pura e  $c_v / (H_d)^2$  para drenagem vertical pura. Dessa forma qualquer erro nos valores de  $H_d$ ,  $d_e$  ou  $F(n)$  acarretará em resultados irreais de coeficiente de adensamento.

## V.7 - CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram obtidos valores de  $c_v$  e  $c_h$  utilizando o método simplificado (ORLEAH,1983)apresentado no capítulo anterior. Este método foi aplicado em dados de excesso de poro pressão correspondentes à segunda fase de carregamento do Aterro Experimental II. Os resultados acima foram comparados com outros oriundos de ensaios de laboratório e "in situ" (piezocone), como também de retroanálises de dados de recalque. Sobre o presente capítulo, pode-se sintetizar as seguintes conclusões:

- a) Mesmo com as restrições para períodos próximos ao carregamento, o método utilizado demonstrou-se satisfatório para a obtenção de valores de  $c_v$  e  $c_h$ ;
- b) Os resultados de coeficiente de adensamento obtidos de retroanálises de medições de campo correspondem a valores "operacionais", refletindo o comportamento de campo de cada seção. No caso específico dos resultados de  $c_h$ , estes são influenciados por fatores tais como amolgamento devido à instalação, colmatção, durabilidade, capacidade de drenagem dos drenos entre outros;
- c) Os valores de  $c_v$  aqui obtidos foram superiores aos

resultados de laboratório e bastante inferiores aqueles referentes a retroanálises de recalques de campo. Para estes resultados, dois fatores foram preponderantes:

- Devido ao longo período compreendido entre as duas fases de carregamento, o adensamento secundário pode ter tido grande influência no acréscimo dos valores de  $c_v$  de campo em relação aos de laboratório, correspondendo os primeiros a valores obtidos para a condição sobreadensada e os últimos a condição normalmente adensada;
- A não linearidade entre tensão efetiva e índice de vazios provavelmente foi responsável pelas diferenças observadas entre valores retroanalizados de dados de recalque e de excesso de poro pressão.

d) Os melhores valores de  $c_h$  obtidos neste trabalho (tabela V.7) variaram entre  $1.22 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  para seção com drenos fibro-químicos e  $2.79 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  para aquelas com drenos jateados. Outros resultados obtidos anteriormente para a argila do sarapuí na faixa de tensões correspondentes a segunda fase de carregamento foram:  $2.40 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  (ensaios de laboratório), 2.91 a  $7.50 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  (análises de dados de recalque) e 2.88 a  $8.04 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  (ensaios piezocone);

e) Os valores de  $c_h$  obtidos de retroanálises de recalque foram superiores aos oriundos de dados de excesso de poro pressão, tendo em vista os seguintes fatores: a presença da drenagem vertical nos resultados dos primeiros, bem como a não linearidade da relação índice de vazios e tensão efetiva;

f) Quando da consideração do efeito de "smear" nos

resultados de  $c_h$ , observou-se que os valores obtidos para seções com drenos de areia foram bastante próximos daqueles referentes a ensaios de laboratório. Tal fato é uma indicação de que para os drenos de areia o amolgamento foi um fator determinante, enquanto para os drenos pré-fabricados teve importância relativa. Fatores como colmatação, dobramento e durabilidade influenciaram o rendimento dos drenos pré-fabricados.

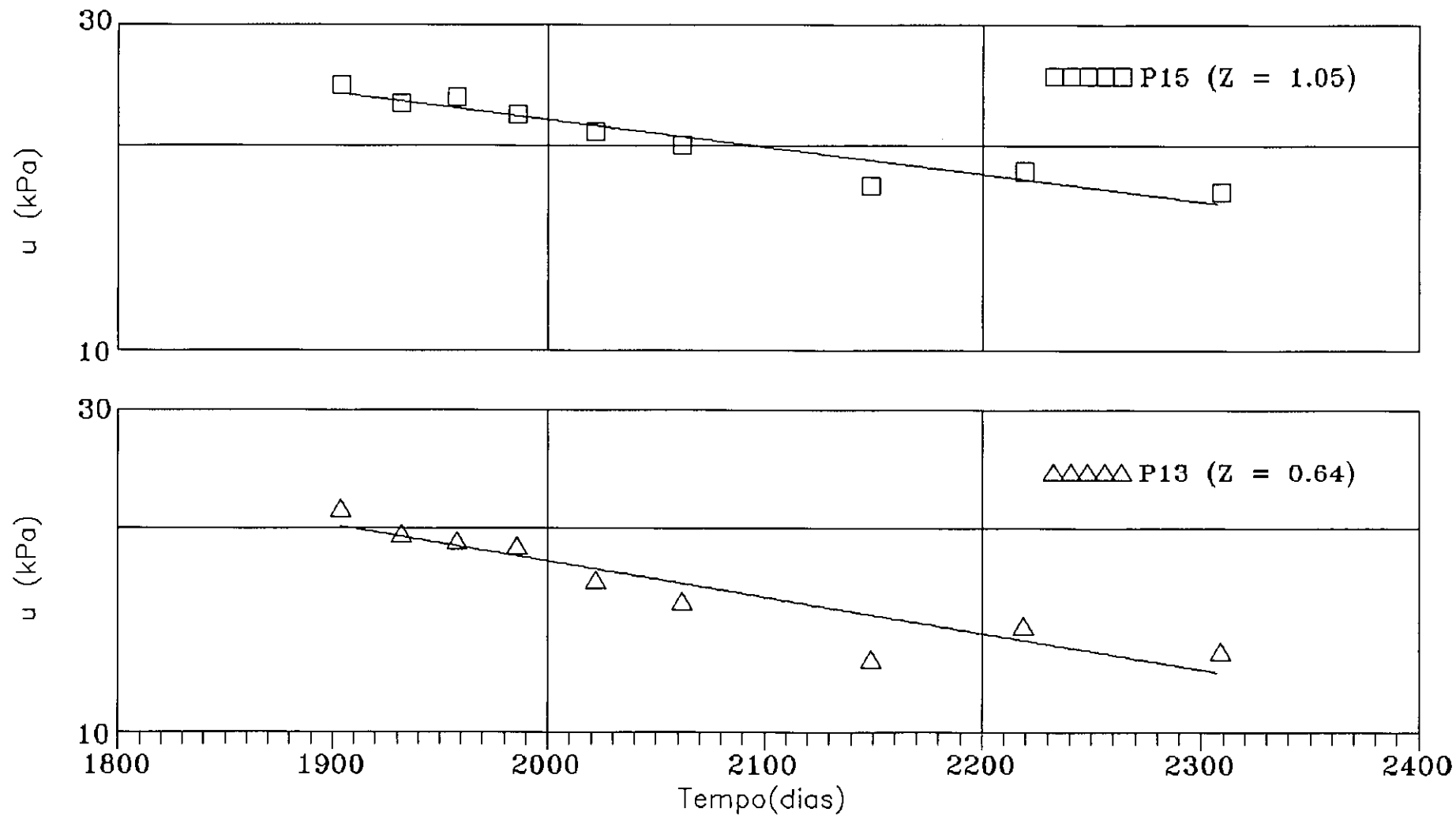


Fig.V.1 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO B  
piezômetros hidráulicos P13 e P15

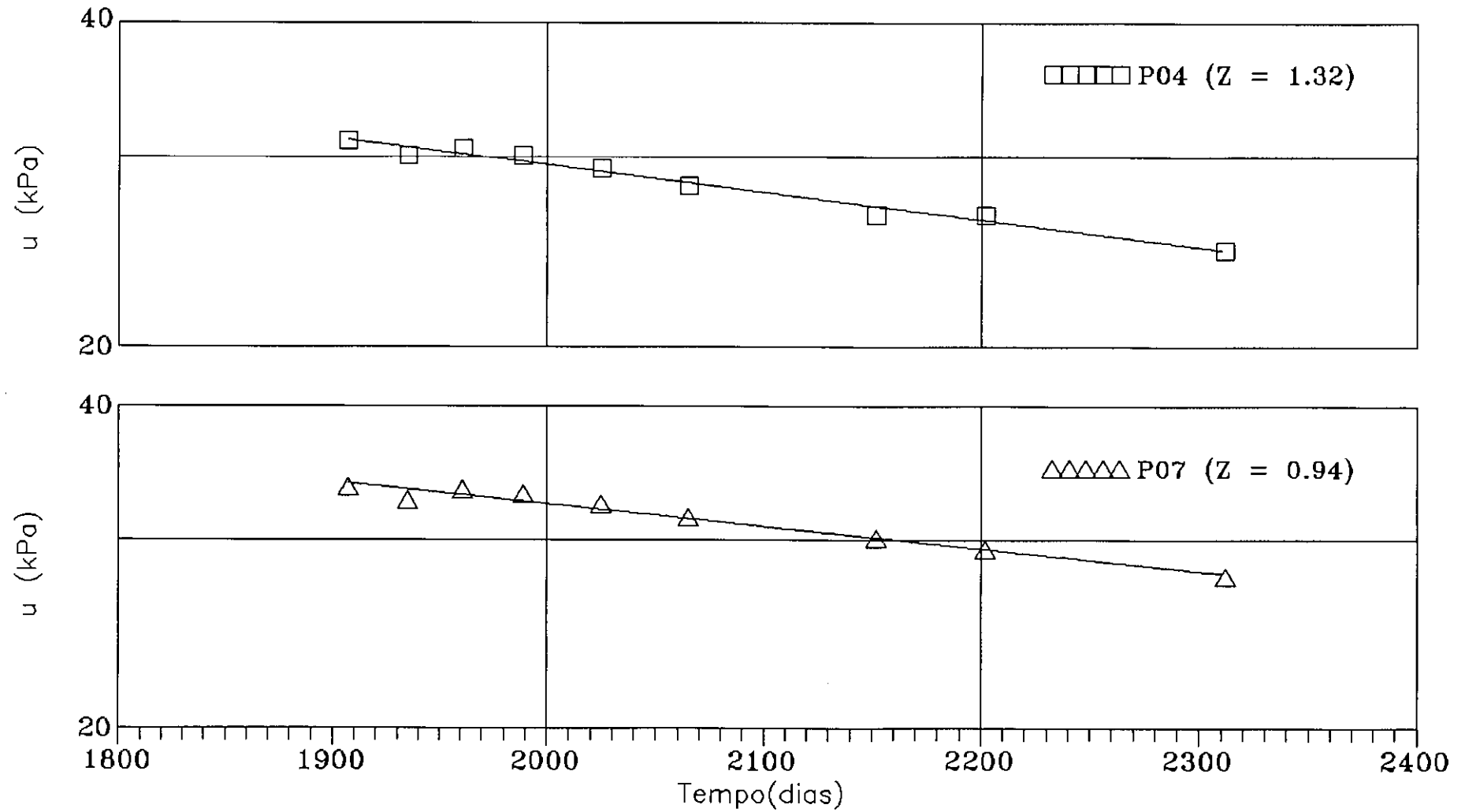


Fig.V.2 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO C  
 piezômetros hidráulicos P07 e P04



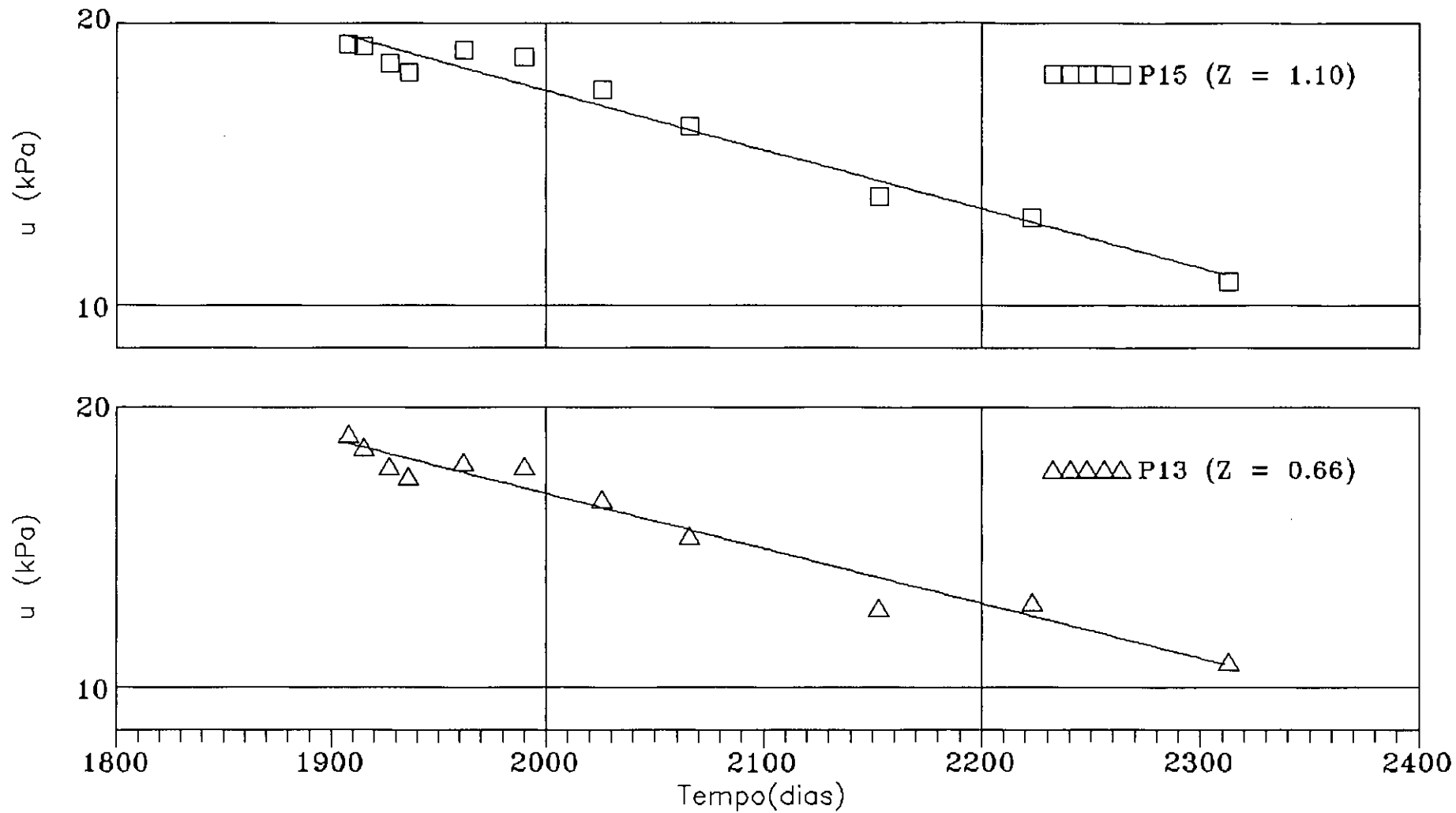


Fig.V.3 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO D  
piezômetros hidráulicos P13 e P15

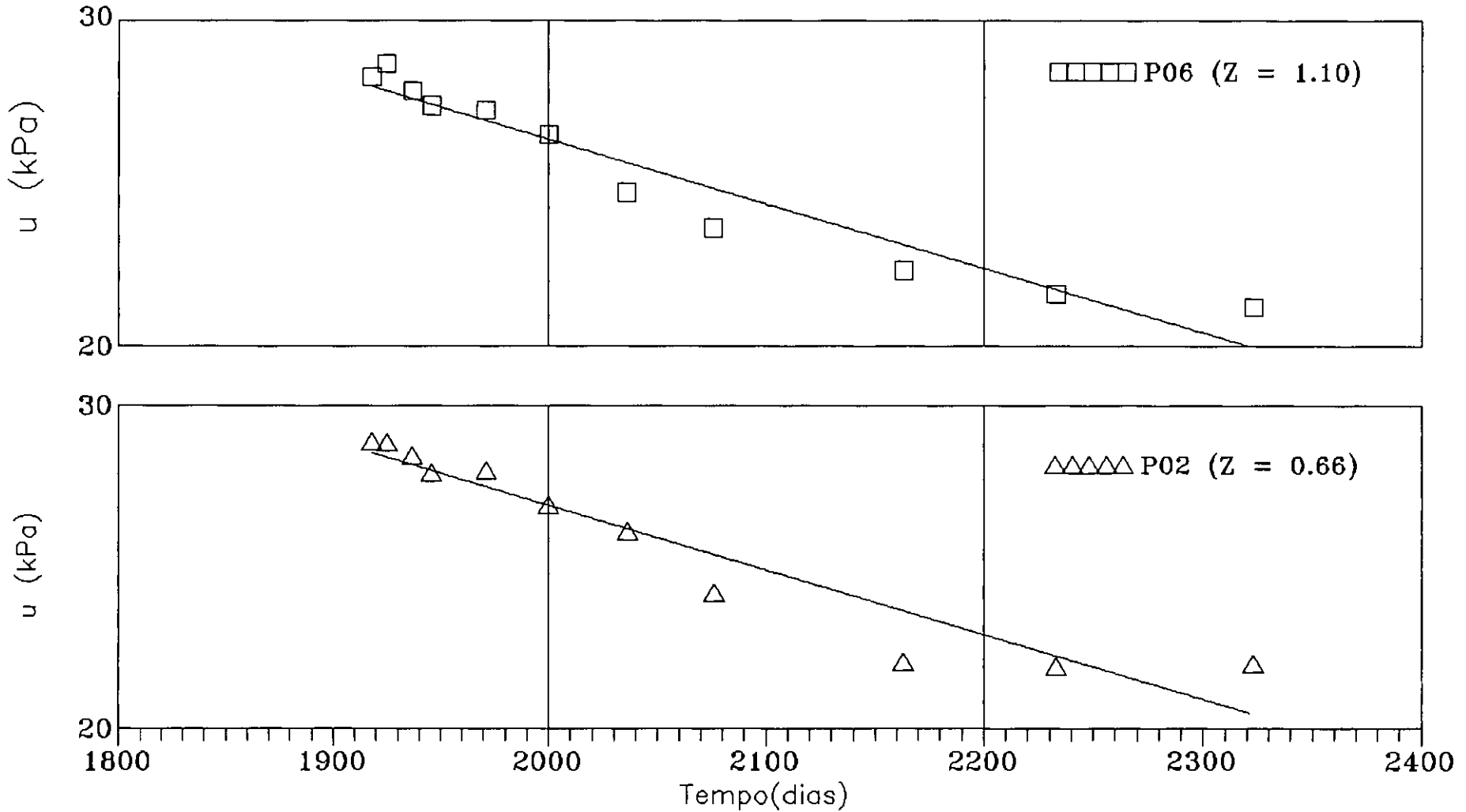


Fig.V.4 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO E  
piezômetros hidráulicos P02 e P06

