

RECALQUES EM ATERRO INSTRUMENTADO CONSTRUÍDO SOBRE DEPÓSITO
MUITO MOLE COM DRENOS VERTICAIS NA BARRA DA TIJUCA, RIO DE JANEIRO

Marcus Vinicius Rios Bedeschi

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

Aprovada por:

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Sandro Salvador Sandroni, Ph.D.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Alberto Sampaio F. J. Sayão, Ph.D.

Prof. Fernando A. B. Danziger, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ-BRASIL

OUTUBRO DE 2004

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

BEDESCHI, MARCUS VINICIUS RIOS

Recalques em aterro instrumentado construído
sobre depósito muito mole com drenos verticais
na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro [Rio de Janeiro]
2004

XII, 172 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia civil, 2004)

Tese – Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Argila mole 2. Recalques 3. Poro-pressão

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Este trabalho é dedicado à memória de dois anjos em minha vida, meu avô Nelson Bedeschi e minha prima Michelle Bedeschi.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Willy Alvarenga Lacerda, pela amizade, pelos conhecimentos fornecidos em suas aulas ministradas e pela confiança depositada ao indicar-me à Geoprojetos.

Ao professor Sandro Sandroni, inspirador e co-orientador, pela destreza e generosidade em passar seus conhecimentos de forma simples e objetiva. Pelo companheirismo e pela amizade desenvolvida durante o período de atividades de execução da obra. Pela empolgação e incentivo demonstrados a cada etapa concluída deste trabalho.

Ao engenheiro Fabrício Antônio Florido de Souza pela amizade e competência na elaboração das figuras deste trabalho.

Ao técnico Ferdinando Ferreira Soares pela experiência compartilhada e pelos muitos ensinamentos fornecidos durante a execução da obra.

À Geoprojetos Engenharia Ltda pela doação de equipamentos utilizados.

A todos os membros pertencentes à grande família Geoprojetos, em especial, aos engenheiros Sidney Reis Barbosa e José Roberto Thedim Brandt pelo apoio e incentivo e aos amigos Antônio Garcia Sobrinho e Leny Maria Guimarães.

Aos engenheiros da Plarcon, Marcos Antônio, Ragoni e Luiz Cláudio pelo apoio dado durante a execução da obra.

À engenheira Ana Cristina M. G. Carvalho pela amizade e incentivo demonstrados durante a execução deste trabalho.

Aos professores e técnicos da COPPE/UFRJ que em muito contribuíram para minha formação.

Aos companheiros de mestrado da COPPE/UFRJ pela amizade e união nos momentos de dificuldade.

Aos membros da banca examinadora, pela disponibilidade em avaliar esta dissertação.

A meu pai Francisco Antônio Bedeschi pelo apoio incondicional nos meus estudos e na minha formação. Pelo amor, carinho e estímulo demonstrados em todas as etapas da minha vida.

A minha mãe Marise Rios Bedeschi pela sabedoria silenciosa inconfundível. Pelo amor, carinho e compressão em todos os momentos da minha vida.

A minha irmã Monique Rios Bedeschi pelo amor e pela amizade. Pela certeza na confiança que sempre estaremos juntos.

A minha eterna madrinha Sônia Rios pelo amor, carinho e os cuidados durante minha formação profissional.

Aos meus tios João Batista e Lady pela amizade e carinho durante minha permanência em Juiz de Fora.

A mãe Dedê pelo carinho e atenção dispensados a mim e a minha irmã em todos os momentos.

Ao meu afilhado Marco Antônio pela sua presença inspiradora.

Aos membros permanentes em meu coração Sr. Paulo T. Muto , Carmem T. Muto e família pelo amor, carinho e apoio durante todos os momentos da minha vida.

Ao amigo Joe T. Muto e família pelo carinho e companheirismo demonstrados ao longo de nossa sólida amizade.

Ao engenheiro André Pimenta Mathias pela amizade e pela recepção na cidade do Rio de Janeiro.

Ao amigo de todas as horas Rodrigo da Silva Ferreira pelo companheirismo e compreensão durante meu período de incubação para finalização deste trabalho.

Ao franco-luso-brasileiro Sérgio Costa e sua fiel escudeira Elaine pela amizade e incentivo nas horas mais difíceis.

A Renata Brum da Paz e família pelo amor e pela acolhida carinhosa na cidade do Rio de Janeiro.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

A Deus por iluminar meu caminho e por muitas vezes me carregar em seus braços nas horas em que eu não podia caminhar.

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

RECALQUES EM ATERRO INSTRUMENTADO CONSTRUÍDO SOBRE DEPÓSITO MUITO MOLE COM DRENOS VERTICAIS NA BARRA DA TIJUCA, RIO DE JANEIRO

Marcus Vinicius Rios Bedeschi

Outubro/2004

Orientador: Prof. Willy Alvarenga Lacerda

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação visa analisar os dados obtidos do monitoramento do aterro construído sobre depósito de argila muito mole, o qual se destina à construção de um condomínio na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro.