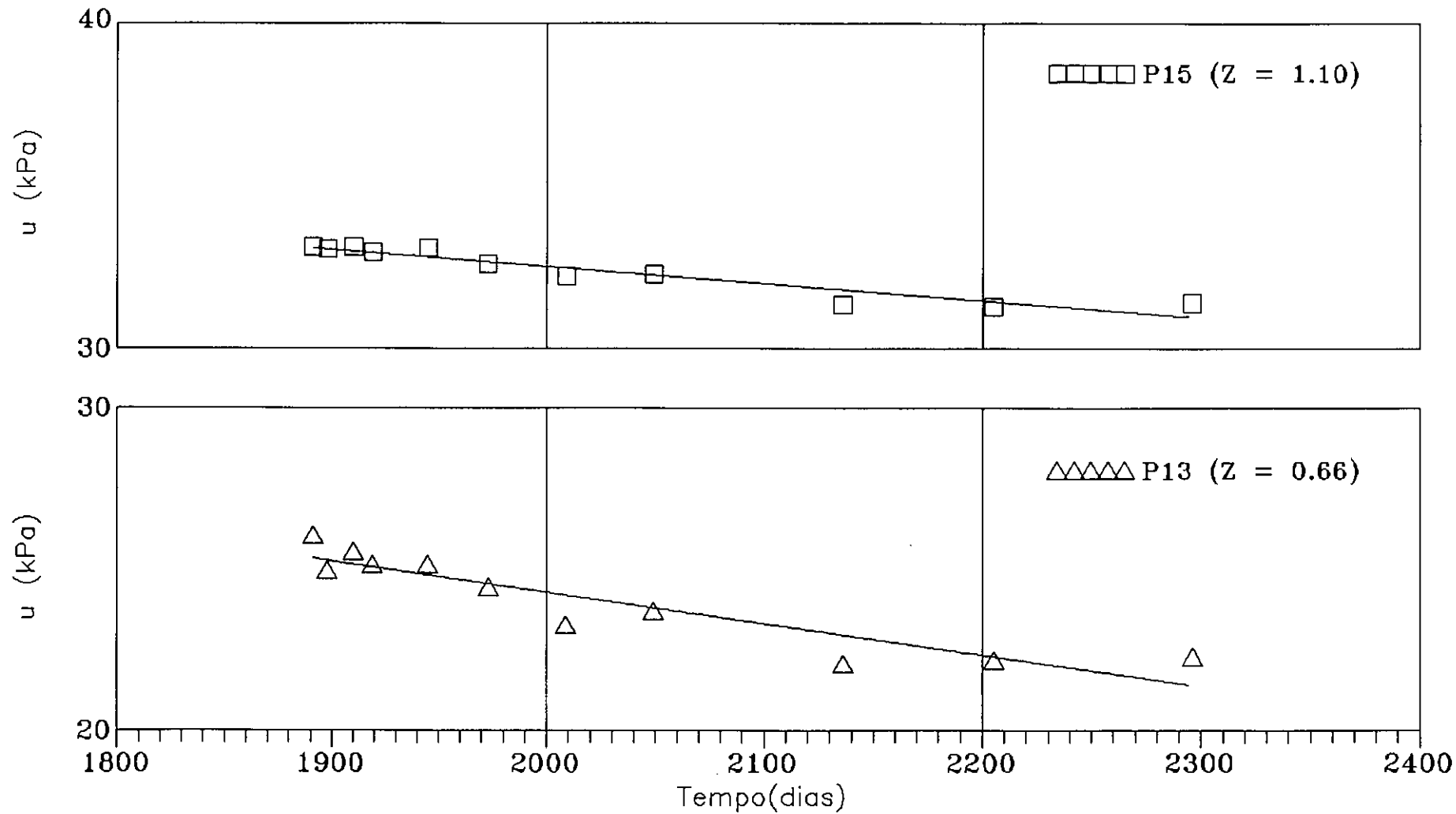


Fig.V.5 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO G  
piezômetros hidráulicos P13 e P15

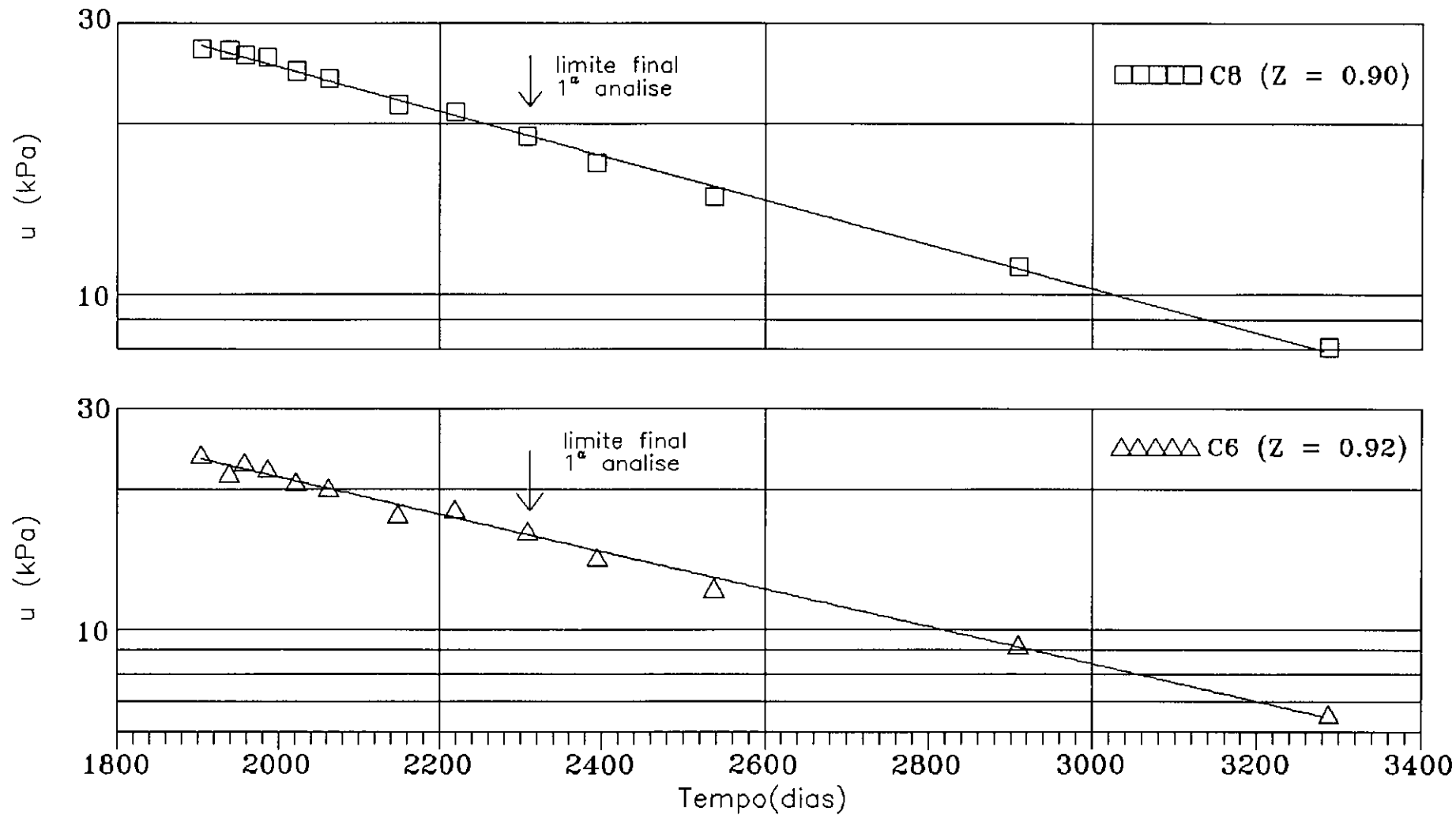


Fig.V.6 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO B piezômetros Casagrande C6 e C8.

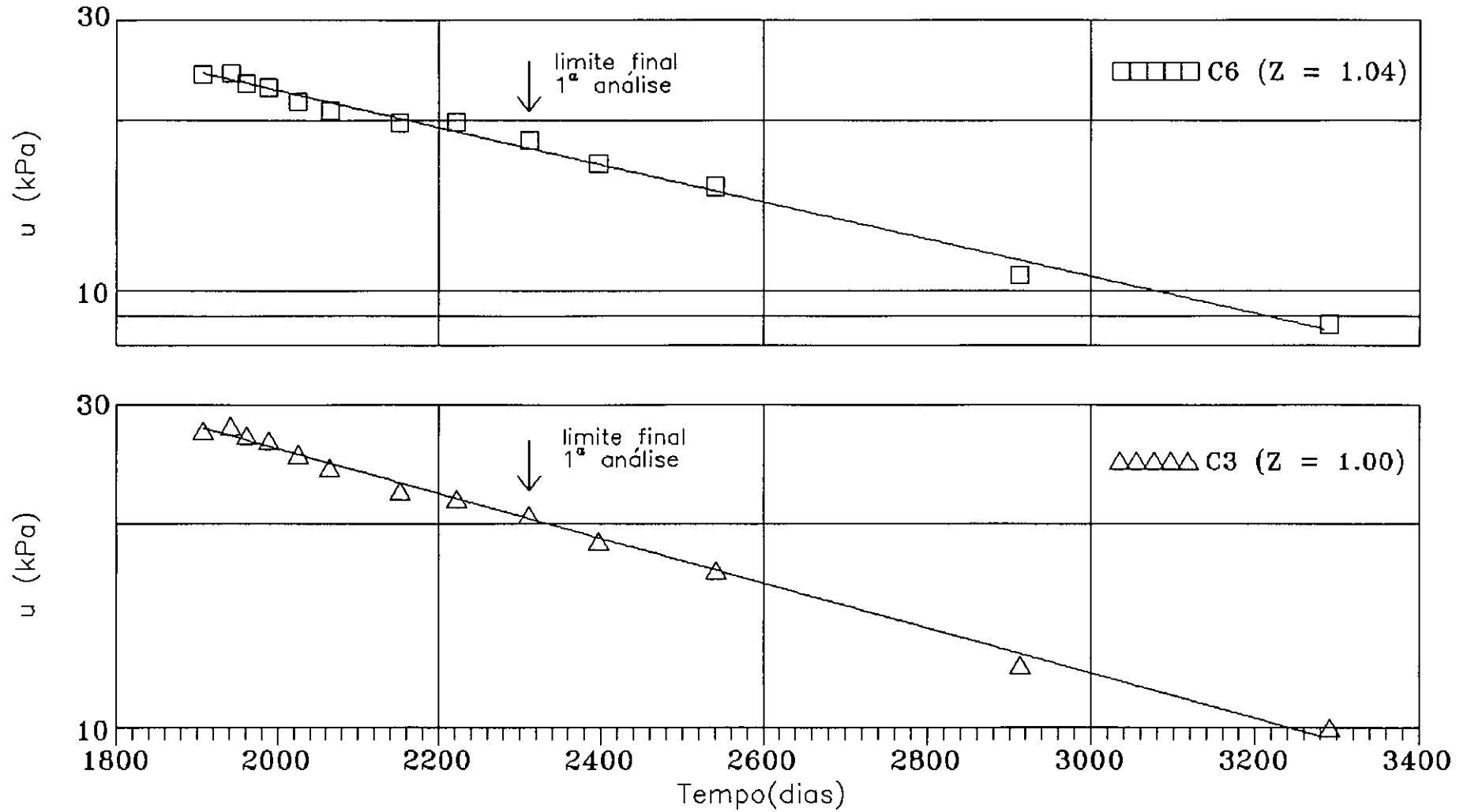


Fig.V.7 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO C  
piezômetros Casagrande C3 e C6.

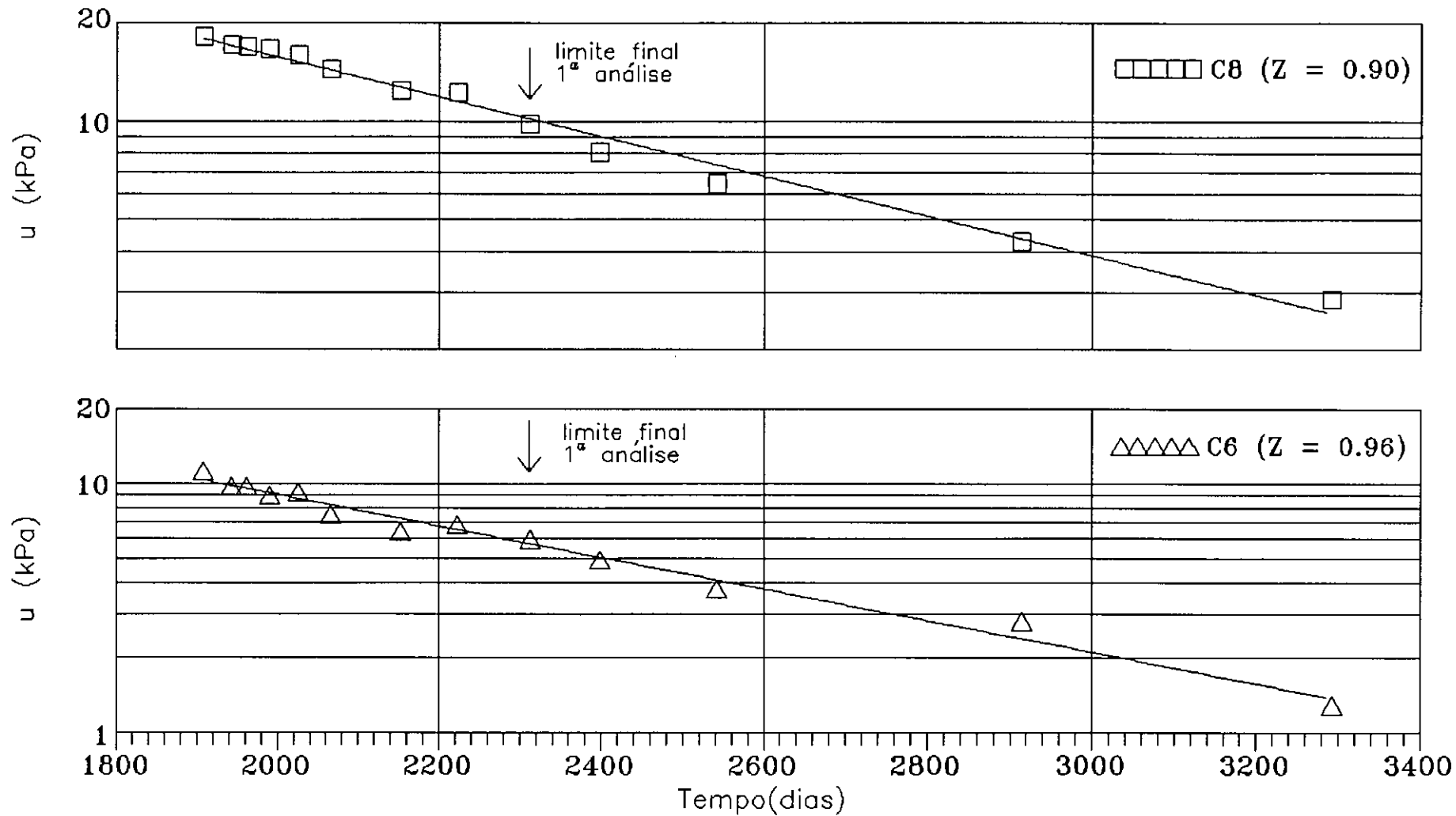


Fig.V.8 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO D piezômetros Casagrande C6 e C8.

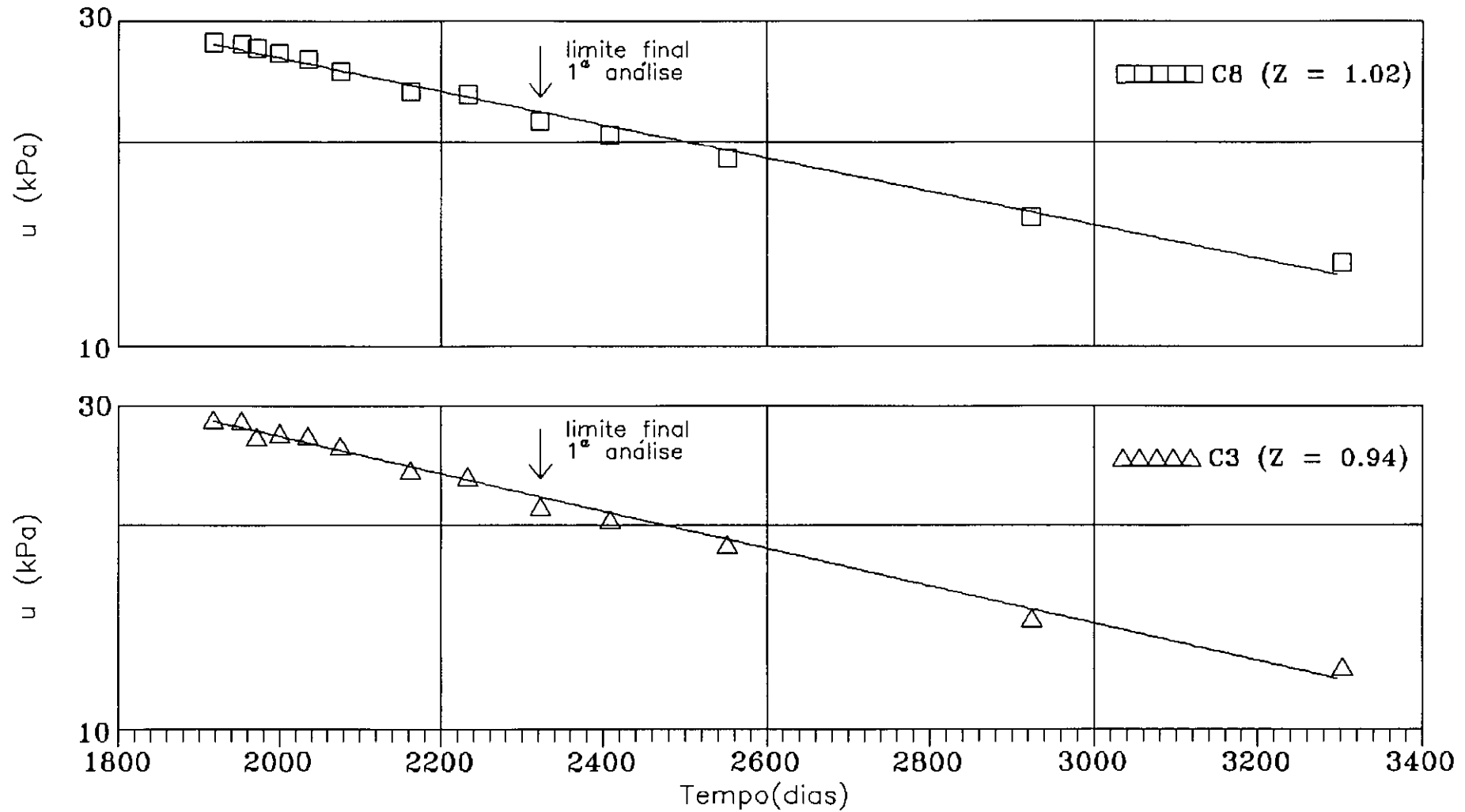


Fig.V.9 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO E piezômetros Casagrande C3 e C8.

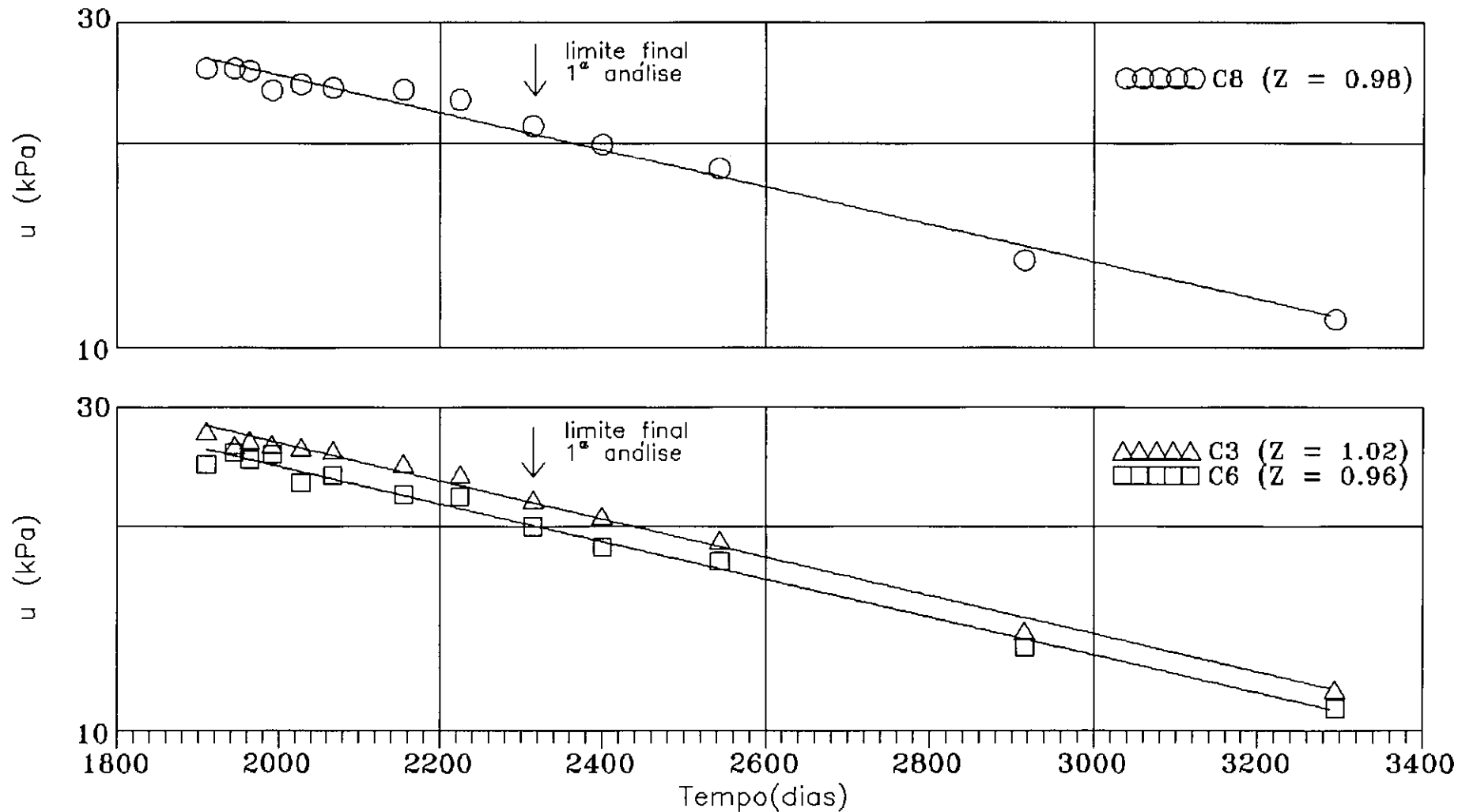


Fig.V.10 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO F piezômetros Casagrande C3, C6 e C8.



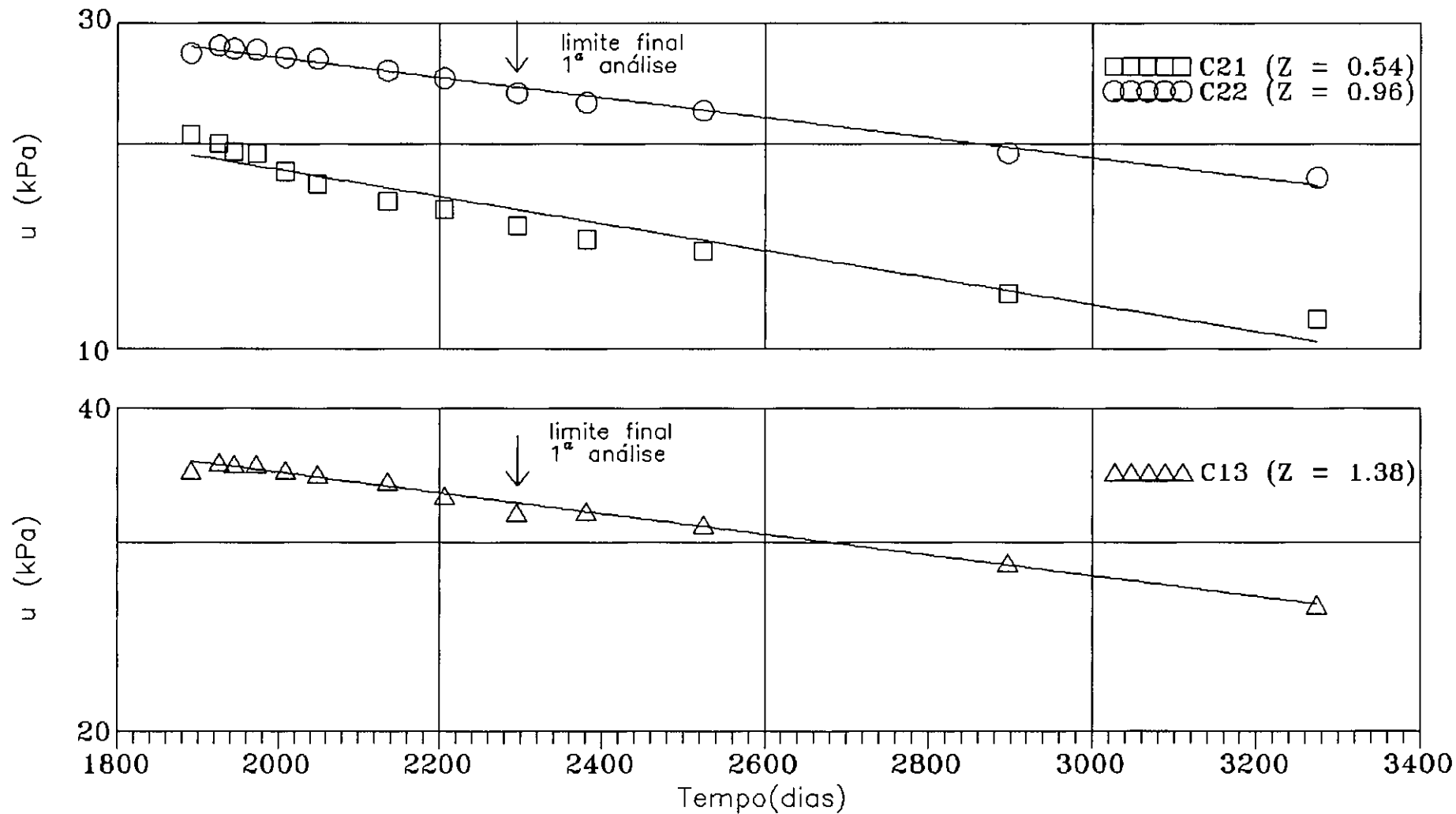


Fig.V.11 - Variação do excesso de poro pressão (esc. log.) vs tempo - SEÇÃO G piezômetros Casagrande C13, C21 e C22.

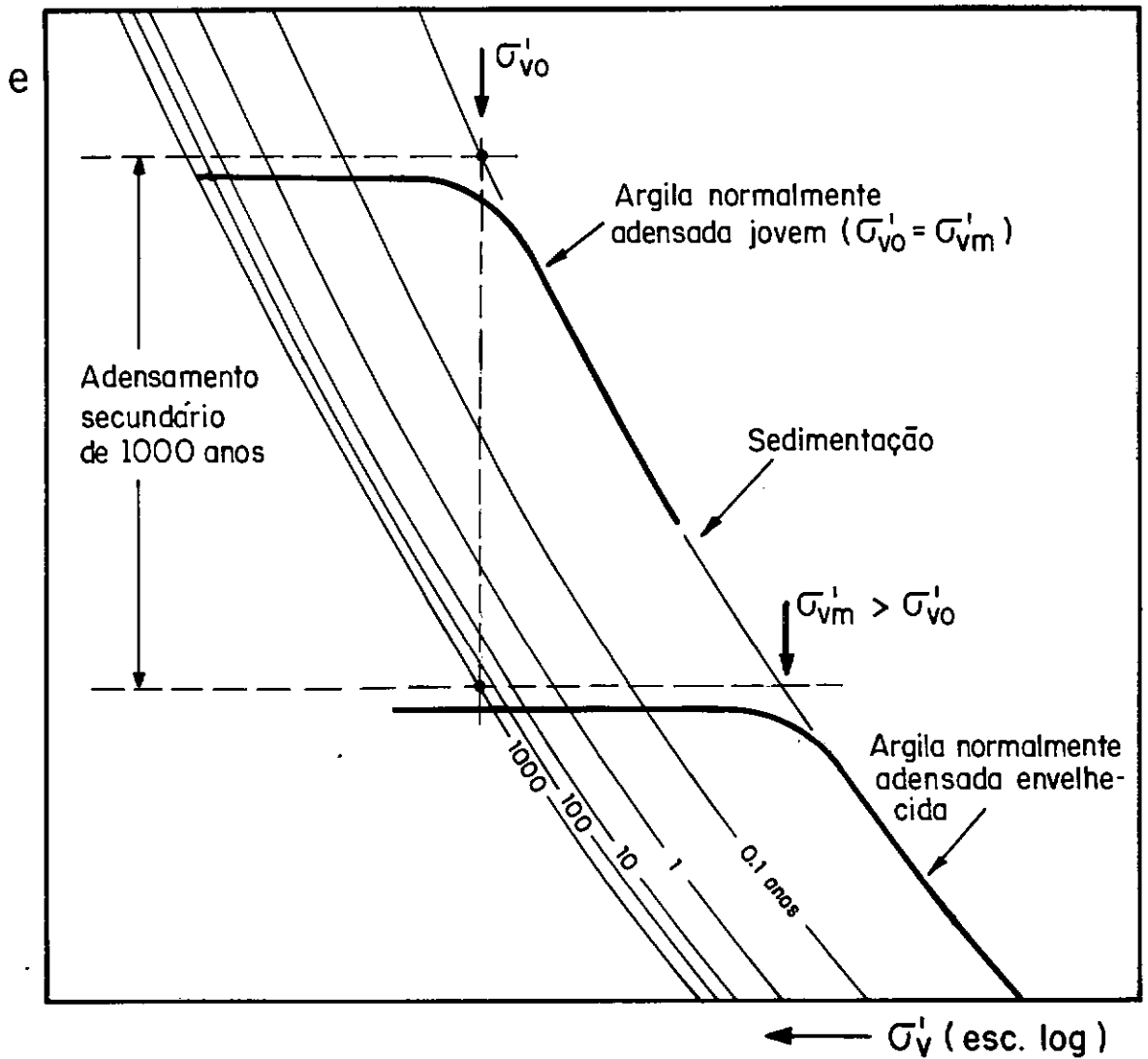


Fig. V.12 - Efeito do Envelhecimento sobre a Compressão Secundária (APUD BJERRUM, 1972).

## CAPITULO VI

---

### AVALIAÇÃO DA EFICIENCIA DOS DRENOS

#### VI.1 - INTRODUÇÃO

A avaliação da eficiência dos drenos utilizados no Aterro Experimental II será aqui apresentada, baseando-se principalmente em dados de poro pressão. Para isso, serão introduzidos novos conceitos relativos ao comportamento de campo de drenos verticais utilizando-se inclusive de comparações com outros casos históricos encontrados na literatura internacional.

Esta avaliação tem por objetivo aprofundar as análises preliminares apresentadas em TERRA (1988) e no capítulo III deste trabalho.

#### VI.2 - COMPARAÇÃO ENTRE VELOCIDADES DE RECALQUE E DE DISSIPACÃO DOS EXCESSOS DE PORO PRESSÃO

A primeira avaliação da eficiência dos drenos empregados no Aterro Experimental II foi realizada por TERRA (1988) baseando-se exclusivamente em dados de recalque. Como já mencionado, estas medições foram realizadas em placas de recalque superficiais instaladas no centro de cada seção. Partindo da hipótese que drenos correspondentes a seções com maior velocidade de recalque seriam mais eficientes, TERRA (1988) apresentou gráficos de variação desse parâmetro em função do tempo para as duas fases de carregamento. Estes resultados estão apresentados

na figura VI.1 e VI.2.

Pelo exame destas figuras, observa-se que para a primeira fase de carregamento as seções com drenos pré-fabricados apresentaram desempenho ligeiramente superior até  $t \cong 1300$  dias, a partir do qual todas as seções praticamente desenvolveram as mesmas velocidades de recalque. Os drenos jateados apresentaram comportamento contraditório, desenvolvendo velocidades de recalque bastante superiores aos demais drenos para os períodos iniciais ( $\cong$  duas vezes), seguida de queda substancial ( $t \cong 1000$  dias), sendo inclusive inferiores aos valores obtidos nas seções sem drenos. Para a segunda fase, as velocidades de recalque de todas as seções com drenos foram bastante próximas, não permitindo uma diferenciação clara do tipo de dreno mais eficiente. É interessante notar que as velocidades medidas para esta fase, num período de 400 dias, foram inferiores àquelas relativas à primeira fase computadas para um mesmo período. Tais resultados são coerentes com um comportamento sobreadensado esperado para a primeira fase, quando as velocidades de recalque são usualmente maiores.

Ao se aplicar a mesma metodologia para o caso da presente análise, é possível calcular-se a velocidade de dissipação em função do tempo na segunda fase de carregamento. Estes resultados estão apresentados nas figuras VI.3, para valores mínimos e VI.4 para valores máximos de velocidade de dissipação, todos referentes a piezômetros Casagrande instalados no meio da camada de argila ( $Z = 1.0$ ). Os piezômetros escolhidos são os mesmos utilizados para a obtenção de valores de  $c_h$  (vide tab.

V.4b), os quais, como já demonstrado, estão submetidos a um processo basicamente radial de adensamento. A divisão destas figuras entre valores máximos e mínimos, deve-se ao fato de que a magnitude destas velocidades são influenciadas pela posição do piezômetro em relação ao dreno (vide equação IV.38).

Pelo exame das referidas figuras pode-se destacar as seguintes observações:

- a) De forma geral, os drenos apresentaram altas velocidades iniciais de dissipação, principalmente para o caso das seções D e E, drenos jateados e fibro-químicos respectivamente. Entretanto, para períodos mais longos, estas velocidades decrescem substancialmente para uma mesma faixa de variação, porém mantendo-se com valores superiores a seção G;
- b) A seção C constitui exceção à observação acima, onde os drenos ponta aberta apresentaram valores iniciais nulos de velocidade de dissipação, porém desenvolvendo valores próximos as demais seções para períodos posteriores. Tal fato é discordante com o desempenho inicial apresentado por estes drenos pela análise de velocidade de recalque para a segunda fase de carregamento (fig. VI.2);
- c) A seção D, drenos jateados, apresentou comportamento análogo ao anteriormente visto para as velocidades de recalque durante a primeira fase. Também neste caso, houve queda substancial da velocidade de dissipação, chegando estas a alcançar valores menores que a seção G sem drenos (vide fig. VI.3). Estes decréscimos, quando comparadas as velocidades entre  $t \cong 1900$  e  $t \cong 3200$ , alcançam valores de quinze a oitenta vezes.

Pelas observações acima não existe uma indicação nítida a respeito do dreno de melhor desempenho. A melhor avaliação seria através da comparação de curvas de grau de adensamento médio versus tempo para cada seção do aterro. Contudo, como a determinação de  $u_0$  é de difícil previsão, principalmente na presença de drenos verticais (vide capítulo IV), tal análise não poderá ser realizada.

### VI.3 - COMPARAÇÃO ENTRE VALORES DE EXCESSOS DE PORO PRESSÃO E TENSÃO TOTAL APLICADA

Na impossibilidade de se obter valores de  $u_0$ , a comparação entre valores de excessos de poro pressão e tensão vertical total aplicada ( $\Delta\sigma_v$ ) pode fornecer uma boa alternativa para se cotejar o desempenho de cada tipo de dreno aqui analisado.

Ao se aplicar esta mesma metodologia para as medições efetuadas em cada seção do aterro, foram utilizados os mesmos piezômetros Casagrande empregados para a análise das velocidades de dissipação, estando todos situados no meio da camada ( $Z = 1.0$ ).

Tendo como referência esta mesma posição, os valores de  $\Delta\sigma_v$  foram calculados pela teoria da elasticidade segundo trabalho de POULOS e DAVIS (1974). Para isso, foram utilizadas as hipóteses de carregamento superficial de uma camada finita sobrejacente a uma base rígida (capítulo V) e de uma situação de estado plano de deformação.

Também neste caso, as figuras foram divididas entre valores máximos e mínimos devido às razões anteriormente expostas na análise das velocidades de dissipação. Os

resultados desta comparação ( $u/\Delta\sigma_v$ ) estão mostrados nas figuras VI.5 (para valores mínimos) e V.6 (para valores máximos). É interessante notar nestas figuras que devido a existência de excessos de poro pressão remanescentes de carregamentos anteriores, algumas seções apresentaram valores de  $u/\Delta\sigma_v$  superiores à unidade. Para uma melhor análise foi utilizada uma regressão exponencial para cada conjunto de valores representativos de cada seção com drenos verticais (vide equação IV.38).

Pela observação destas figuras, pode-se fazer os seguintes comentários:

- a) Os drenos jateados foram os que apresentaram melhor desempenho entre todos os drenos, registrando os menores valores de  $u/\Delta\sigma_v$  para o mesmo período de análise. O fato destes drenos apresentarem quedas substanciais nas suas velocidades de dissipação (figs. VI.3 e VI.4) tem fácil explicação. Para o período utilizado no cálculo destas velocidades, os excessos de poro pressão já haviam sido em grande parte dissipados, apresentando valores de  $u/\Delta\sigma_v$  inferiores a 30% para  $t \cong 2400$ , quando a queda das velocidades de dissipação foi mais pronunciada. Provavelmente, este fato também pode servir de explicação ao comportamento apresentado por estes drenos nas análises de velocidade de recalque para a primeira fase de carregamento;
- b) Como observado no capítulo III, os drenos ponta fechada (seção B) tiveram desempenho acima do esperado, sendo mais eficientes do que os drenos ponta aberta e pré-fabricados. Tal fato é discordante com a literatura internacional tradicional, o qual aponta estes drenos

como de baixa eficiência devido ao amolgamento causado pela sua instalação;

- c) É interessante notar que os drenos de areia tipo ponta aberta (seção C), apesar de desenvolverem velocidades iniciais de dissipação praticamente nulas, exibiram desempenho superior aos drenos pré-fabricados e próximos aos drenos ponta fechada;
- d) Cabe ressaltar o baixo desempenho dos drenos pré-fabricados, apresentando os maiores valores da relação  $u/\Delta\sigma_v$ . No caso específico dos drenos fibro-químicos, mesmo decorridos aproximadamente 4 anos desde o carregamento, os valores dos excessos de poro pressão dissipados pouco ultrapassam a 50% da tensão total aplicada.