O objetivo reside em obter os valores dos coeficientes de adensamento através dos dados de recalque e poro-pressão e realizar uma análise comparativa com os valores encontrados nos ensaios de campo, compreendendo ensaios de dissipação com piezocone e permeabilidade in situ e ensaios de laboratório.

Inicialmente apresenta-se uma revisão bibliográfica das teorias e métodos de análise a serem utilizados nesta dissertação, seguida pela descrição do projeto e sua execução. Posteriormente, apresenta-se uma caracterização geotécnica do solo em estudo, baseada em ensaios de campo e laboratório, os resultados da instrumentação e as análises dos dados de recalque e poropressão.

Com base nos resultados dos coeficientes de adensamento, observa-se uma boa concordância entre os valores encontrados através de retroanálise dos dados de recalque e poro-pressão com os ensaios de permeabilidade in situ. Os resultados provenientes dos ensaios de adensamento e piezocone apresentam valores destoados dos encontrados através de outros métodos analisados. O valor do recalque final estimado em projeto, via umidade, apresenta boa concordância com os recalques medidos em campo e os obtidos por retroanálise dos dados de recalque.

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

SETTLEMENTS OF AN INSTRUMENTED EMBANKMENT WITH VERTICAL DRAINS
ON A VERY SOFT CLAY DEPOSIT IN THE BARRA DA TIJUCA, RIO DEJANEIRO

Marcus Vinicius Rios Bedeschi

October/2004

Advisor: Prof. Willy Alvarenga Lacerda

Department: Civil Engineering

This dissertation seeks to analyze the obtained data of the embankment monitoring built on deposit of very soft clay, which is destined to the construction of a condominium in Barra da Tijuca, Rio de Janeiro.

The objective is to obtain the values of the coefficients of consolidation through of the settlement and pore pressure data and to realize a comparative analysis with the values found in the field, encompassing dissipation tests with piezocone and "in situ" permeability and data from laboratory.

Initially it is presented a bibliography revision of the theories and analysis methods used in this dissertation followed by the description of the project and its execution. Later on, it is presented a geotechnical characterization of the soil in study, based on results of field and laboratory, the results of the instrumentation and the analyses of the settlement and pore pressure data.

The results of the coefficients of consolidation obtained present a good agreement between adjusted settlement data, pore pressure data and the results of "in situ" permeability. The results obtained in the laboratory and piezocone present different values when compared with other analysis methods. The predictions of the magnitude of settlements obtained present a good agreement when compared with measured in field and process back analysed with settlement data.

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO | 01 |
| I.1 – Apresentação geral..... | 01 |
| I.2 – Objetivos e organização da tese..... | 02 |
| CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 04 |
| II.1 – Introdução..... | 04 |
| II.2 – Teoria de adensamento..... | 04 |
| II.2.1 – Teoria de adensamento de TERZAGHI e FROLICH (1936)..... | 04 |
| II.2.2 – Teoria de adensamento de BARRON (1948)..... | 07 |
| II.2.3 – Teoria de adensamento para drenagem combinada radial e vertical..... | 09 |
| II.3 – Drenos verticais – Aspectos teóricos..... | 09 |
| II.3.1 – Eficiência dos drenos verticais..... | 10 |
| II.3.2 – Diâmetro equivalente dos drenos verticais pré-fabricados..... | 11 |
| II.3.3 – Área de influência e espaçamento dos drenos verticais..... | 11 |
| II.3.4 – Considerações sobre amolgamento – Efeito Smear..... | 12 |
| II.3.5 – Efeito da resistência hidráulica dos drenos verticais..... | 14 |
| II.4 – Método de ASAOKA para interpretação de medidas de recalque..... | 15 |
| II.4.1 – Construção gráfica do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DERROY (1980)..... | 16 |
| II.4.2 – Considerações finais sobre o método de ASAOKA..... | 17 |
| II.5 – Método de ORLEACH para interpretação de dados de poropressão..... | 17 |
| II.5.1 – Construção gráfica do método de ORLEACH (1983)..... | 19 |
| II.6 – Figuras..... | 19 |
| CAPÍTULO III – DESCRIÇÃO DO PROJETO E EXECUÇÃO | 25 |
| III.1 – Introdução..... | 25 |
| III.2 – Localização da área em estudo..... | 25 |
| III.3 – Zoneamento geotécnico do terreno..... | 26 |
| III.4 – Sequência executiva da área C..... | 26 |
| III.4.1 – Modelo geotécnico..... | 28 |
| III.4.2 – Cotas desejadas e recalques..... | 28 |
| III.4.3 – Velocidade dos recalques..... | 30 |
| III.4.4 – Estabilidade..... | 34 |
| III.4.5 – Sequência executiva..... | 34 |
| III.5 – Projeto de instrumentação..... | 35 |
| III.5.1 – Instalação dos instrumentos..... | 40 |
| III.6 – Execução da obra..... | 42 |
| III.6.1 – Sondagens..... | 42 |
| III.6.2 – Ensaio especiais..... | 43 |
| III.6.3 – Aterro na área C..... | 43 |
| III.6.4 – Cravação dos drenos pré-fabricados..... | 46 |
| III.6.5 – Execução da instalação dos instrumentos..... | 48 |
| CAPÍTULO IV – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA | 50 |
| IV.1 – Introdução..... | 50 |
| IV.2 – Sondagens de simples reconhecimento e perfis de solo..... | 50 |
| IV.3 – Ensaio de caracterização da área em estudo..... | 54 |
| IV.3.1 – Limites de Atterberg e umidade natural..... | 54 |
| IV.3.2 – Matéria orgânica..... | 54 |