Como pode ser observado pelos resultados acima, os drenos de areia tiveram desempenho muito superior aos drenos pré-fabricados. Em outros casos históricos descritos na literatura (como por exemplo DAVIES e HUMPHESON, 1981; HANSBO e outros, 1981; ERIKSSON e EKSTRÖM, 1983) tal fato também foi verificado. A discussão dos resultados desses dois grupos distintos de drenos é um tanto complexa e será feita separadamente nos itens seguintes.

#### VI.4 - ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS DRENOS DE AREIA

Com relação aos drenos de areia, tem sido destacado o forte amolgamento causado pelos drenos tipo ponta fechada e em menor magnitude, os de ponta aberta. Segundo CASAGRANDE e POULOS (1969), o efeito de amolgamento na cravação de um dreno ponta fechada ao solo de fundação é o



mesmo resultante da cravação estática de estacas, sendo este efeito tanto crescente quanto maior for o número de unidades. Na verdade, a questão do amolgamento é importante para os drenos de areia em geral, tendo sido, no que tudo indica, o fator que influenciou o desempenho destes drenos no caso aqui em estudo (vide item V.6).

A fim de se esclarecerem estas questões, SINGH e HATTAB (1979) realizaram ensaios tipo radial interno em caulinita. Como já comentado (V.4.1), o objetivo desses autores era o de avaliar os efeitos de amolgamento, forma método de instalação de drenos de areia nas características do adensamento, utilizando para isso amostras de diferentes diâmetros ( $n = 3$ ,  $n = 6$  e  $n = 10$ ). No caso dos drenos ponta fechada, aqueles autores também testaram mandris de formato diferente do circular. Baseado no conceito de que a eficiência de drenos depende em grande parte de sua superfície lateral (KJELLMAN, 1948a), foram pesquisados mandris em formato de cruz e em formato de estrela. A figura VI.7 mostra os resultados destes ensaios na forma de curvas de  $\bar{U}$  contra a raiz quadrada do tempo para três incrementos de pressão com amostras de 254mm de diâmetro ( $n = 10$ ). Deve-se salientar que  $\bar{U}$  foi definido pela razão entre os volume d'água drenado num tempo  $t$  e no tempo  $t_{100}$  correspondente ao final do adensamento primário. Como se pode observar por estas figuras, os drenos apresentaram desempenho de acordo com a seguinte ordem decrescente de eficiência:

- Ponta fechada mandril em formato de cruz;
- Jateados;
- Trado helicoidal;

- Ponta fechada mandril em formato circular;
- Ponta fechada mandril em formato de estrela;
- Ponta aberta mandril em formato circular.

Estes resultados demonstram que o método de execução de drenos tipo ponta fechada (tipo "displacement") não necessariamente implicará numa menor eficiência devido ao amolgamento causado pela sua instalação. O excelente desempenho alcançado pelos drenos ponta fechada em formato de cruz, sendo inclusive superiores a todos os outros drenos para os três incrementos de pressão, constitui um ótimo exemplo.

SINGH e HATTAB (1979) comentam que muito dos relatos em que esses drenos foram pouco eficientes (como por exemplo HANSBO, 1960; SIMONS, 1965; POULOS e DAVIS, 1969; ALDRICH e JOHNSON, 1972), devem-se ao fato de seu emprego em solos de grande sensibilidade. Estes autores observam que a execução dos drenos tipo ponta fechada e jateados provocam a formação de "fendas" ou "fraturas" no interior do solo de fundação. Estas formações funcionariam como verdadeiros caminhos preferenciais de drenagem, conseqüentemente aumentando a velocidade de adensamento. Nesse sentido, a existência de tais fraturas serviriam como elemento compensador do efeito de amolgamento causado pelos drenos ponta fechada durante a instalação.

MASSARSCH e KAMON (1983) comentam que existem evidências de que o fraturamento do solo pode ocorrer na instalação de drenos tipo ponta fechada e jateados. Esses autores citam como exemplo escavações relatadas por BOUTSMA e HORVAT (1967), onde drenos jateados e ponta fechada foram escavados abaixo de 8m de profundidade e fraturas,

variando de poucos milímetros até superiores a 20mm, foram detectadas. BOUTSMA e HORVAT (1967) ainda comentam que a extensão destas fraturas, preenchidas com areia, muitas das vezes se prolongam até o dreno adjacente. HOLTZ e HOLM (1972) na escavação de drenos ponta fechada sob o aterro experimental de Skå - Edeby, também confirmaram a existência de fraturamento semelhante.

Nos casos acima, MASSARSCH e KAMON (1983) observam que a capacidade de drenagem será influenciada mais pelo comprimento alcançados por estas fraturas, do que pelo próprio diâmetro dos drenos. Baseados nestas informações, esses autores inclusive propõem um método alternativo de instalação de drenos de areia ponta fechada fundamentada na formação controlada destes tipos de fraturas ou fendas.

As informações acima, além da sensibilidade relativamente baixa da argila do Sarapuí ( $S_u \cong 4$ ), podem justificar o bom desempenho alcançado pelos drenos ponta fechada e principalmente jateados, observados no Aterro Experimental II. Segundo COLLET (1991), houve constatação de que os drenos jateados aqui analisados foram os que apresentaram maior consumo de areia na sua execução, podendo ser uma evidência da formação destas fraturas preenchidas com material arenoso.

#### VI.5 - ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS DRENOS PRÉ-FABRICADOS

Com relação aos drenos pré-fabricados, as figuras VI.6 e VI.7 demonstraram que estes apresentaram baixo rendimento para a segunda fase de carregamento. Como visto no capítulo V, o amolgamento causado pela instalação dos

drenos pré-fabricados não foi determinante nestes resultados, tendo também contribuído outros fatores. O problema reside em se determinar quais fatores foram responsáveis para este comportamento e em que proporção eles se manifestaram.

Como já visto no capítulo IV (item IV.5), do ponto visto teórico, o efeito de resistência hidráulica não teve influência no desempenho dos drenos pré-fabricados. Tal afirmação foi feita em consonância com os estudos realizados por HOLTZ e outros (1987), os quais, baseados em resultados de ensaios em laboratório, observam que os valores de  $q_v$  medidos foram suficientes para o pleno funcionamento dos vários tipos de drenos pesquisados. Contudo, estes mesmos autores destacam que, do ponto de vista prático, o efeito de resistência à drenagem pode acontecer nos seguintes casos:

- a) Partículas de solo fino podem passar através do filtro e diminuir a área disponível para fluxo (colmatação);
- b) Dobramento do dreno devido a altos recalques podem resultar numa redução da capacidade de drenagem;
- c) A deteriorização do filtro do dreno pode levar a uma significativa redução da seção transversal do mesmo.

Estes fatores, particularmente importantes para drenos com longo período de funcionamento, serão discutidos a seguir.

#### VI.5.1 - COLMATAÇÃO:

Este fenômeno é basicamente influenciado por duas propriedades dos drenos: as permeabilidades transversal e

longitudinal. Segundo HOLTZ e outros (1987), o grande problema reside na manutenção destas propriedades em padrões que não prejudiquem o funcionamento dos drenos ao longo do tempo.

A permeabilidade transversal é determinada pelas características de fabricação dos filtros. No mercado internacional, a grande maioria dos drenos é composta de filtros de geotêxtil, existindo também versões com filtros de papel e até aqueles compostos somente de núcleo. Por também serem os mais utilizados, grande parte dos critérios de dimensionamento dos filtros é baseado na experiência acumulada no uso geotêxteis como elemento filtrante (sobre estes critérios ver HOLTZ e CHRISTOPHER, 1987 e SPADA, 1991).

HANSBO (1981) comenta que as aberturas dos filtros devem ser finas o suficiente para prevenir que partículas de solo passem através destas. Estes finos podem se alojar entre os canais do núcleo, o que acarretaria numa diminuição na área da seção transversal e redução da capacidade de descarga do dreno (HANSBO 1983a, 1983b). Nesse sentido, HANSBO (1983a) acredita que os filtros usados atualmente são bastante permeáveis para prevenir contra colmatação ("siltation"), ou ainda, contra o entupimento de suas aberturas por partículas maiores de solos ("clogging").

Na verdade, a situação acima seria característica nos casos que o tamanho dos poros de um geotêxtil, em comparação com granulometria de um determinado solo, não propiciasse a formação de um filtro graduado natural (pré-filtro). Sobre este tópico, é interessante a leitura

dos artigos de HOEDET (1981), JANSEN e HOEDT (1983) e VREEKEN e outros (1983).

O fenômeno descrito acima caracteriza o processo de colmatação física. Contudo, a colmatação pode também ser comandada por um processo de origem físico-química. Neste caso, são causas da colmatação a precipitação e deposição mineral e o crescimento de bactérias (ROLLIN e LOMBARD, 1988).

No caso dos drenos pré-fabricados utilizados no Aterro Experimental II, CASANOVA (1991) ressalta que existem condições favoráveis para precipitação de determinados metais (Fe e Mn por exemplo), dando origem a uma colmatação do tipo físico-químico. Contudo, a situação só seria totalmente definida com análises detalhadas de amostras dos drenos em questão.

Dessa forma, uma das causas do baixo desempenho alcançado por estes drenos pode ser atribuída à colmatação, principalmente do tipo físico-química. Pelo longo período de tempo correspondente a primeira fase ( $\cong$  5 anos), provavelmente para fase posterior, os drenos pré-fabricados tiveram seu desempenho comprometido por este fenômeno.

Segundo HOLTZ e outros (1987), podem existir algumas circunstâncias nas quais a velocidade do fluxo da água é suficiente para remover qualquer quantidade de finos que possam estar alojados no interior do dreno. Entretanto, a situação mais comum é aquela na qual os gradientes hidráulicos e as velocidades de fluxo são relativamente baixas para remoção destes resíduos.

## VI.5.2 - DOBRAMENTO:

Outra possibilidade na qual pode haver redução da capacidade de descarga dos drenos pré-fabricados, diz respeito ao dobramento destes quando sujeitos a altos recalques de argilas compressíveis. Esta possibilidade é função da resistência ao dobramento do dreno, a qual está relacionada com a rigidez e a geometria do conjunto filtro/núcleo (HOLTZ e outros, 1989).

KREMER (1983), na escavação do solo de fundação de um aterro sobre drenos pré-fabricados, concluiu que o dobramento pode reduzir a capacidade de drenagem do dreno praticamente a zero. Para isso, a condição crítica seria alcançada quando a deformação específica da camada ( $\epsilon_v$ ) excedesse a 15%. HOLTZ e outros (1989, 1991), pesquisando este fenômeno através de ensaios de laboratório em drenos anteriormente sujeitos a deformações verticais de 20%, constataram que, para alguns tipos de drenos, os valores de  $q_v$  podem reduzir-se a faixa de 10 a 25% dos valores medidos quando não deformados. Em alguns casos, dependendo do nível de tensões, a capacidade de descarga alcança valores inferiores aos mínimos recomendáveis (100 a 150  $m^3$ /ano, vide item IV.5).

No caso específico dos drenos fibro-químicos desta análise (seção E), esta condição pode ter influenciado seu rendimento. Com o dobramento, o núcleo teria seus canalículos bloqueados, com conseqüente impedimento do fluxo da água. Nesse caso, seria necessário que a seção E tivesse um recalque acumulado superior a 1.50m para que a condição de  $\epsilon_v > 15\%$  de KREMER (1983) fosse atendida.

Pela figura VI.8, obtida das análises de dados de recalque medidos em extensômetros magnéticos verticais (ALMEIDA e outros, 1990) situados no centro da seção E, pode-se verificar que condição acima foi observada apenas para  $Z = 0.10$  ( $\cong 1.0m$ ) no período entre 2200 e 2400 dias aproximadamente. Levando-se em consideração que a segunda fase de carregamento ocorreu por volta de  $t = 1850$  dias, pode-se concluir que o dobramento não foi a condição determinante para o baixo redimento dos drenos fibro-químicos. No entanto, a partir do período acima, caso o dobramento tenha interrompido a passagem da água, a hipótese de dupla drenagem não teria se verificado.

Para os drenos da seção F, compostos apenas de uma fita de geotêxtil (Bidim OP-60), por não possuírem núcleo, o dobramento não teria nenhum efeito. Nesta situação, mesmo quando dobrados, o fluxo da água não teria sua passagem interrompida.

### VI.5.3 - DURABILIDADE:

Quando existe a previsão da utilização de drenos verticais por períodos de longa duração, é necessário que se levem em consideração questões relativas à resistência destes ao ataque de agentes químicos-biológicos. Nestes casos, uma possível deteriorização do seu filtro ou até do próprio dreno (particularmente para aqueles sem filtro), pode levar a um mau funcionamento dos drenos, especialmente para solos orgânicos.

Parece de consenso geral que filtros de papel são atacados de alguma forma quando utilizados em longos



períodos. Sobre este respeito, são importantes os relatos de HOLTZ e outros (1987), sobre a análise do efeito da deteriorização neste tipo de dreno nos aterros de Porto Tolle na Itália (HEGG e outros, 1983) e SkÅ Edeby na Suécia (HANSBO e outros, 1981). Em outros dois casos, KREMER (1983) e KODA e outros (1989) também presenciaram este fenômeno em drenos com filtro de papel.

Com relação aos geotêxteis, os polímeros básicos usualmente utilizados para sua fabricação são relativamente resistentes à grande maioria dos ataques químicos-biológicos reportados na literatura (HOLTZ e outros, 1987). No entanto, sob determinadas circunstâncias, estas materias podem ter suas propriedades de durabilidade e filtração alteradas.

Os drenos pré-fabricados em estudo apresentam geotêxteis de polietileno, para os filtros dos drenos fibro-químicos, e de poliéster, para os drenos sintéticos de geotêxtil (sem filtro). Para estes polímeros, a tabela VI.1, parcialmente retirada de HOLTZ e outros (1987), oferece indicações de situações potenciais para o ataque destes materiais.

Pelo exame desta tabela, fica claro que os drenos fibro-químicos, principalmente por se encontrarem submersos, são bastantes resistentes a vários tipos de deterioração.

Com relação aos drenos de geotêxtil (Bidim OP-60), estes são pobres ao ataque por agentes biológicos (fungos, vermes, etc), como também a álcalis em geral, situações comumente encontrados em argilas orgânicas. No entanto, KODA e outros (1989), no exame de amostras de drenos

pré-fabricados com filtros de poliéster extraídos de solos turfosos após 1250 dias de sua instalação, não constataram nenhuma espécie de deteriorização.

Infelizmente, só através da extração de amostras dos drenos em questão, será possível avaliar a influência dos fatores acima no desempenho dos drenos pré-fabricados.

Tab. V.2 - Resistência dos polímeros de poliéster e de polietileno a diversas situações encontradas na natureza (APUD HOLTZ e outros, 1987).

propriedades de resistência	poliéster	polietileno
fungos	1	4
insetos	2	4
vermes	2	4
minerais ácidos	3	4
álcalis	2	4
calor seco	3	2
calor úmido	2	2
agentes oxidantes	3	1
abrasão	4	3
luz ultra-violeta	4	1

Nota: 1 - pobre; 2 - razoável; 3 - bom; 4 - excelente.

## VI.6 - COMPARAÇÃO FINAL ENTRE OS DRENOS

Como visto nos itens anteriores, a escolha do tipo de dreno a ser empregado vai estar relacionada sob que condições estes drenos deverão funcionar. No caso da utilização de drenos verticais em solos bastantes compressíveis, a sua eficiência também está relacionada à questão da compressão secundária, pois a influência destes é limitada ao adensamento primário. Em situações em que a parcela de adensamento secundário for significativa (vide item IV.2), o uso de drenos verticais não é recomendável (JOHNSON, 1970).

Em relação aos drenos de areia, foi verificado que estes podem ser bastante eficazes, principalmente no caso dos drenos jateados. Os drenos ponta fechada, apesar do amolgamento vinculado ao seu processo de instalação, podem desenvolver mecanismos que compensem este efeito e também apresentar bons resultados. Contudo, drenos ponta fechada não são recomendáveis nas seguintes situações (JAMIOLKOWSKI e outros, 1983):

- a) A sensibilidade da argila exceder de 4 a 6;
- b) O depósito de solo desenvolver uma alta heterogeneidade na macroestrutura, associada com uma acentuada anisotropia com relação ao coeficiente de permeabilidade;
- c) A existência de problemas de estabilidade;
- d) A carga aplicada não for suficiente para que o solo de fundação ultrapasse a tensão de sobreadensamento. De uma forma geral, esta observação se aplica inclusive a todos os tipos de drenos verticais.

Na verdade, a influência da sensibilidade é importante para todos os drenos de areia. ALDRICH e JOHNSON (1972) descrevem a comparação entre três tipos diferentes de drenos de areia (ponta fechada, ponta aberta com mandril cravado por jateamento e trado helicoidal) em uma argila muito sensível ( $10 < S_t < 20$ ). Em todos os casos houve redução do valor de  $c_h$  quando comparados com valores de laboratório, sendo de maior magnitude para os drenos ponta fechada (da ordem de 4 vezes).

Os drenos pré-fabricados são particularmente recomendáveis para as situações descritas acima, onde, pelo seu método executivo, drenos de areia podem causar problemas ao solo de fundação. Além disso, seu processo de instalação é relativamente simples e rápido. No caso do Aterro Experimental II, os drenos fibro-químicos apresentaram um tempo médio de instalação de 2 minutos contra, por exemplo, de 46 minutos registrados pelos drenos jateados (COLLET, 1983).

Entretanto, quando utilizados para períodos de longa duração, especialmente em solos orgânicos, fatores como dobramento, durabilidade e principalmente colmatação podem reduzir em muito a capacidade de drenagem destes drenos. Em relação a situações como estas, são interessantes os relatos de WOLSKI (1987) e KODA e outros (1989) sobre ensaios de laboratório em drenos pré-fabricados após período relativamente longo de funcionamento.

Na tabela VI.2 estão apresentadas por seção as faixas de variação dos excessos de poro pressão para piezômetros Casagrande localizados no meio da camada de argila, correspondentes às últimas medições realizadas no

aterro em estudo (dez./89), aproximadamente 3300 dias após o início de construção do mesmo. Nesta tabela também foram inseridos os recalques acumulados até a referida data medidos por placas superficiais centrais, cujos resultados ao longo do tempo estão apresentados na figura VI.9. Apesar ter sido submetida à última fase de carregamento, a seção A também teve seus resultados apresentados.

Tab. VI.2 - Valores de excesso de poro pressão não dissipados e de recalque superficiais acumulados no centro de cada seção até a última medição realizada ( $t \cong 3300$  dias).

seção	u (kPa)	recalque (mm)
A	6.00 a 6.30	1029
B	6.57 a 8.07	2097
C	8.73 a 10.00	2140
D	1.20 a 2.86	2428
E	12.37 a 13.27	2045
F	10.76 a 11.50	2035
G	26.22 a 28.18	1530

Sobre a tabela VI.2, pode-se fazer os seguintes comentários:

- a) Apesar de decorrido 10 anos após o início da primeira fase, a seção A ainda apresenta excessos de poro pressão correspondentes a 17% do acréscimo de carga inicial aplicada. Estes resultados, juntamente com aqueles referentes a seção G, demonstram que os drenos tiveram influência fundamental no aumento da velocidade de adensamento, principalmente para as seções com drenos de areia (B, C e D);
- b) A seção D foi a que apresentou a maior valor de recalque total acumulado. Tal fato é coerente com os resultados das análises de dados de excesso de poro pressão, os quais apontaram esta seção como a mais eficiente.

É conhecido de ensaios de laboratório que o amolgamento aumenta a compressibilidade do solo até tensões em torno da pressão de sobreadensamento, passando a um comportamento moderadamente contrário para tensões superiores à mesma. COUTINHO (1976) realizando ensaios de adensamento vertical, constatou que os valores de deformação específica para amostras completamente amolgadas podem chegar a valores duas vezes maior do que para amostras indeformadas. Entretanto, apesar das seções B e C (drenos ponta fechada e ponta aberta) apresentarem métodos de instalação que provocam maior amolgamento ao solo de fundação em comparação com as seções E e F (drenos pré-fabricados), todas estas seções desenvolveram valores próximos de recalques acumulados até aquela data.

Por fim, deve-se ressaltar que toda a análise feita neste trabalho foi fundamentada sob o ponto de vista

puramente técnico. No entanto, a escolha entre qual tipo de dreno a ser utilizado também deve ser feita em conjunto com critérios económicos.

ERIKSSON e EKSTRÖM (1983), ao compararem o desempenho de drenos de areia e pré-fabricados para vários espaçamentos no aterro experimental de Örebro, concluíram que para se obter o mesmo rendimento para as duas categorias, drenos pré-fabricados devem ser instalados sob um espaçamento menor, o que resultará num consumo maior para estes drenos. No caso do Aterro Experimental II, as secções com drenos de areia apresentaram um consumo de 0.14 drenos/m<sup>2</sup> contra 0.20 dos drenos de geotêxtil (Bidim OP-60) e 0.26 dos drenos fibro-químicos. Isto equivale, por exemplo, a um consumo de quase duas vezes maior para os drenos fibro-químicos em comparação com os drenos de areia.

Para regiões com bom suprimento de areia e particularmente também para países em que os custos com mão de obra são baixos e existem restrições para importações de equipamento e materiais (como por exemplo no Brasil), drenos de areia são geralmente os mais económicos.

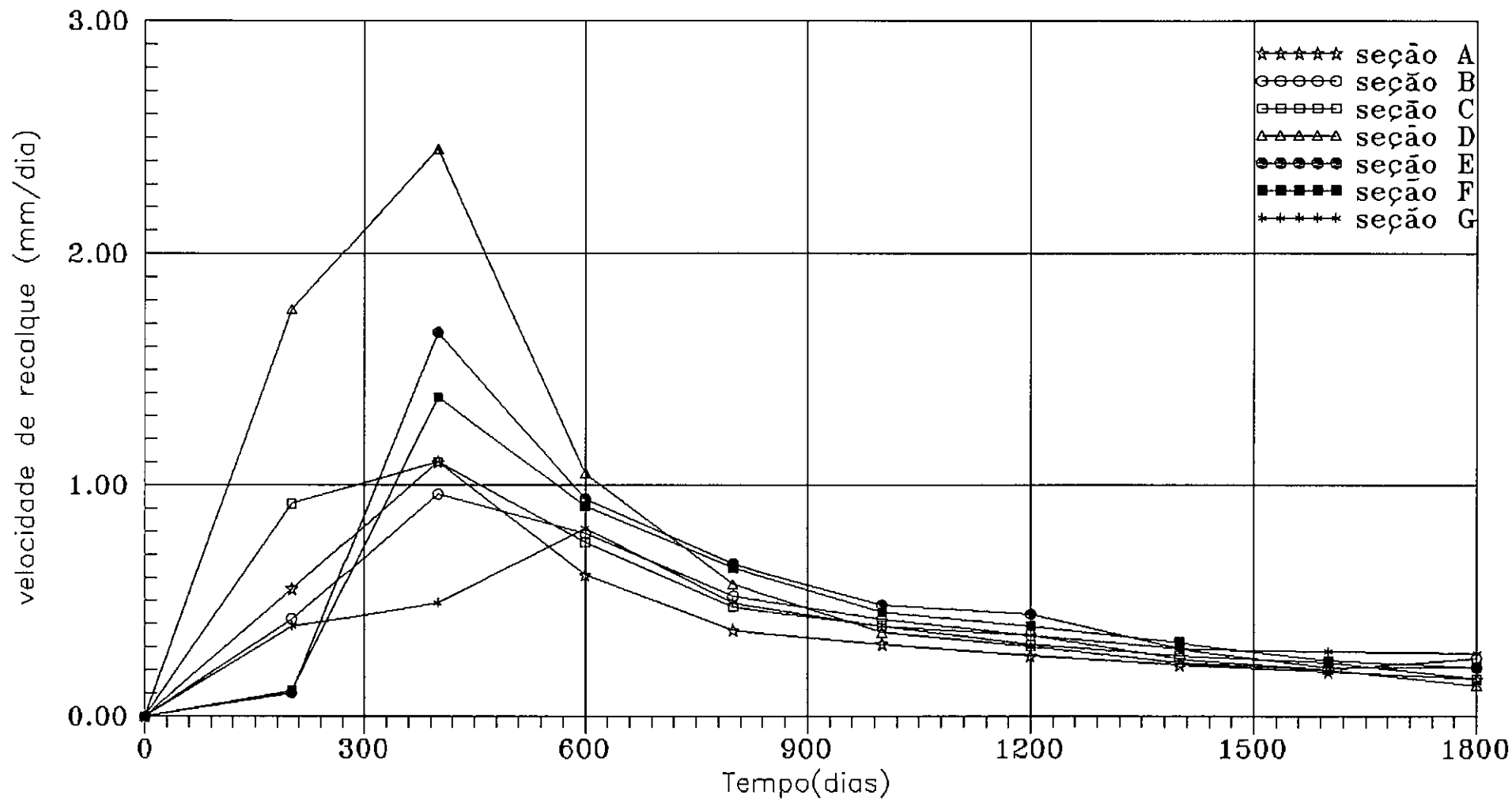


Fig.VI.1 - Variação da velocidade de recalque vs tempo nas seções A até G para primeira fase de carregamento - Placa de recalque superficial central (APUD TERRA, 1988)



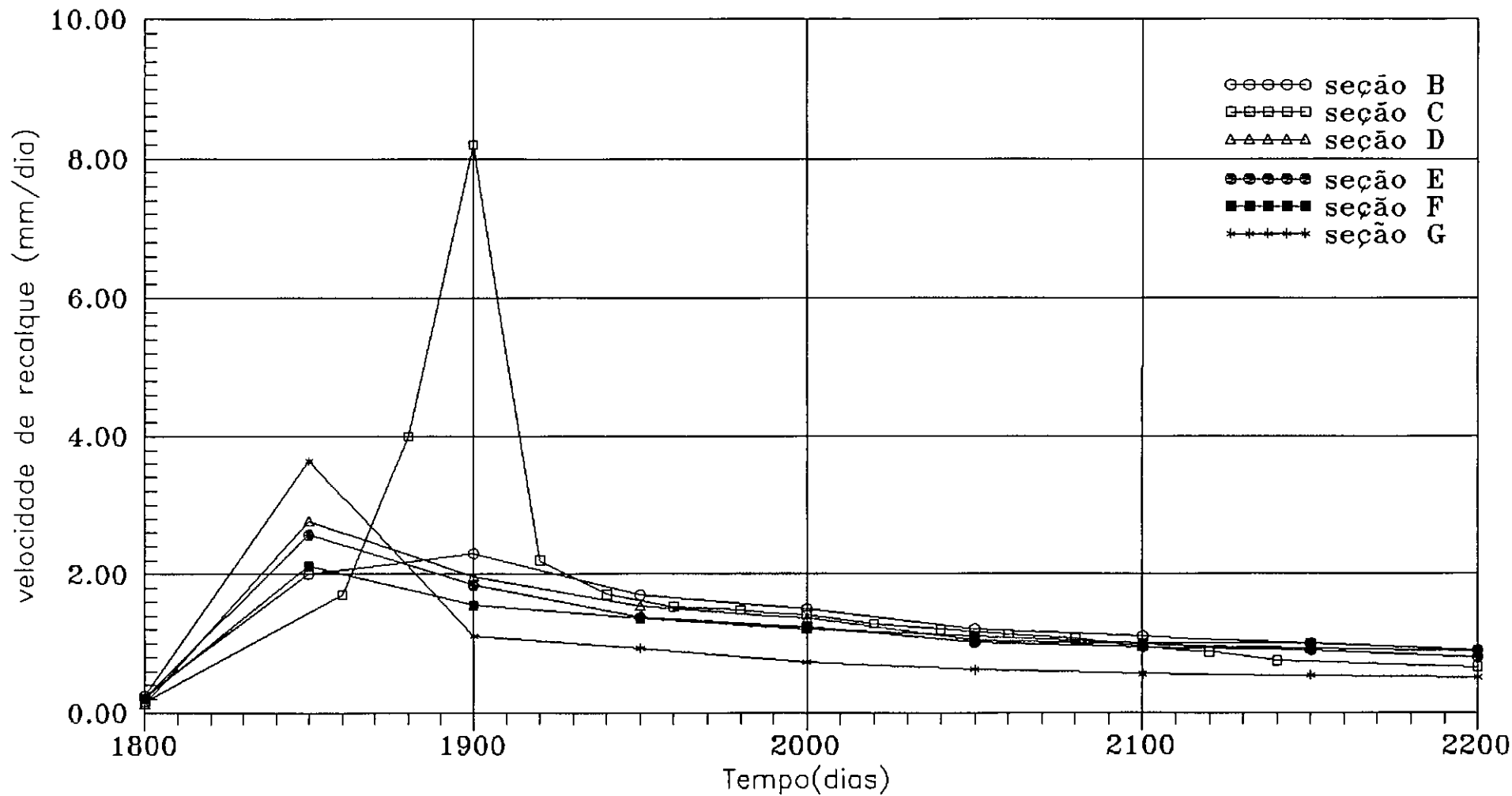


Fig.VI.2 - Variação da velocidade de recalque vs tempo nas seções B até G para segunda fase de carregamento - Placa de recalque superficial central (APUD TERRA, 1988)

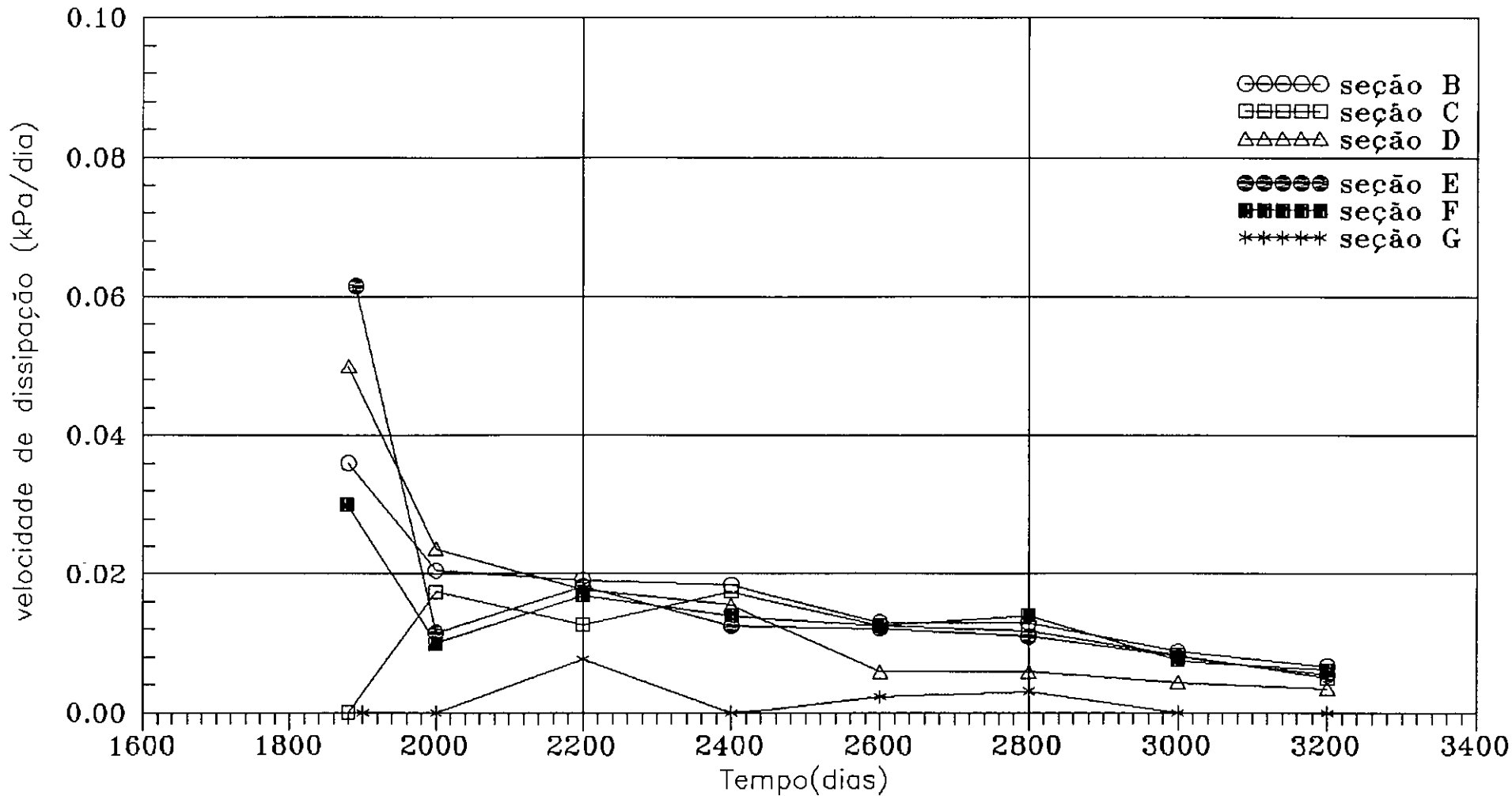


Fig.VI.3 - Variação da velocidade de dissipação mínima vs tempo para piezômetros Casagrande instalados no meio da camada - comparação entre as seções B até G.

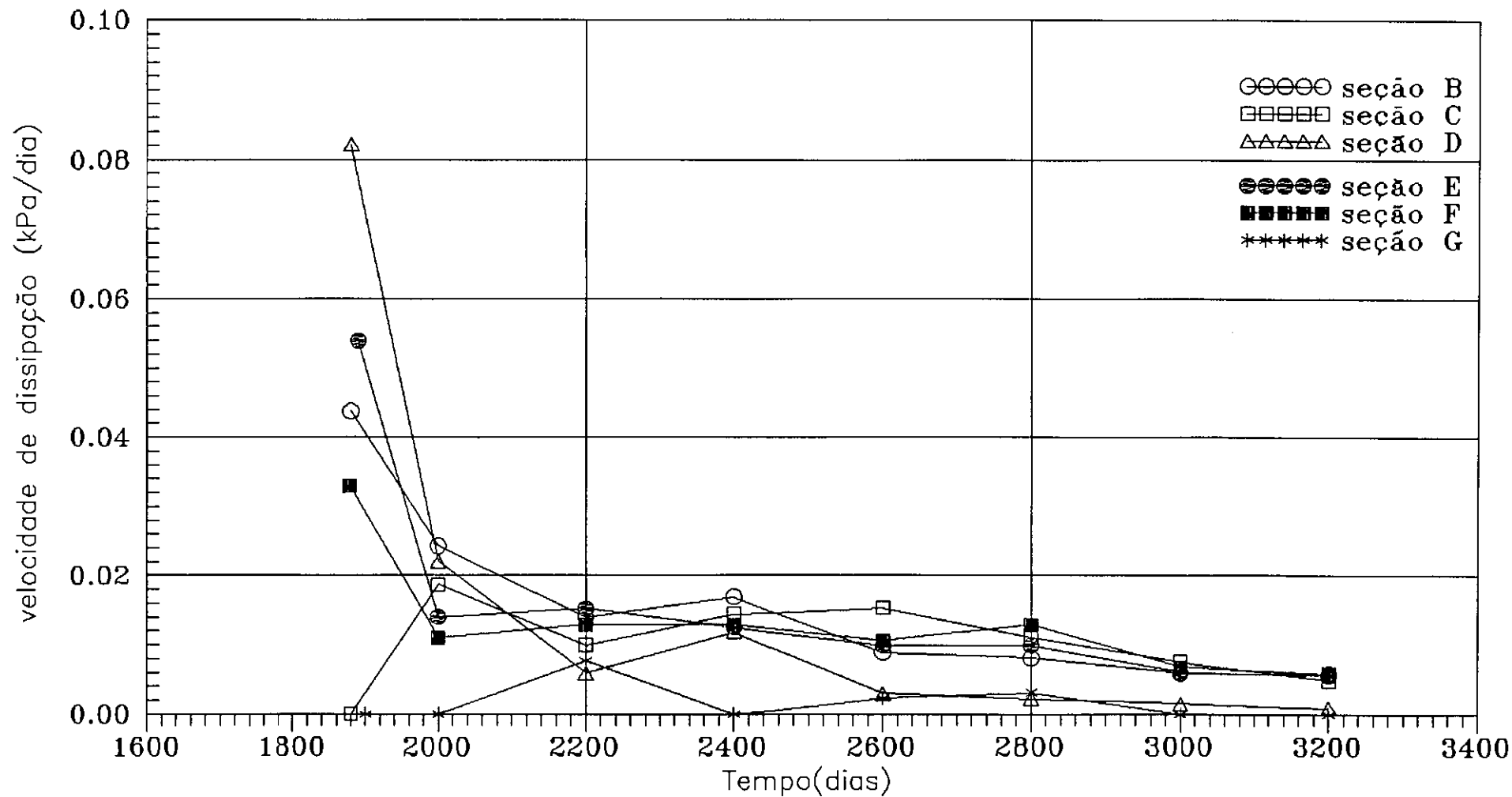


Fig.VI.4 - Variação da velocidade de dissipação máxima vs tempo para piezômetros Casagrande instalados no meio da camada - comparação entre as seções B até G.