| | |
|---|------------|
| IV.4 – Descrição do material utilizado como aterro..... | 59 |
| IV.5 – Ensaio especiais..... | 60 |
| IV.6 – Ensaio de Piezocone..... | 61 |
| IV.6.1 – Descrição do equipamento..... | 61 |
| IV.6.2 – Procedimento e sequência de ensaio..... | 61 |
| IV.6.3 – Resultados dos ensaios de piezocone..... | 62 |
| IV.7 – Ensaio de Palheta..... | 67 |
| IV.7.1 – Ensaio de palheta e equipamento utilizado..... | 67 |
| IV.7.2 – Procedimento e sequência de ensaio..... | 68 |
| IV.7.3 – Resultados dos ensaios de Palheta..... | 68 |
| IV.8 – Ensaio de adensamento..... | 70 |
| IV.8.1 – Coleta de amostras indeformadas..... | 70 |
| IV.8.2 – Procedimentos de amostragem..... | 70 |
| IV.8.3 – Equipamentos e procedimentos de ensaio..... | 72 |
| IV.8.4 – Resultado dos ensaios de adensamento..... | 72 |
| CAPÍTULO V – RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO..... | 82 |
| V.1 – Introdução..... | 82 |
| V.2 – Dados de recalque..... | 82 |
| V.3 – Dados piezométricos..... | 95 |
| V.3.1 – Tempo de resposta dos piezômetros..... | 122 |
| V.4 – Ensaio de permeabilidade “in situ”..... | 123 |
| V.4.1 – Descrição do equipamento..... | 123 |
| V.4.2 – Procedimento e sequência de ensaio..... | 123 |
| V.4.3 – Resultado dos ensaios de permeabilidade “in situ”..... | 125 |
| CAPÍTULO VI – ANÁLISES DOS DADOS DE RECALQUE E POROPRESSÃO..... | 127 |
| VI.1 – Introdução..... | 127 |
| VI.2 – Análise dos dados de recalque..... | 127 |
| VI.2.1 – Aplicação do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DEROY(1980)..... | 128 |
| VI.2.2 – Análise dos dados de recalque das placas PR-232 e PR-309..... | 133 |
| VI.3 – Análise dos dados de poropressão pelo método de ORLEACH (1983)..... | 135 |
| VI.4 – Análise dos ensaios de dissipação com piezocone..... | 140 |
| VI.5 – Análise dos coeficientes de adensamento a partir dos ensaios de permeabilidade “in situ”..... | 141 |
| VI.6 – Análise dos resultados dos ensaios de adensamento..... | 143 |
| VI.7 – Ajuste de curvas teóricas aos dados de recalque..... | 143 |
| VI.8 – Análise comparativa dos coeficientes de adensamento..... | 148 |
| CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS..... | 156 |
| VII.1 – Considerações iniciais..... | 156 |
| VII.2 – Conclusões..... | 156 |
| VII.2.1 – Conclusões sobre a instrumentação..... | 156 |
| VII.2.2 – Conclusões sobre os recalques..... | 156 |
| VII.2.3 – Conclusões sobre os coeficientes de adensamento..... | 157 |
| VII.3 – Propostas para pesquisas futuras..... | 158 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 159 |
| APÊNDICE 1 – FOTOS REFERENTES À EXECUÇÃO DA OBRA..... | 163 |

LISTA DE SÍMBOLOS

α_0 e α_1 – Intercepto e a inclinação da reta ajustada aos dados de poro-pressão utilizado no método de ORLEACH (1983) respectivamente;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots$ – raízes da equação de Bessel que satisfazem a equação;

β_1 – Coeficiente angular da reta ajustada aos dados de recalque utilizado no método de ASAOKA (1978);

$\Delta\sigma'$ – Variação da tensão efetiva;

$\Delta\sigma'_v$ – Variação da tensão vertical efetiva;

Δe – Variação do índice de vazios;

Δh – Variação da altura;

Δt – Variação do tempo;

ε_v – Deformação volumétrica vertical;

γ_{nat} – Peso específico natural do solo;

γ_{sat} – Peso específico saturado;

γ_w – Peso específico da água;

η – Parâmetro de eficiência dos drenos;

ρ – Recalque;

σ – Tensão total;

σ' – Tensão efetiva;

σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva inicial;

σ'_{vf} – Tensão vertical efetiva final;

σ'_{vm} – Tensão vertical de sobreadensamento;

a e b – Dimensões dos drenos pré-fabricados;

a_v – Coeficiente de compressibilidade;

c_c – Índice de compressão;