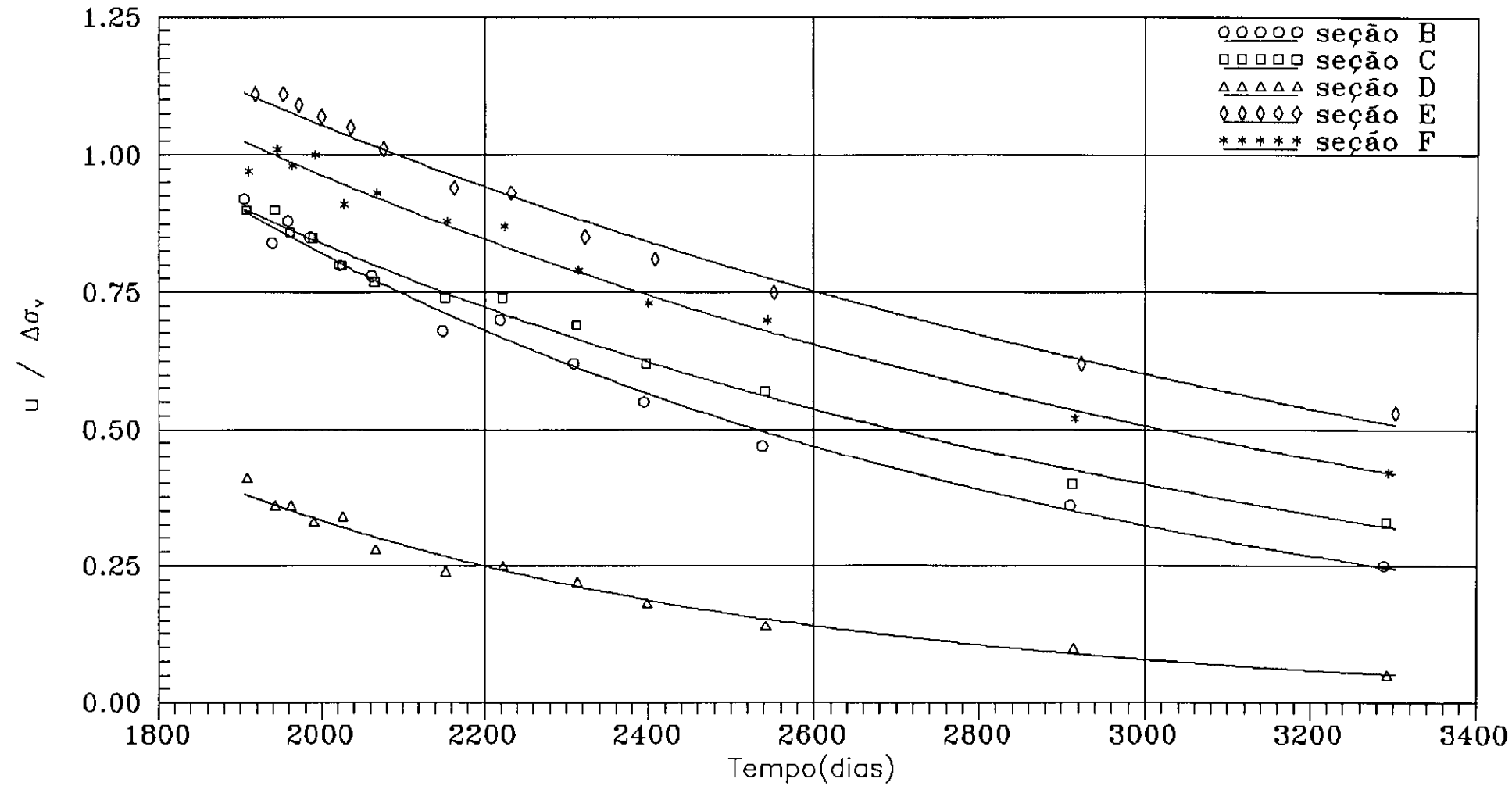


Fig.VI.5 - Variação dos valores de  $u/\Delta\sigma_v$  mínimos vs tempo para piezômetros Casagrande instalados no meio da camada - comparação entre as seções B até G.

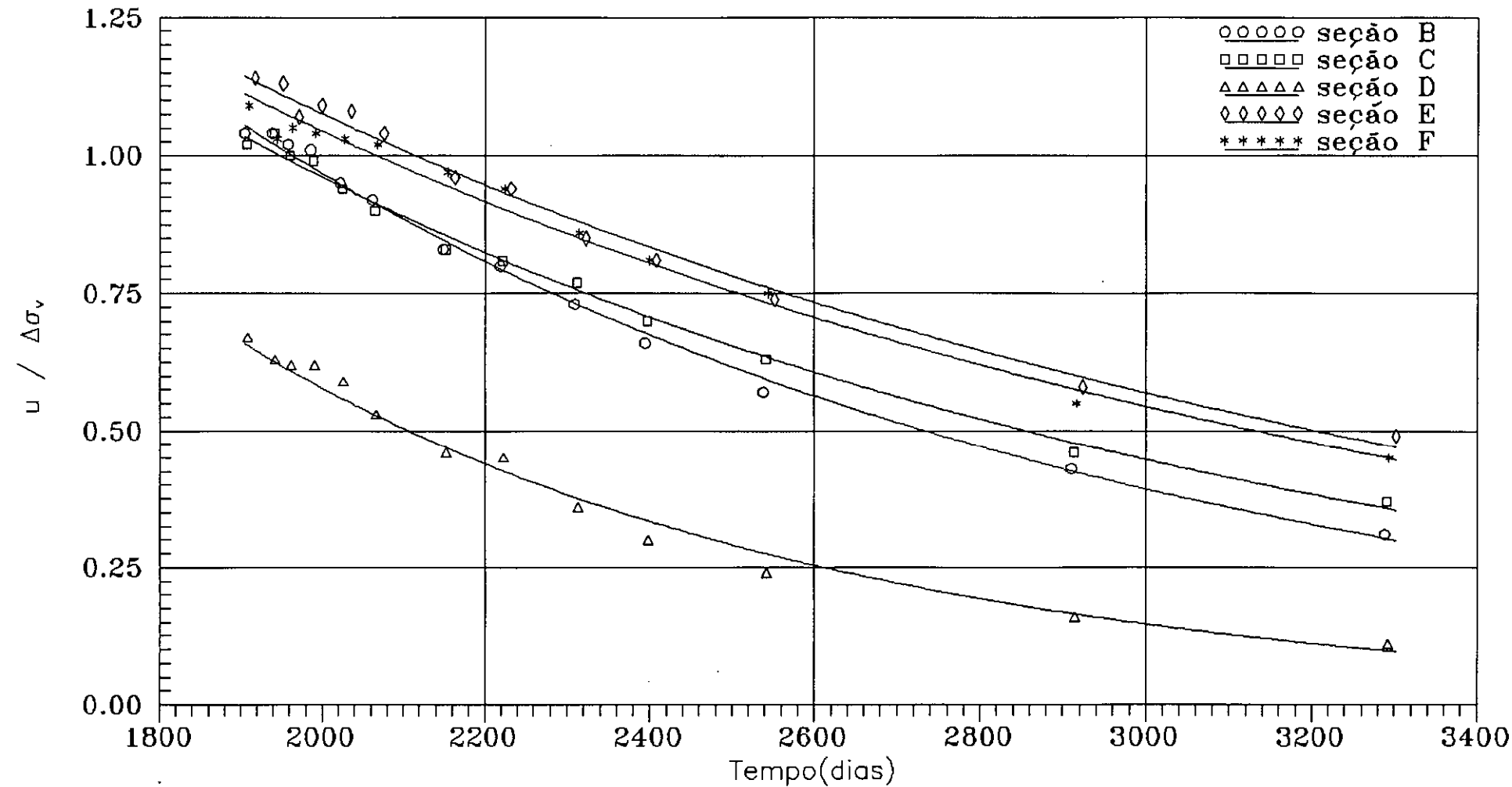
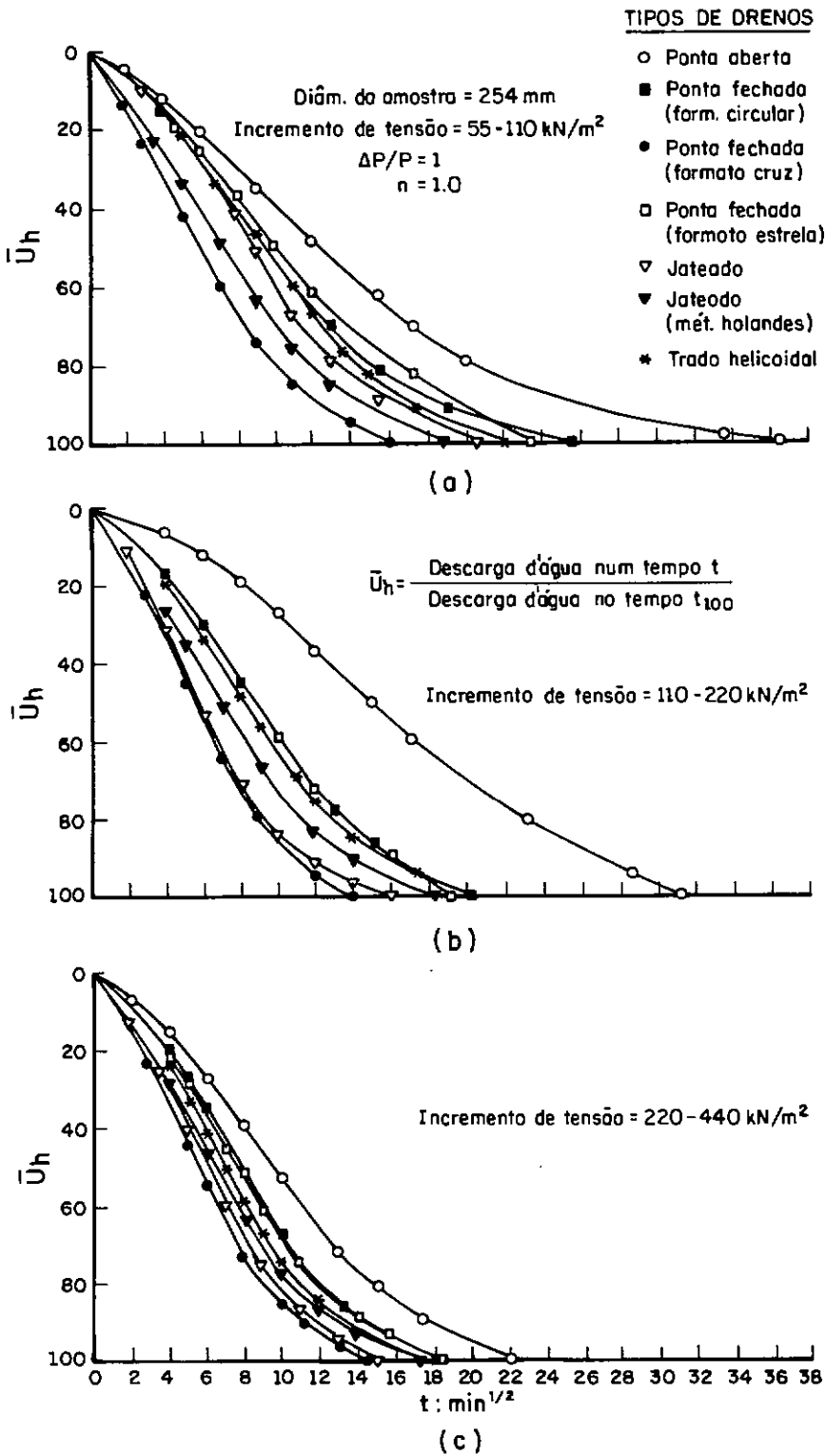
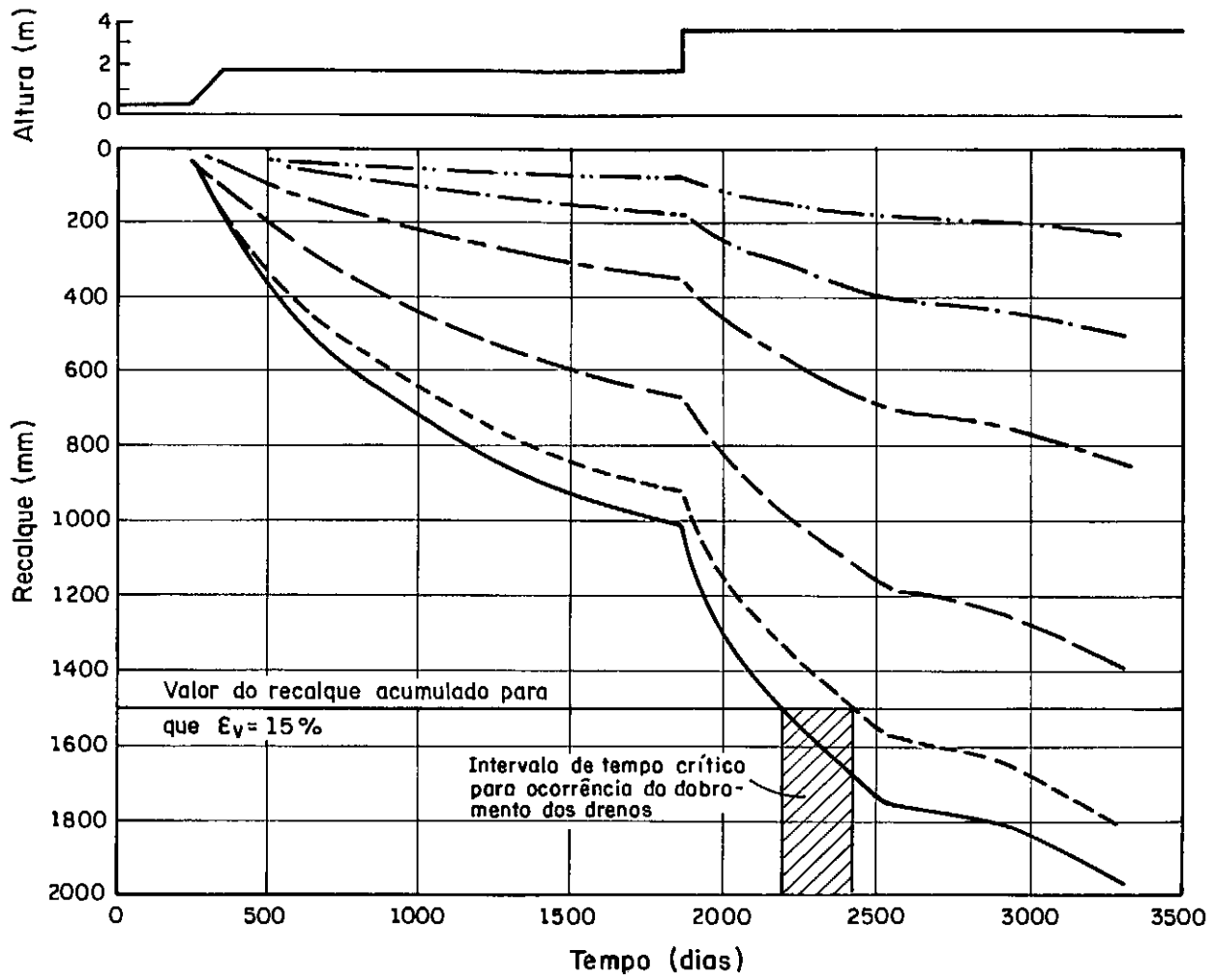


Fig.VI.6 - Variação dos valores de  $u/\Delta\sigma_v$  máximos vs tempo para piezômetros Casagrande instalados no meio da camada - comparação entre as seções B até G.



**Fig. VI.7 - Ensaio de Adensamento com Drenagem Radial Interna: Grau de Adensamento Médio versus Raiz Quadrada do Tempo para Vários Tipos de Drenos de Areia (APUD SINGH e HATTAB, 1979).**



Obs.: Extensômetro Magnético Vertical  $V_1$ , situado no Eixo da Seção Transversal.

Símbolo	Seção	Aranha	Z
—	E	(1)	0,00
- - -	E	(2)	0,10
- · - · -	E	(3)	0,22
- · - -	E	(4)	0,36
- · - · -	E	(5)	0,50
- · · -	E	(6)	0,66

Escalas:  
 Ordenada - 1:20.0  
 Abcissa - 1:25.0

Fig. VI.8 - Estudo da Ocorrência do Fenômeno do Dobramento para os Drenos Fibro-Químicos através de Dados de Recalque medido por Extensômetros Magnéticos Verticais para Seção E.

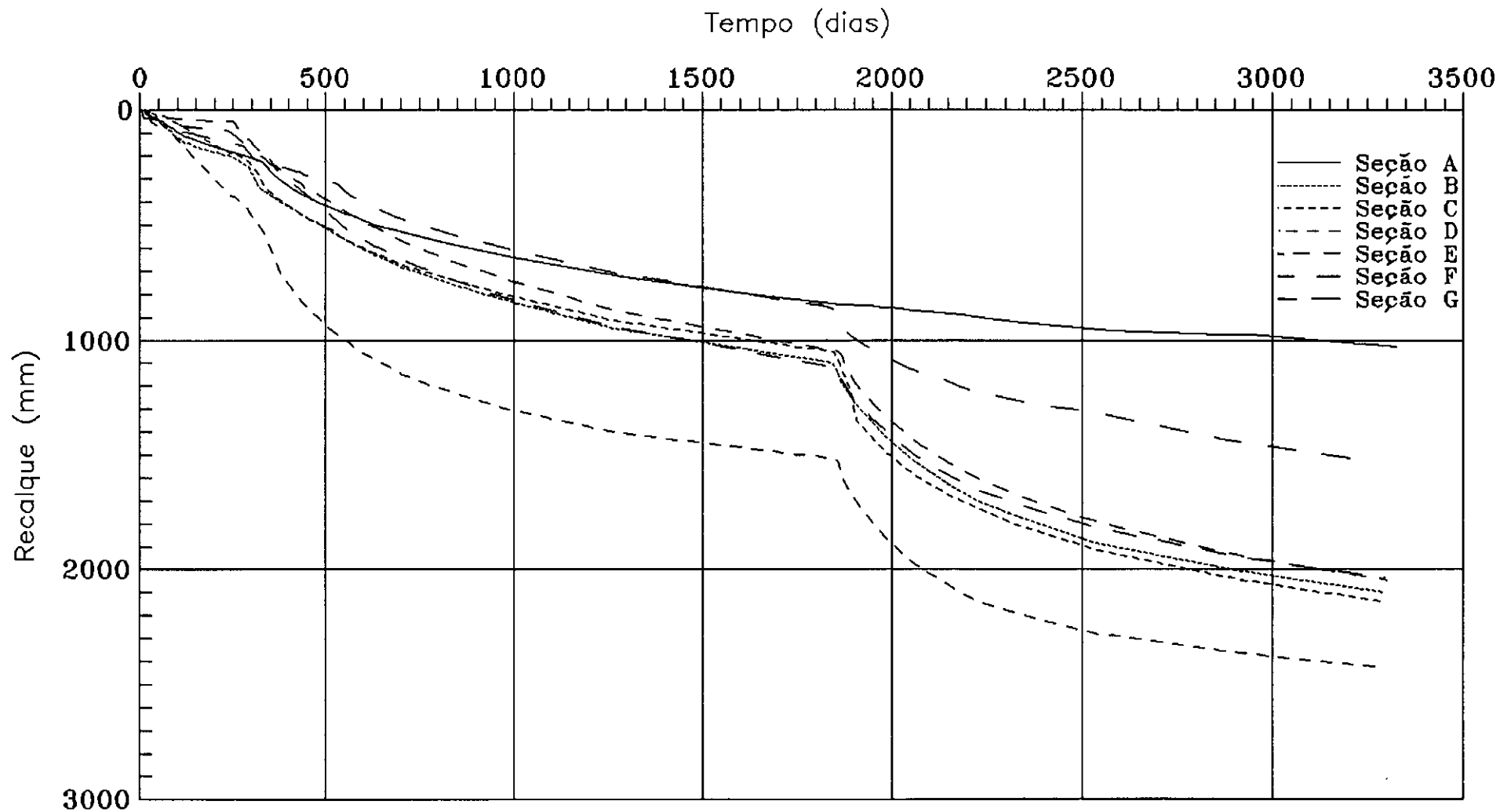


Fig VI.9 - Variação do recalque vs tempo para placas superficiais situadas no centro de cada seção do Aterro Experimental II.