$c_c/(1+e)$ – Parâmetro de compressão virgem;

c_h – Coeficiente de adensamento horizontal;

c_s – Índice de recompressão;

c_v – Coeficiente de adensamento vertical;

D – Diâmetro do bulbo de areia;

d – Diâmetro interno do tubo do piezômetro Casagrande;

d_e – Diâmetro efetivo;

d_s – Diâmetro da área amolgada;

d_w – Diâmetro equivalente;
 e – Índice de vazios;
 e_0 – Índice de vazios inicial;
 E_{oed} – Módulo de compressão volumétrica;
 $F(n)$ – Função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;
 $F_q(n)$ – Parâmetro igual a $F(n)$, para o caso em que a resistência hidráulica é relevante;
 H – Espessura da camada;
 h – Umidade natural;
 H_1 – Carga piezométrica para $t = t_1$;
 H_2 – Carga piezométrica para $t = t_2$;
 H_d – Distância de drenagem;
 I_r – Índice de rigidez;
 $J_0, J_1, \dots, Y_0, Y_1$ – Funções de Bessel de primeira e Segunda ordem respectivamente;
 k_h – Coeficiente de permeabilidade horizontal;
 k_r – Permeabilidade na direção horizontal na região intacta;
 k_s – Permeabilidade na direção horizontal na região amolgada;
 k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical;
 k_w – Permeabilidade do dreno;
 L – Altura do bulbo de areia;
 l – Comprimento característico do dreno;
 LL – Limite de liquidez;
 LP – Limite de plasticidade;
 m – Coeficiente angular da reta no método por SANDRONI (2004);
 m – Relação referente à raiz quadrada dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical;
 m_v – Coeficiente de deformação volumétrica;
 n – Razão de espaçamento de drenos;
 PPI – Perda por ignição;
 q_w – Vazão do dreno;
 R – Raio do piezocone;
 r – Relação entre (c_h/c_v) utilizada no método de ASAOKA (1978);
 r_e – Raio de influência do dreno;
 R_{man} – Raio equivalente do mandril;
 RSA – Razão de sobreadensamento;
 R_{sm} – Raio do “smear”;

- r_w – Raio do dreno;
 s – Índice da zona amolgada;
 S_u – Resistência não drenada;
 t – Tempo;
 T^* – Fator tempo segundo HOULSBY e TEH (1988);
 T_h – Fator tempo horizontal;
 T_v – Fator tempo vertical;
 U_h – Grau de adensamento devido ao fluxo radial;
 U_v – Grau de adensamento devido ao fluxo vertical;
 U_{vh} – Grau de adensamento combinado;
 W_r – Resistência hidráulica do dreno;
 x, y, z – Coordenadas retangulares do ponto.

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I.1 – APRESENTAÇÃO GERAL

Atualmente, com a impossibilidade de crescimento dos centros urbanos, cada vez mais se torna necessária a utilização de todas as áreas disponíveis. Dentre estas áreas freqüentemente se encontram os solos moles com baixa capacidade de suporte. O tratamento destas baseava-se em técnicas que utilizavam a remoção do solo mole, mais difundidas e por isso mais aplicadas antigamente, devido ao desconhecimento do comportamento do solo carregado, o que impossibilitava utilizar o solo mole no seu próprio local.

Com base nesta necessidade, desenvolveram-se nas últimas décadas técnicas de estabilização destes solos de fundação objetivando prevenir rupturas por cisalhamento, conhecer e controlar a magnitude dos recalques.

A técnica utilizada baseava-se na construção do aterro por etapas, realizadas de forma a carregar o solo com uma carga inferior à carga final a ser aplicada, objetivando não ultrapassar a capacidade de carga do solo. As cargas posteriores seriam então aplicadas, em tempos pré-determinados, até se atingir a carga final almejada. O objetivo desta técnica reside em melhorar as condições de resistência ao cisalhamento do solo ao longo do tempo, com o aumento gradual das tensões efetivas obtido com a dissipação das poro-pressões induzidas pelo carregamento. Entretanto, o aspecto negativo desta técnica é o longo tempo necessário para se obter êxito nos objetivos traçados. Esta limitação pode ser minorada com a utilização de drenos verticais aceleradores de recalque associado com o carregamento por etapas.

Drenos verticais fundamentam-se em induzir um aumento da velocidade de adensamento através da criação de uma drenagem radial em adição à drenagem vertical existente, diminuindo a distância de percolação, aproveitando o fato de que a permeabilidade horizontal é freqüentemente maior do que a vertical em depósitos argilosos desta natureza.

Segundo JOHNSON (1970), o primeiro caso conhecido de aplicação de drenos verticais foi em 1934, num aterro rodoviário na Califórnia. No entanto, os principais estudos analíticos para drenos verticais de areia foram apresentados por BARRON (1948). No Brasil, o pioneirismo ficou por conta do trabalho apresentado por VARGAS (1949), fazendo-se uso dos drenos verticais de areia. Na década de 70, a diversificação e o aperfeiçoamento dos métodos de instalação dos drenos de areia

objetivaram minimizar os efeitos negativos do amolgamento causados por ocasião da cravação, denominado efeito “smear”.

Após este período, surgiram os drenos pré-fabricados, os quais pelo seu tamanho, forma e processo de cravação, acreditava-se que induziriam menores perturbações no solo. Os estudos desenvolvidos por SAYE (2001) constataam que a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia.

Apesar da teoria e emprego dos drenos verticais em diversas obras de engenharia abrangerem muitas décadas, ainda persistem dúvidas devido à complexidade do fenômeno.

Os problemas basicamente residem na determinação dos parâmetros do solo, em especial, o valor do coeficiente de adensamento horizontal e os efeitos perturbadores causados pela cravação.

I.2 – OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho é baseado na execução do projeto de construção de um condomínio na Barra da Tijuca, elaborado pela Geoprojetos Engenharia Ltda., o qual se refere a um aterro instrumentado sobre depósito de argila mole.

O aterro da área em estudo, localizado a sudoeste do terreno, foi executado sobre uma camada compressível de espessura aproximada de 7 metros, tendo como condicionante do processo de adensamento drenos verticais instalados na maior parte da área estudada.

O objetivo reside na avaliação dos coeficientes de adensamento obtidos através dos dados retroanalísados de recalque e dados de poropressão. Estes serão comparados com os resultados dos coeficientes de adensamento obtidos de ensaios de campo, compreendendo ensaios de dissipação com piezocone e permeabilidade “in situ” e ensaios de laboratório.

Pretende-se ainda analisar comparativamente os recalques estimados em projeto com os recalques observados em campo.

O capítulo II visa apresentar uma revisão das teorias do adensamento tradicionais, que servem como base para os métodos destinados à análise de problemas de adensamento. Apresenta-se, ainda, uma breve revisão dos métodos baseados em dados de recalque e poropressão.

O capítulo III apresenta uma descrição do projeto, detalhando os procedimentos adotados para a instalação dos instrumentos, e uma sucinta explicação a respeito da execução do aterro.

O capítulo IV apresenta, inicialmente, os resultados dos ensaios para caracterização geotécnica do terreno, compreendendo ensaios de umidade, determinação dos limites de Atterberg e perda por ignição e uma descrição do material constituinte do aterro lançado. Posteriormente apresentam-se os resultados dos ensaios de campo, compreendendo ensaios de piezocone e palheta e ensaios de adensamento unidimensional em laboratório.

O capítulo V apresenta as informações, obtidas da instrumentação, que englobam dados de recalque, obtidos das placas de recalque e aranhas magnéticas, dados piezométricos, obtidos dos piezômetros de Casagrande, piezômetros elétricos e medidores de nível de água e ensaios de permeabilidade “in situ” realizados nos piezômetros de Casagrande.

No capítulo VI são apresentados os resultados obtidos através dos métodos descritos no capítulo II para a obtenção dos valores dos coeficientes de adensamento. Realiza-se ainda uma comparação dos resultados das análises com os valores encontrados em laboratório e em campo.

No capítulo VII são apresentadas as conclusões desta dissertação e as sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo visa apresentar, de forma sucinta, as teorias e métodos de análise a serem utilizados nesta dissertação.

Será apresentada preliminarmente uma revisão bibliográfica das teorias clássicas utilizadas na análise do processo de adensamento. Serão apresentadas a teoria de adensamento desenvolvida por TERZAGHI e FROLICH (1936), a teoria de adensamento de BARRON (1948) e a teoria desenvolvida por CARRILLO (1942) referente à drenagem combinada radial e vertical.

Em seguida serão apresentados os aspectos teóricos aplicados na utilização de drenos verticais.

Posteriormente, serão apresentados os métodos utilizados na avaliação do desempenho do aterro sobre solo mole, baseado em dados provenientes da instrumentação. Estes são referentes a análise de recalques ao longo do tempo, método de ASAOKA (1978), e a análise do excesso de poropressão baseado no método de ORLEACH (1983).

II.2 – TEORIA DE ADENSAMENTO

II.2.1 – TEORIA DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI E FROLICH (1936)

Para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, a equação diferencial que rege o adensamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais foi proposta pela primeira vez por TERZAGHI e FROLICH (1936).

Apesar das hipóteses simplificadoras feitas, a teoria do adensamento é útil porque permite avaliar, ao menos aproximadamente, a velocidade dos recalques devido ao adensamento, com base nos resultados de ensaios de laboratório.

O desenvolvimento da teoria do adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- a) Solo homogêneo;
- b) Solo saturado;
- c) Compressibilidade dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;

- d) Não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;
- e) A compressão é unidimensional;
- f) O fluxo de água é unidirecional;
- g) É válida a lei de Darcy;
- h) Alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento;
- j) Domínio dos pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

Baseado nas hipóteses descritas acima a equação fundamental do adensamento desenvolvida por TERZAGHI e FROLICH (1936) é apresentada como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K_v(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{II.1})$$

O segundo membro da equação (II.1) reflete as características do solo e é denominado coeficiente de adensamento (c_v) a saber:

$$c_v = \frac{K_v(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (\text{II.2})$$

onde:

K_v – coeficiente de permeabilidade vertical;

e – índice de vazios;

a_v – coeficiente de compressibilidade;

γ_w – peso específico da água;

m_v – coeficiente de deformação volumétrica;

c_v – coeficiente de adensamento vertical.

O coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de deformação volumétrica podem ser definidos como:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v'} \quad \text{e} \quad m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (\text{II.3})$$

onde:

Δe – variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma_v'$ – variação da tensão vertical efetiva.

A equação diferencial do adensamento assume então a expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{II.4})$$

A integração da equação (II.4) apresenta a variável tempo vinculada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação da seguinte forma:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{Hd^2} \quad (\text{II.5})$$

onde:

T – fator tempo;

Hd – distância de drenagem;

t – tempo.

A situação tridimensional o qual descreve o adensamento vertical e radial devido ao fluxo combinado vertical e radial é representado por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{II.6})$$

O coeficiente de adensamento horizontal (c_h) é dado pela expressão:

$$c_h = \frac{kh \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (\text{II.7})$$

onde:

x, y, z – coordenadas retangulares do ponto;

c_h – coeficiente de adensamento horizontal;

Kh – coeficiente de permeabilidade horizontal.

A porcentagem média de adensamento na teoria de TERZAGHI e FROLICH (1936) pode ser obtida pela expressão:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T_v} \quad (\text{II.8})$$

onde:

$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m + 1)$ com $M > 0$;

t – tempo.

A expressão (II.8) pode ter sua representação, segundo TAYLOR (1948), descrita pelas seguintes expressões empíricas:

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) U_v^2 \text{ para } U_v < 60\% \quad (\text{II.9})$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1 - U_v) - 0,0851 \text{ para } U_v > 60\% \quad (\text{II.10})$$

II.2.2 – TEORIA DE ADENSAMENTO DE BARRON (1948)

A teoria do adensamento desenvolvida por BARRON (1948) na realidade é uma extensão da teoria do adensamento de TERZAGHI e FROLICH (1936). Esta teoria fundamenta-se no tratamento similar entre o adensamento por compressão vertical devido à drenagem horizontal e ao fluxo vertical.

Baseado na teoria de TERZAGHI e FROLICH (1936), BARRON (1948) desenvolveu a teoria do adensamento para o projeto de instalação de drenos verticais de areia, apresentando um extenso estudo incluindo soluções abrangendo considerações que desviam das condições ideais de drenagem.

Os drenos verticais idealizados são constituídos de areia e introduzidos através de uma camada compressível e espaçados de maneira que o mais longo caminho de drenagem horizontal seja inferior ao mais longo caminho de drenagem vertical.

No desenvolvimento da teoria de BARRON (1948) foram consideradas duas condições extremas de deformações verticais a saber:

- a) Deformações verticais iguais – baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes durante o processo de adensamento e que os recalques na superfície são iguais e uniformes.
- b) Deformações verticais livres – Baseia-se na hipótese de que a carga distribuídas na superfície permanece constante durante o processo de adensamento e que os recalques superficiais resultantes não são uniformes.

Equacionando a teoria de BARRON (1948) para adensamento tridimensional a partir da equação (II.6) em coordenadas cilíndricas e ainda desprezando a drenagem vertical, temos a drenagem radial pura descrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (\text{II.11})$$

A partir da equação do adensamento para drenagem radial pura (II.11), assumindo a condição de deformações verticais iguais temos que:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (\text{II.12})$$

Sendo definido:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{de^2} \quad (\text{II.13})$$

$$n = \frac{de}{dw} \quad (\text{II.14})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (\text{II.15})$$

onde:

U_h – grau de adensamento devido ao fluxo radial;

T_h – fator tempo horizontal;

$F(n)$ – função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;

d_e – diâmetro efetivo;

d_w – diâmetro equivalente.

A porcentagem de adensamento média considerando a condição de deformações verticais livres pode ser expressa em termos da função de Bessel como sendo:

$$U = 1 - \frac{ur}{u_0} \sum_{a=1, a_2, \dots}^{a=\infty} \frac{4U_1^2(\alpha)}{\alpha^2 (n^2 - 1) [n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha n)]} \exp(-4\alpha^2 \cdot n^2 \cdot T_h) \quad (\text{II.16})$$

onde:

$$U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha)$$

$$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n)J_0(\alpha)$$

$J_0, J_1, \dots, Y_0, Y_1$ – funções de Bessel de primeira e Segunda ordem respectivamente;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots$ – raízes da equação de Bessel que satisfazem a equação

$$J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0$$

Para o caso de adensamento com fluxo radial com deformações verticais livres, o solo adensa mais rapidamente junto ao dreno do que na periferia, o que implica na ocorrência de recalques diferenciais na superfície de carregamento. Entretanto, estes efeitos geram uma redistribuição das cargas que serão regidas pelo grau de arqueamento da superfície de carregamento, que no caso extremo, onde

todas as deformações verticais seriam iguais e não originariam recalques diferenciais, conduziriam a condição de deformações verticais iguais.