## CAPITULO VII

### CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

#### VII.1 - INTRODUÇÃO

Objetivo principal deste trabalho foi o de realizar uma análise dos dados de excesso de poro pressão correspondentes à segunda fase de carregamento do Aterro Experimental II. Através destas medições foram obtidos valores de coeficiente de adensamento utilizando o método proposto por ORLEACH (1983), como também avaliados o desempenho dos diversos tipos de drenos verticais empregados sob o referido aterro.

Neste capítulo, tendo em vista os objetivos acima expostos, pretende-se apresentar conclusões e sugerir algumas propostas de futuras pesquisas para complementação do estudo aqui realizado.

#### VII.2 - CONCLUSÕES

##### VII.2.1 - SOBRE O ATERRO EXPERIMENTAL II:

a) No caso específico das medições dos excessos de poro pressão, considerando as dificuldades inerentes a este tipo de análise e aos objetivos para o qual foi projetado, a pesquisa viabilizada pela construção do Aterro Experimental II possibilitou conclusões importantes sobre o comportamento do depósito argiloso do Sarapuí, em especial quando da utilização de drenos

verticais como técnica de construção em solos de características semelhantes;

b) No entanto, pelas proporções do aterro construído, quantidade de drenos executados (1194 unidades), instrumentação empregada (105 piezômetros só para a segunda fase) e tempo de monitoração ( $\cong$  10 anos), sua pesquisa foi subutilizada. Para tal, contribuíram principalmente os seguintes fatores:

- O carregamento em pequenas etapas na primeira fase praticamente impossibilitou a análise em termos de poro pressão para este carregamento;
- Pouco investimento para manutenção da instrumentação e das equipes de trabalho responsáveis pela mesma, além de sua danificação devido a vários fatores como por exemplo ambientais, predatórios, etc;
- Falta de uma análise expedita das leituras de campo logo após a sua obtenção, além do longo período de tempo compreendido entre estas leituras e sua análise final;
- Arquivos de leituras de campo organizados de forma não satisfatória, o que resultou em perdas de informações importantes para análise dos mesmos;
- Sistemas computacionais criados para manuseio e arquivamento da grande quantidade de leituras obtidas incompletos, obrigando na utilização de programas paralelos para solução de problemas específicos, conseqüentemente aumentando o tempo no tratamento dos dados.

### VII.2.2 - SOBRE OS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO:

- a) O método proposto para obtenção de coeficientes de adensamento através de dados de excesso de poro pressão (ORLEACH, 1983) mostrou-se bastante adequado, além de possibilitar uma rápida e simples aplicação;
- b) A principal vantagem deste método residiu na não necessidade do conhecimento do valor do excesso de poro pressão inicial  $u_0$ . Outras vantagens adicionais foram, no caso de drenagem radial pura, não depender da localização da ponta do piezômetro em relação ao dreno, e, no caso de drenagem vertical pura, da profundidade deste. Para circunstâncias de drenagem combinada, este método não tem aplicabilidade;
- c) Os resultados de  $c_h$  corrigidos para o efeito de "smear" foram próximos aos de laboratório para seções com drenos de areia e um pouco inferiores às seções com drenos pré-fabricados. Diante disso, acredita-se que para os drenos de areia o amolgamento foi o principal fator a prejudicar seu funcionamento, enquanto para os drenos pré-fabricados fatores como colmatção, dobramento e durabilidade também contribuíram;
- d) Nas análises envolvendo drenos verticais, a influência da drenagem vertical é crescente com a proximidade das fronteiras drenantes e com o aumento da relação  $T_v/T_h$ , podendo superestimar os resultados de  $c_h$ . Em contraste com as análises de dados de recalque anteriormente realizada para o aterro em estudo (TERRA, 1988 e ALMEIDA e outros, 1990), a presença da drenagem vertical teve participação desprezível nos resultados de  $c_h$  obtidos

nestes trabalho;

- e) Os valores de  $c_v$  oriundos de retroanálises de dados de campo (recalque e excesso de poro pressão) foram superiores àqueles referentes aos ensaios de laboratório. Acredita-se que, pelo grande intervalo de tempo decorrido entre as duas fases de carregamento, o fenômeno de adensamento secundário teve importância significativa nestes resultados;
- f) A não linearidade da relação entre tensão efetiva e índice de vazios provavelmente contribuiu para fato dos coeficientes de adensamento provenientes de retroanálises de dados de recalque terem sido superiores aos referentes a dados de excesso de poro pressão;

### VII.2.3 - SOBRE O DESEMPENHO DOS DRENOS:

- a) As análises aqui realizadas parecem indicar que os drenos de areia tiveram globalmente um melhor desempenho que os drenos pré-fabricados, ressaltando-se dentre os primeiros os drenos jateados e em seguida, contrariando o esperado, os drenos ponta fechada. Dentre os drenos pré-fabricados, os drenos de geotêxtil apresentaram aparentemente melhor desempenho que os drenos fibro-químicos;
- b) A execução dos drenos jateados e, em menor escala, dos drenos tipo ponta fechada provoca a formação de fendas ou fraturas preenchidas com material arenoso, as quais resultam numa diminuição ainda maior no caminho de drenagem. Este fenômeno, não presente nos drenos ponta aberta, serviria como elemento compensador ao

- amolgamento relacionado a estes drenos;
- c) O fenômeno descrito acima, aliado à baixa sensibilidade da argila do Sarapuí, provavelmente foram responsáveis pelo desempenho superior apresentado pelos drenos ponta fechada em relação aos drenos ponta aberta e pré-fabricados, apesar do forte amolgamento provocado pela sua execução;
- d) Drenos pré-fabricados não são recomendados para uso em longos períodos de funcionamento. Neste caso, fatores como dobramento, durabilidade e principalmente colmatação podem reduzir a capacidade de descarga destes drenos a valores inferiores aos mínimos recomendáveis para um bom funcionamento;
- e) Existem evidências (KREMER, 1983) que o dobramento possa ter influenciado o desempenho dos drenos fibro-químicos no período compreendido entre os 2200 e 2400 dias. Levando-se em consideração a data de carregamento ( $\cong$  1850 dias), acredita-se que o dobramento não foi condição determinante para o baixo rendimento apresentado pelos drenos pré-fabricados. No entanto, tal fato carece de confirmação "in situ";
- f) Existem condições favoráveis para que fenômenos como colmatação e ataque por agentes químico-biológicos também possam ter ocorrido nos drenos pré-fabricados. No entanto, só através de extração de amostras destes drenos para posteriores análises em laboratório, será possível confirmar e avaliar a influência destes fenômenos no desempenho dos drenos em questão;
- g) A escolha entre a utilização de drenos pré-fabricados ou drenos de areia também deve ser feita em conjunto com

critérios econômicos. Para situações onde existe um bom suprimento de areia, aliado ao fato de apresentarem um menor consumo em comparação aos drenos pré-fabricados, drenos de areia são geralmente os mais econômicos.

### VII.3 - PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

Com intuito de complementar o estudo acima realizado, os seguintes temas são propostos para pesquisas futuras:

- a) Aplicação do programa de elementos finitos CRISP para o estudo do adensamento nas seções sem drenos do Aterro Experimental II;
- b) Realização de ensaios de adensamento convencionais e especiais (por exemplo tipo CRS) em amostras extraídas sob o aterro para cada seção, visando determinar valores de  $c_v$  para as condições atuais de campo;
- c) Realização de ensaios de adensamento radial interno e externo utilizando a célula de Rowe, com o objetivo de comparação com outros resultados de  $c_h$  obtidos anteriormente e, no caso dos ensaios com drenagem interna, de pesquisar a eficiência de vários tipos de drenos verticais a exemplo dos ensaios realizados por SINGH e HATTAB (1979);
- d) Realização de ensaios de dissipação com piezocone sob o aterro, visando a determinação de valores de  $c_h$  em cada uma das seções para a segunda fase de carregamento;
- e) Realização de ensaios de cravação com piezocone sob o aterro para cada seção e comparação destes resultados com outros obtidos na Área Experimental do Sarapuí,

visando a estimativa do ganho de resistência para cada tipo de dreno;

- f) Realização de ensaios palheta de campo, com o mesmo equipamento utilizado por ORTIGÃO e COLLET (1986), de forma a se obter valores de resistência não drenada para cada seção e, através de comparação com outros ensaios realizados anteriormente para mesma área experimental, avaliar os ganhos de resistência obtidos para cada tipo de dreno. Tais resultados podem ser também comparados com aqueles obtidos na proposta acima com ensaios de piezocone;
- g) Realização de escavações para verificação das condições atuais de cada tipo de dreno utilizado sob aterro. Com isso, seria possível confirmar a presença do fraturamento apresentado pelos drenos jateados e ponta fechada, bem como a extração de amostras de drenos pré-fabricados com o objetivo de estudar os fatores que influenciaram seu baixo desempenho para a segunda fase. Tais estudos, incluiriam a realização ensaios triaxiais especiais para medição da capacidade de descarga dos drenos pré-fabricados, além de ensaios do tipo físico-químico para uma análise da eventual hipótese de ataque por agentes químico-biológicos das formas apresentadas na tabela VII.2;
- h) Estudo do adensamento secundário utilizando dados de recalque superficiais (placas de recalque) e em profundidade (extensômetros magnéticos verticais) para a primeira e segunda fase de carregamento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS <sup>[\*]</sup>

- ALDRICH, H.P. e JOHNSON, E.G. (1972), "Embankment Test Sections to Evaluate Field Performance of Vertical Sand Drains for Interstate 295 in Portland, Maine", Highway Research Record, n<sup>o</sup> 405, pp. 60-71.
- ALMEIDA, M.S.S. (1982), "The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories", Solos e Rochas, vol.5, n<sup>o</sup> 2, pp. 3-34.
- ALMEIDA, M.S.S. (1988), "Ensaio Especial de Adensamento", Anais do Simpósio Sobre Novos Conceitos e Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 1-27.
- ALMEIDA, M.S.S., COLLET, H.B., ORTIGÃO, J.A.R. e TERRA, B.R.C.S.S.R. (1989a), "Settlement Analysis of Embankment on Rio de Janeiro Clay with Vertical Drains", Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics to the XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, pp. 105-110.
- ALMEIDA, M.S.S., LACERDA, W.A., FERREIRA, C.S. e TERRA, B.R.C.S.S.R. (1989b), "The Efficiency of Vertical

-----

[\*] As referências destacadas com [\*] foram citadas por outros autores.



Drainage Systems for Ground Improvement in a Very Soft Clay", Proc. II Int. Conf. on Found. and Tunnels, London, vol.1, pp. 393-398.

ALMEIDA, M.S.S., COLLET, H.B., CARVALHO, S.R.L. e FERREIRA, C.A.M. (1990), "Estudos Complementares Sobre o Comportamento do Aterro Experimental II", Relatório de Pesquisa, IPR/DNER.

ANTUNES, F. (1978), "Ensaio de Caracterização Geológica, Pedológica e Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro", Relatório de Pesquisa, nº 2019-02.02-2/10/42, IPR/DNER.

AOKI MORUMBI PLAN. e DESENV. Ltda (sem data), Manual do fabricante dos drenos fibro-químicos, São Paulo.

ASAOKA, A. (1978), "Observational Procedure of Settlement Prediction", Soils and Foundations, vol.18, nº 4, pp. 87-101.

(\*)

BALIGH, M.M. e LEVADOUX, J.N. (1980), "Pore Pressure Dissipation After Cone Penetration", Research Report R80-11, MIT, Cambridge, Mass..

(\*)

BALIGH, M.M. e LEVADOUX, J.N. (1986), "Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II: Interpretation", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.112, pp. 727-745.

(\*)

BARRON, R. A. (1944), "The Influence of Drain Wells on Consolidation of Fine-Grained Soils", Providence (R.I.) Dist., U.S. Engr. Office.

BARRON, R. A. (1948), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", Transactions, ASCE, vol.113, pp. 718-754.

(\*)

BJERRUM, L. (1972), "Embankments on Soft Ground", Proc. ASCE Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, vol.2, pp.1-54, West Laffayette, Purdue Univ..

BOTSMA, K. e HORVAT, E. (1967), "The Advantages and Disadvantages of Application of Sand Drains and Preloading at an Excavation in Rotterdam", Proc. Geotechnical Conference, OSLO, vol.1, pp. 9-11.

BRENNER, R. P. e PBEBAHARAN, N (1983), "Analysis of Sandwick Performance in Soft Bangkok Clay", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp.579-586.

(\*)

BROMWELL, L. G. e LAMBE, W. T. (1968), "A Comparison of Laboratory and Field Values of  $c_v$  for Boston Blue Clay", Soil Publication, n<sup>o</sup> 205, MIT, Cambridge, Mass..

CARRILLO, N. (1942), "Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils", Journal of Mathematics and Physics, vol.21, pp. 1-5.

- CARVALHO, S.R.L. (1988), "Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila do Sarapuí", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.
- CASAGRANDE, L. e POULOS S. (1969), "On de the Effectiveness of Sand Drains", Canadian Geotechnical Journal, vol.6, n<sup>o</sup> 3, pp. 287-326.
- CASANOVA, F.J. (1991), "Comunicação Pessoal".
- COLLET, H.B. (1978), "Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.
- COLLET, H.B. (1983), "Projeto de Análise de Comportamento de Dispositivos de Drenagem em um Aterro Experimental", Relatório de Pesquisa, IPR/DNER.
- COLLET, H.B. (1985), "O Aterro Experimental II do IPR: da sua Concepção à uma Análise de Recalques", Tese para Concurso de Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da UFF.
- COLLET, H.B. (1991), "Comunicação Pessoal".
- COPPETEC-ET 150404 III (1990), "Análise do Comportamento do Aterro da Subestação São José através de Instrumentação de Campo", Relatório Técnico para FURNAS S.A., COPPE/UFRJ.

CORTES, H. V. M. e ADEODATO, H. V. F. (1978), "Processos de Execução de Drenos Verticais de Areia de Emprego Corrente no Brasil", VIII Cong. Bras. de Mec. Solos e Eng. de Fund., Porta Alegre, vol 1, pp. 181-185.

COSTA FILHO, L. M., ARAGÃO, C. J. G. e VELLOSO, P. P. C. (1985), "Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do Grande Rio de Janeiro", Solo e Rochas, vol. 8, n<sup>o</sup> 1, pp. 3-13.

COUTINHO, R. Q. (1976), "Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.

COUTINHO, R. Q. (1986), "Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaiba", Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.

(\*)

COUTINHO, R. Q. (1989), "Comunicação Pessoal entre os Professores R. Q. Coutinho e F. A. B. Danziger".

DANZIGER, F. A. B. (1990), "Desenvolvimento de Equipamento de Ensaio de Piezocone: Aplicação a argilas Moles", Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.

DAVIES, J. A. e HUMPHESON, C. (1981), "A Comparison between the Performance of Two Types of Vertical Drain Beneath a Trial Embankment in Belfast", Geotechnique, n<sup>o</sup> 1, pp. 19-31.

- DUNNICLIFF, J. (1988), Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, John Wiley & Sons.
- ERIKSSON, L. e EKSTRÖM, A. (1981), "The Efficiency of Three Different Types of Vertical Drain - Results from a Full-Scale Test", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 605-610.
- GARASSINO, A., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e TONGHINI, M. (1979), "Behaviour of Pre-Loading Embankments on Different Vertical Drain With Reference to Soil Consolidation Characteristics", Proc. VII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Brighton, vol.3, pp.213-218.
- GERSCOVICH, D.M.S. (1983), COSTA FILHO, L.M. e BRESSANI, L.A., (1986), "Propriedades Geotécnicas da Camada Ressecada de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense, VIII Cong. Bras. de Mec. Solos e Eng. de Fund., Porta Alegre, vol 2, pp. 289-300.
- HANSBO, S. (1960), "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", Proc. Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, n<sup>o</sup> 18.
- HANSBO, S. (1979), "Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains", Ground Engineering, vol.12, n<sup>o</sup> 5, pp.16-25.

- HANSBO, S. (1981), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains", Proc. X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Stockholm, vol.3, pp. 677-682.
- HANSBO, S. (1983a), "How to Evaluate the Properties of Prefabricated Drains", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 621-626.
- HANSBO, S. (1983b), "Discussion to Specialty Session 6", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.3, pp. 1238-1239.
- HANSBO, S. (1987), "Fact and Fiction in the Field of Vertical Drainage", Proc. of Int. Symp. on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary, pp. 61-72.
- HANSBO, S., JAMIOLKOWSKI, M. e KOK, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains", Geotechnique, n° 1, pp. 45-66.
- HEGG, V., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e PARVIS, E. (1983), "Behaviour of Oil Tanks on Soft Cohesive Ground Improved by Vertical Drains", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 627-632.
- HOEDET, G. (1981), "Laboratory Testing of Vertical drains", Proc. X Int. Conf. on Soil Mech. and Found.

Engineering, Stockholm, vol.1, pp. 627-630.

HOLTZ, R.D. e CHRISTOPHER, B.R. (1987), "Characteristics of Prefabricated Drains for Accelerating Consolidation", Proc. IX European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Dublin, vol.2, pp. 903-906.

HOLTZ, R.D., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e PEDRONI, S. (1987), "Performance of Prefabricated Band-Shaped Drains", CIRIA - RPS 364, London.

HOLTZ, R.D., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e PEDRONI, S. (1989), "Behaviour of Bent Prefabricated Vertical Drains", Proc. XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.3, pp. 1657-1660.

HOLTZ, R.D., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e PEDRONI, S. (1991), "Laboratory Testing of Prefabricated Wick Drains", Proc. Geo-Coast, Japão, Preprints, pp. 1-6.

(\*)

HOLTZ, R.D. e HOLM, B.G. (1972), "Excavation and Sampling around some Sand Drains at Skå-Edeby, Sweden", Proc. Swedish Geotechnical Institute, n<sup>o</sup> 51. Também publicado em Proc. VI Scandinavian Geotechnical Meeting, Trondheim, Norw. Geot. Inst, Oslo, pp.79-85.

(\*)

HOULSBY, G.T. e TEH, C.I. (1988), "Analysis of the Piezocone in Clay", Proc. of the I Int. Symp. on Penetration Testing, Orlando, vol. 2, pp. 777-783.

HVORSLEV, M. J. (1951), "Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations", Bulletin n<sup>o</sup> 36, Walterways Experimental Station, Corps Engineers, Vicksburg, Mississippi.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T. e LANCELLOTA, R. (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", Theme Lectures, Proc. XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, S. Francisco, vol.1, pp. 57-153.

JAMIOLKOWSKI, M. e LANCELLOTA, R. (1984), "Embankment on Vertical Drains - Pore Pressures during Construction", Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, vol.1, pp. 275-278, Univ. Missouri-Rolla, USA.

JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTA, R. e WOLSKI, W. (1983), "Precompression and Speeding-up Consolidation", S.O.A. and General Report, Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.3, pp. 1201-1226.