De acordo com SCOTT (1963), o que ocorre na realidade fica compreendido entre as duas condições extremas sugeridas por BARRON (1948).

Segundo RICHARD (1959) a diferença entre os resultados obtidos para as condições extremas de BARRON (1948) torna-se pouco relevante para valores de $n > 10$. Este evidencia que, a diferença entre ambas as soluções sugeridas por BARRON (1948), é de pequena magnitude e que a simplicidade relativa da equação de deformações verticais iguais torna-se uma ferramenta mais conveniente para análises de desempenho dos drenos. A solução para este caso, incluindo a zona amolgada, é apresentada na equação (II.17).

$$U = 1 - W = 1 - e^{-\frac{2Tr}{m}} \quad (II.17)$$

Onde:

$$m = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} + \frac{k_r}{rwK} \frac{n^2 - 1}{n^2} \right] \text{ e } Tr = \frac{c_r t}{r_e^2} \text{ e } \frac{k_r}{rwK} = \frac{k_r (s - 1)}{k_s}$$

Sendo:

K_r e k_s – permeabilidade na direção horizontal na região intacta e amolgada;

r_w e r_e – raio do dreno e raio de influência do dreno.

II.2.3 – TEORIA DE ADENSAMENTO PARA DRENAGEM COMBINADA RADIAL E VERTICAL

A teoria do adensamento vertical pode ser generalizada para um adensamento tridimensional correspondente ao caso de um elemento de solo ser submetido a uma compressão nas três direções dos eixos cartesianos originando uma redução de volume e fluxo de água nas três direções.

A partir da equação (II.6), CARRILLO (1942) demonstrou que a mesma poderia ser resolvida decompondo-se nas equações (II.4) e (II.11) e analisadas em separado, originando para o grau de adensamento médio combinado, a seguinte relação:

$$(1 - U_{vh}) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (II.18)$$

onde:

U_{vh} – grau de adensamento combinado;

U_v – grau de adensamento devido a fluxo vertical;

U_h – grau de adensamento devido a fluxo horizontal.

II.3 – DRENOS VERTICAIS – ASPECTOS TEÓRICOS

Com o objetivo de acelerar os recalques em obras sobre solos compressíveis, a utilização de drenos verticais vem sendo largamente empregada.

Inicialmente, de acordo com MAGNAN (1983) Moran em 1925 propôs uma metodologia para utilização de drenos constituídos por areia para estabilização de depósitos de solos moles e aumento da velocidade de adensamento. Posteriormente, surgiram os drenos verticais pré-fabricados constituídos basicamente de um núcleo de plástico ranhurado envolto por material filtrante.

O material filtrante objetiva evitar que as partículas de solo penetrem no núcleo ranhurado, afetando o transporte da água por este, ocasionando uma diminuição em sua capacidade de descarga.

Estes elementos, convenientemente espaçados, ocasionam uma redistribuição de fluxo, originando uma redução nas trajetórias das partículas de água no interior da camada em adensamento, obtendo-se assim uma diminuição no tempo final do processo.

Deve-se ressaltar que a utilização dos drenos verticais não interfere no valor do recalque total e sua influência se limita à antecipação dos recalques em função do tempo.

Diversos fatores devem ser observados ao se optar como solução o projeto de instalação de drenos verticais, dentre os quais podem ser citados:

- características do solo baseado em ensaios de laboratório e de campo;
- propriedade do elemento drenante;
- aplicação da teoria de adensamento apropriada.

A eficácia dos drenos verticais depende, em muito, do processo construtivo, sendo fundamental que a sua construção exerça a menor perturbação possível. O amolgamento da argila em torno dos drenos não só aumenta o valor dos recalques como ainda torna a argila mais impermeável, dificultando a percolação que se tem como objetivo.

Os parâmetros envolvidos na análise das propriedades dos drenos verticais podem ser apresentadas como:

- eficiência dos drenos verticais;
- diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- área de influência e espaçamento dos drenos
- amolgamento – efeito “smear”;
- resistência hidráulica do dreno.

II.3.1 – EFICIÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS

Inicialmente deve-se avaliar a eficiência da utilização dos drenos verticais. De acordo com BJERRUM (1972) a eficiência é assegurada quando:

$$\eta = \frac{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}}{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}} > 0,6 \quad (\text{II.19})$$

onde:

σ'_{vf} - tensão vertical efetiva final;

σ'_{vm} - tensão de sobreadensamento;

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva inicial;

As variáveis da equação (II.19) são obtidas na figura (II.1).

II.3.2 – DIÂMETRO EQUIVALENTE DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

De acordo com HANSBO (1979) o perímetro do dreno equivalente seria o mesmo do dreno real. Desta forma o diâmetro equivalente é representado pela equação:

$$\begin{aligned} \pi \cdot d_w &= 2(a + b) \\ d_w &= \frac{2(a + b)}{\pi} \end{aligned} \quad (\text{II.20})$$

onde a e b são as dimensões do dreno vertical pré-fabricado ilustrado na figura (II.2).