JANSEN, H. L. e DEN HOEDT, G. (1983), "Vertical Drains: In Situ and Laboratory Performance and Design Consideration", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 633-636.

JOHNSON, S. J. (1970), "Foundation Precompression with



Vertical Sand Drain", Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol.96, n<sup>o</sup> SM1, pp.145-170.

(\*)

KJELLMAN, W. (1937), "Redogörelse för Statens Geotekniska Instituts Verksamhet under Åren 1944-1948", Swedish Geot. Inst., Meddelande, n<sup>o</sup> 2.

KJELLMAN, W. (1948a), "Accelerating Consolidation of Fine Grained Soils by Means of Cardboard Wicks", Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rotterdam, vol.2, pp. 302-305.

KJELLMAN, W. (1948b), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", Transactions, ASCE, vol.113, pp.718-754, contribuição para discussão.

KODA, E., SZYMANSKI, A. e WOLSKI, W. (1989), "Behaviour of Geodrains in Organic Subsoil", Proc. XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.2, pp. 1377-1380.

KREMER, R. (1983), "Discussion to Specialty Session 6", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 721-726.

(\*)

LEONARDS, G. A. e ALTSCHAEFFL, H. G. (1964), "Compressibility of Clay", Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 90, n<sup>o</sup> SM5, pp. 133-135.

(\*)

LEVADOUX, J. N. (1980), "Pore Pressure Generated during Cone

- Penetration", Ph.D. Thesis, MIT, Cambridge, Mass..
- MAGNAN, J.P. e DEROY, J.M. (1980), "Analyse Graphique des Tassements Observés sous les Ouvrages", Bull. Liaison Lab. des Ponts e Chaussées, n<sup>o</sup> 109, pp. 45-52.
- MARTINS, I.S.M. (1991), "Comunicação Pessoal".
- MARTINS, I.S.M. e LACERDA, W.A. (1985), "A Theory of Consolidation with Secondary Compression", Proc. XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, S. Francisco, vol.2, pp. 567-570.
- MASSARSCH, K.R. e KAMON, M. (1983), "Performance of Driven Sand Drains", Proc. VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 659-662.
- McGOWN, A. e HUGHES, F.H. (1981), "Practical Aspects of the Design and Installation of Deep Vertical Drains", Geotechnique, n<sup>o</sup> 1, pp.3-17.
- (\*)
- NEWMAN, A.B. (1931), "The drying of Porous Solids", Transactions, American Inst. Chem. Eng., vol.27, p.310.
- OLSON, R.E. (1977), "Consolidation Under Time Dependent Loading", Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, vol.103, n<sup>o</sup> GT1, pp.55-60.
- OLSON, R.E. e LADD, C.C. (1979), "One-dimensional Consolidation Problems", Journal of the Geotechnical

Eng. Div., ASCE, vol.105, n<sup>o</sup> GT1, pp.11-30.

ORLEACH, P. (1983), "Techniques to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains", M.Sc. Thesis, MIT, Cambridge, Mass..

ORTIGÃO, J.A.R. (1975), "Piezômetros Hidráulicos Fabricados no IPR", Relatório de Pesquisa, n<sup>o</sup> 2019-02.02/2/02/42, IPR/DNER.

ORTIGÃO, J.A.R. (1980), "Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro", Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.

ORTIGÃO, J.A.R. e COLLET, H.B. (1986), "A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta", Solos e Rochas, vol.9, n<sup>o</sup> 2, pp.33-45.

POULOS, H.G. e DAVIS, E.H. (1974), Elastic Solutions for Soils and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York.

PENMAN, A.D.M (1960), "A Study of the Response Time of Various Types of Piezometer", Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils", Butterworths, London.

(\*)

RENDULIC, L. (1935), "Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern", Wasserwirtsch. u. Technik, vol.2, pp.250-253 e 269-273.

- RICHART Jr., F.E. (1959), "Review of The Theories for Sand Drains", Transactions, ASCE, vol.124, pp. 709-739.
- ROLLIN, A.L. e LOMBARD, G (1988), "Mechanism Affecting Long-term Filtration Behaviour of Geotextiles", Geotextiles and Geomembranes, n<sup>o</sup> 7, pp.119-145.
- SANTA MARIA, P.E.L. (1977), "Ensaio de Adensamento com Drenagem Radial Interna e Externa - Solução Teórica", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.
- SCHIFFMAN, R.L. (1959), "Consolidation of Soil Under Time-Dependent Loading and Varying Permeability", Proc. Highway Research Board, vol.39, pp.584-617.
- SCOTT, R.F. (1963), Principles of Soils Mechanics, Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Massachusetts.
- SIMONS, N.E. (1965), "Consolidation Investigation on Undisturbed Fornebu Clay", Norwegian Geotech. Inst., Oslo, n<sup>o</sup> 62, pp.1-9.
- SINGH, G. e HATTAB, T.N. (1979), "A Laboratory Study of Efficiency of Sand Drains in Relation to Methods of Installation and Spacing", Geotechnique, vol. 29, n<sup>o</sup> 4, pp. 395-422.
- SPADA, J.L.G. (1991), "Ensaio de Filtração em Solos com Geotêxtil", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.

TAYLOR, D.W. (1948), Fundamentals of Soil Mechanics, John Willey & Sons, Inc., New York.

TERRA, B.R.C.S.S.R. (1988), "Análise de Recalques do Aterro Experimental II sobre a Argila Mole do Sarapuí com Elementos Drenantes", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.

(\*)

TERZAGHI, K. e FRÖHLICH, O.K. (1996), Theorie der Setzung von Tonschichten, F.Deuticke, Leipzig.

TERZAGHI, K. (1943), Theoretical Soil Mechanics, Willey & Sons, Inc., New York.

TERZAGHI, K. (1945), "Drainage of Clay Strata by Filter Wells", Civil Engineering, ASCE, vol.15, pp. 463-464.

TRAUTWEIN, S.J., OLSON, R.E. e THOMAS, R.L. (1981), "Radial Flow Consolidation Testing", Proc. X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Stockholm, vol.1, pp. 811-814.

(\*)

VARGAS, M. (1949), "A Teoria dos Drenos Verticais de Areia", Revista do Clube de Engenharia, n<sup>o</sup> 152.

VIEIRA, L.O.M. (1988), "Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário", Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.

VREEKEN, C., VAN DEN BERG, F. e LOXHAM M. (1983), "The Effect of Clay-drain Interface Erosion on the Performance of the Band-Shaped Vertical Drains", Proc.

VIII European Conf. on Soil Mech. and Found.  
Engineering, Helsinki, vol.2, pp. 713-716.

WOLSKI, W. (1987), "General Reports of Filters Session 9",  
Proc. IX European Conf. on Soil Mech. and Found.  
Engineering, Dublin, Preprints, pp. 9.1-9.16.

YOSHIKUNI, H. e NAKANODO, H. (1974), "Consolidation of  
Fine-grained Soils by Drain Wells with Finite  
Permeability", Soils and Foundations, n<sup>o</sup> 2, pp. 35-46.

APENDICE A**DADOS PIEZOMETRICOS UTILIZADOS PARA OBTENÇÃO DE VALORES DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO CORRESPONDENTE A SEGUNDA FASE DE CARREGAMENTO DO ATERRO EXPERIMENTAL II**

As tabelas A1 a A7 mostram os dados de excesso de poro pressão, medidos em piezômetros hidráulicos e de Casagrande, utilizados para a obtenção de coeficientes de adensamento para a segunda fase de carregamento. Os valores do coeficiente de adensamento e do termo  $vu_0$  foram calculados para cada piezômetro. Estes resultados foram divididos em dois períodos de análise para cada seção, de acordo como ilustrado na tabela V.3.

Tab. A.1 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_h$  retroanalísados obtidos para seção B na 2ª fase de carregamento.

Piezômetro Hidráulico <sup>[2]</sup>			Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		t (dias)	u (kPa)		
	P13 (Z=0,64)	P15 (Z=1,02)		C6 (Z=0,92)	C8 (Z=0,90)	
1904	21,35	24,50	1904	23,82	27,03	
1932	19,60	23,05	1939	21,71	26,96	
1958	19,15	23,55	1958	22,85	26,43	
1986	18,85	22,20	1986	22,17	26,18	
2022	16,75	20,95	2022	20,83	24,76	
2062	15,50	20,00	2062	20,23	24,02	
2149	12,85	17,45	2149	17,74	21,61	
2219	14,35	18,35	2219	18,19	20,91	
2309	13,20	17,10	2309	16,24	18,95	
$c_h$ <sup>[4]</sup>	1,77	1,32	2394	14,30	17,05	
$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	21,37	24,98	2538	12,25	14,86	
r	0,92	0,95	2910	9,25	11,18	
			3288	6,57	8,07	
			$c_h$ <sup>[4]</sup>	1,31	1,33	1º Per.
			$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	24,59	29,13	
			r	0,97	0,99	
			$c_h$ <sup>[4]</sup>	1,34	1,30	2º Per.
			$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	24,39	28,73	
			r	1,00	1,00	

Obs.:

[1]- 1º per. de análise:

1904 < t < 2309

2º per. de análise:

1904 < t < 3288;

[2]- Os dados dos piez.

hidráulicos somente

correspondem ao 1º

per. de análise;

[3]-  $Z = z / H_d$ ;

[4]- Valores de  $c_h$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[5]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[6]- r = Coeficiente de correlação linear.



Tab. A.2 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_h$  retroanalizados obtidos para seção C na 2ª fase de carregamento.

Piezômetro Hidráulico <sup>[2]</sup>			Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		t (dias)	u (kPa)		
	P07 (Z=0,94)	P04 (Z=1,32)		C3 (Z=1,00)	C6 (Z=1,04)	
1907	33,60	31,15	1907	27,42	24,08	
1935	32,65	30,15	1942	27,88	24,19	
1961	33,40	30,60	1961	26,96	23,22	
1989	33,05	30,10	1989	26,54	22,80	
2025	32,40	29,30	2025	23,33	21,60	
2065	31,45	28,25	2065	24,18	20,80	
2152	30,10	26,50	2152	22,35	19,79	
2202	29,35	26,50	2222	21,76	19,83	
2312	27,70	24,61	2312	20,59	18,45	
$c_h^{[4]}$	0,70	0,85	2397	18,82	16,78	
$\nu u_o^{[5]}$	34,64	32,16	2541	17,05	15,28	
r	0,98	0,99	2913	12,35	10,66	
			3291	10,00	8,73	
			$c_h^{[4]}$	1,15	0,98	1ª Per.
			$\nu u_o^{[5]}$	29,09	24,86	
			r	0,99	0,97	
			$c_h^{[4]}$	1,10	1,09	2ª Per.
			$\nu u_o^{[5]}$	20,81	25,16	
			r	1,00	1,00	

Obs.:

[1]- 1ª per. de análise:  
1907 < t < 2312

2ª per. de análise:  
1907 < t < 3291;

[2]- Os dados dos piez. hidráulicos somente correspondem ao 1ª per. de análise;

[3]-  $Z = z / H_d$ ;

[4]- Valores de  $c_h$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[5]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[6]- r = Coeficiente de correlação linear.

Tab. A.3 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_h$  retroanalísados obtidos para seção D na 2ª fase de carregamento.

Piezômetro Hidráulico <sup>[2]</sup>			Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		t (dias)	u (kPa)		
	P13 (Z=0,66)	P15 (Z=1,10)		C6 (Z=0,96)	C8 (Z=0,90)	
1908	18,70	19,00	1908	11,22	18,17	
1915	18,10	18,95	1943	9,75	17,19	
1927	17,25	18,15	1962	9,73	16,89	
1936	16,85	17,75	1990	8,98	16,73	
1962	17,45	18,75	2026	9,25	15,97	
1990	17,25	18,40	2066	7,48	14,49	
2026	15,90	17,00	2153	6,43	12,46	
2066	14,55	15,55	2223	6,83	12,30	
2153	12,15	13,05	2313	5,97	9,80	
2223	12,35	14,40	2398	4,93	8,06	
2313	10,65	10,60	2542	3,75	6,45	
$c_h$ <sup>[4]</sup>	1,95	2,10	2914	2,80	4,30	
$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	19,59	20,93	3292	1,29	2,86	
r	0,98	0,98	$c_h$ <sup>[4]</sup>	2,17	2,12	1º Per.
			$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	11,32	19,92	
			r	0,95	0,99	
			$c_h$ <sup>[4]</sup>	2,09	2,02	2º Per.
			$\nu u_o$ <sup>[5]</sup>	11,16	19,26	
			r	0,99	0,99	

Obs.:

[1]- 1º per. de análise:

1908 < t < 2313

2º per. de análise:

1908 < t < 3292;

[2]- Os dados dos piez.

hidráulicos somente

correspondem ao 1º

per. de análise;

[3]-  $Z = z / H_d$ ;

[4]- Valores de  $c_h$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[5]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[6]- r = Coeficiente de correlação linear.

Tab. A.4 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_h$  retroanalísados obtidos para seção E na 2ª fase de carregamento.

Piezômetro Hidráulico [2]			Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		t (dias)	u (kPa)		
	P02 (Z=0,66)	P06 (Z=1,10)		C3 (Z=0,94)	C8 (Z=1,02)	
1918	28,67	27,99	1918	28,61	27,95	
1925	28,62	28,44	1953	28,50	27,82	
1937	28,17	27,49	1972	26,95	27,42	
1946	27,57	26,99	2000	27,31	26,96	
1971	27,62	26,84	2036	27,09	26,46	
2000	26,47	26,04	2076	26,17	25,38	
2036	25,62	24,24	2163	24,10	23,64	
2076	23,72	23,19	2233	23,57	23,47	
2163	21,77	21,99	2323	21,31	21,47	
2233	21,62	21,34	2408	20,39	20,44	
2323	21,72	20,99	2552	18,72	18,88	
$c_h^{[4]}$	1,25	1,24	2924	14,55	15,48	
$\nu u_o^{[5]}$	29,37	28,83	3302	12,37	13,27	
r	0,96	0,97	$c_h^{[4]}$	1,09	1,03	1º Per.
Obs.:			$\nu u_o^{[5]}$	30,00	29,32	
[1]- 1º per. de análise: 1918 < t < 2323 2º per. de análise: 1918 < t < 3302;			r	0,98	0,99	
[2]- Os dados dos piez. hidráulicos somente correspondem ao 1º per. de análise;			$c_h^{[4]}$	1,02	0,88	2º Per.
[3]- $Z = z / H_d$ ;			$\nu u_o^{[5]}$	29,41	28,51	
			r	1,00	1,00	

[4]- Valores de  $c_h$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[5]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[6]- r = Coeficiente de correlação linear.

Tab. A.5 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_h$  retroanalísados obtidos para seção F na 2ª fase carregamento.

Piezômetro Casagrande				t (dias)
$u$ (kPa)				
C3 (z=1,02)	C6 (z=0,96)	C8 (z=0,98)		
1910	27,65	24,69	25,70	
1945	26,30	27,75	25,70	
1964	26,83	25,08	25,52	
1992	26,45	25,57	23,88	
2028	26,15	23,20	24,38	
2068	25,88	23,79	24,09	
2155	24,74	22,30	23,95	
2225	23,85	22,12	23,15	
2315	21,92	20,00	21,18	
2400	20,74	18,64	19,91	
2544	19,08	17,79	18,32	
2916	14,04	13,27	13,45	
3294	11,50	10,76	11,00	
$c_h^{[4]}$	0,89	1,00	0,73	1º Per.
$\nu u_o^{[5]}$	28,29	26,44	26,25	
r	0,97	0,94	0,93	
$c_h^{[4]}$	1,19	1,18	1,16	2º Per.
$\nu u_o^{[5]}$	29,10	27,00	27,45	
r	1,00	1,00	0,99	

Obs.:

[1]- 1º per. de análise:

1910 < t < 2315

2º per. de análise:

1910 < t < 3294;

[2]-  $Z = z / H_d$ ;

[3]- Valores de  $c_h$ :

$\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ ;

[4]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[5]- r = Coeficiente de correlação linear;

[6]- Nesta seção não foram instalados piez. hidráulicos.

Tab. A.6 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_v$  retroanalizados obtidos para seção G na 2ª fase de carregamento.

Piezômetro Hidráulico [2]			Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		t (dias)	u (kPa)		
	P13 (z=0,66)	P15 (z=1,10)		C3 <sup>[7]</sup> (z=0,96)	C13 (z=1,38)	
1891	25,54	32,84	1891	22,42	34,98	
1898	24,44	32,76	1926	26,14	35,61	
1910	25,04	32,84	1945	26,87	35,43	
1919	24,64	32,69	1973	28,76	35,43	
1945	24,64	32,79	2009	28,84	34,96	
1973	23,94	32,34	2049	29,91	34,66	
2009	22,84	31,99	2136	30,07	34,19	
2049	23,24	32,04	2206	29,33	33,12	
2136	21,74	31,19	2296	28,47	31,94	
2205	21,84	31,14	2381	28,68	32,00	
2296	21,94	31,24	2525	29,13	31,16	
$c_v$ [4]	3,87	1,49	2897	28,02	28,70	
$\nu u_o$ [5]	25,43	32,84	3274	28,18	26,22	
r	0,92	0,95	$c_v$ [4]	4,04	2,44	1º Per.
			$\nu u_o$ [5]	5,64	36,16	
			r	0,61	0,94	
			$c_v$ [4]	0,49	2,19	2º Per.
			$\nu u_o$ [5]	23,04	36,09	
			r	0,26	0,99	

Obs.:

[1]- 1º per. de análise:

1891 < t < 2296

2º per. de análise:

1891 < t < 3274;

[2]- Os dados dos piez.

hidráulicos somente

correspondem ao 1º

per. de análise;

[3]-  $Z = z / H_d$ ;

[4]- Valores de  $c_v$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[5]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[6]- r = Coeficiente de correlação linear;

[7]- Valores de  $c_v$  não considerados na análise.

Tab. A.7 - Valores de excesso de poro pressão e de  $c_v$  retroanalísados obtidos para seção G na 2<sup>ª</sup> fase de carregamento.

Piezômetro Casagrande			
t (dias)	u (kPa)		
	C21 (z=0,96)	C22 (z=1,38)	
1891	20,61	27,14	
1926	19,99	27,83	
1945	19,49	27,57	
1973	19,34	27,47	
2009	18,21	26,75	
2049	17,47	26,61	
2136	16,49	25,59	
2206	16,03	24,95	
2296	15,18	23,73	
2381	14,48	22,96	
2525	13,92	22,34	
2897	12,04	19,38	
3274	11,08	17,84	
$c_v^{[4]}$	7,56	3,69	1 <sup>ª</sup> Per.
$\nu u_o^{[5]}$	21,12	28,62	
r	0,99	0,97	
$c_v^{[4]}$	4,49	3,44	2 <sup>ª</sup> Per.
$\nu u_o^{[5]}$	19,78	28,28	
r	0,97	0,99	

Obs.:

[1]- 1<sup>ª</sup> per. de análise:

1891 < t < 2296

2<sup>ª</sup> per. de análise:

1891 < t < 3274;

[2]-  $Z = z / H_d$ ;

[3]- Valores de  $c_v$ :  $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

[4]- Valores de  $\nu u_o$ : kPa;

[5]- r = Coeficiente de correlação linear.