II.3.3 – ÁREA DE INFLUÊNCIA E ESPAÇAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS

Os drenos verticais podem ser dispostos em malhas quadradas ou triangulares conforme ilustrado na figura (II.3).

Assumindo que os drenos estejam dispostos em malha quadrada, igualando a área do círculo equivalente à área do quadrado a saber:

$$l^2 = \frac{\pi d_e^2}{4} \quad \text{e} \quad d_e = l \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

$$d_e = 1,13l \quad (\text{II.21})$$

Caso a distribuição seja em malha triangular, a área de influência dos drenos possui a forma hexagonal. Assim sendo, igualando-se a área do círculo equivalente ao hexágono a saber:

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{3}{2\sqrt{3}} l^2 \quad \text{e} \quad d_e^2 = \frac{6}{\pi\sqrt{3}} l^2$$

$$d_e = 1,05l \quad (\text{II.22})$$

II.3.4 – CONSIDERAÇÕES SOBRE AMOLGAMENTO – EFEITO “SMEAR”

De acordo com BARRON (1948) o emprego dos drenos verticais como acelerador de recalques ocasiona, nas adjacências do mesmo, um efeito de amolgamento conhecido como efeito “smear”, gerado por ocasião da sua instalação.

A magnitude destes efeitos dependem da sensibilidade do solo e do método empregado na execução dos drenos.

CASAGRANDE e POULOS (1969) consideram que as perturbações têm sua influência intensificada quando o espaçamento é menor que dois metros. E ainda, que a cravação dos drenos pré-fabricados causa progressivamente mais perturbações reduzindo substancialmente o grau de adensamento.

Assumindo um cilindro de argila amolgada ao redor do dreno cravado, segundo HANSBO (1979), a região onde ocorre rearranjo do solo apresenta um coeficiente de permeabilidade horizontal menor do que o da região indeformada. Este fato ocasiona uma condição de fronteira nova entre a região não perturbada e a amolgada gerando desta forma uma mudança do fator $F(n)$, descrito anteriormente pela equação (II.15), tornando-se:

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{K_h}{K_v} \ln(s) \quad (\text{II.23})$$

onde:

K_h e K_v – coeficiente de permeabilidade na região intacta e amolgada respectivamente;

d_s – diâmetro da área amolgada;

$s = \frac{ds}{dw}$ - índice de zona amolgada.

A figura (II.4) apresenta o modelo adotado por HANSBO.

Alguns parâmetros, tais como s e a relação entre as permeabilidades K_h/K_s são difíceis de se estimar. Entretanto, costuma-se adotar para valores de s , segundo HANSBO et al (1981), o valor de 1,0 para dreno de areia jateado, 1,5 para dreno pré-fabricado e 2,0 para os demais tipos de drenos de areia. SHARMA e XIAO (2000) desenvolveram estudos experimentais em laboratório objetivando determinar a geometria da zona de amolgamento em torno de drenos verticais de ponta fechada. O experimento, baseado em dados de poropressão e teores de umidade coletados no meio da camada em diferentes posições radiais, aponta valores de s igual a 4.

A equação (II.23) é mais sensível aos valores de K_h/K_s , que em geral, situa-se entre 1,5 a 3,0 do que aos valores de s .

Estudos paramétricos desenvolvidos por RIXNER et al (1986) concluíram que as incertezas associadas aos valores de c_h adotados nos cálculos do tempo de adensamento são mais significativos do que a influência de pequenas variações de s e de K_h/K_s .

Estudos mais recentes desenvolvidos por SAYE (2001) constatam que a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores do que os drenos de areia de ponta fechada.

ONOUE et al. (1991) apresentaram estudos experimentais desenvolvidos em laboratório a respeito da evolução da variação da permeabilidade nas adjacências circulares do dreno, considerando a relação raio do dreno/mandril instalados em argila uniforme com $K_h = K_v$. De acordo com a figura (II.5) apresentada por ONOUE et al (1991), ressalta-se que a zona III apresenta uma considerável diminuição da permeabilidade, causada pela perturbação oriunda da cravação, estendendo-se a 1,6 vezes a relação do raio dreno/mandril. E ainda que, a zona II apresenta um decréscimo moderado da permeabilidade estendendo-se a uma distância de 6,5 vezes a relação do raio do dreno/mandril.

Os estudos desenvolvidos por SAYE (2001) revelam que as perturbações ocorridas na cravação dos drenos pré-fabricados contém as mesmas limitações identificadas por CASAGRANDE e POULOS (1969) para perturbações em drenos de areia. As perturbações ocorreram em todos os espaçamentos de drenos, sendo esse efeito incrementado quando o espaçamento decresce, o que faz com que, para espaçamentos inferiores a 1,75 metros, o ganho na aceleração dos recalques torne-se pouco significativo, conforme ilustrado na figura (II.6).

II.3.5 – EFEITO DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS VERTICAIS

De acordo com a dedução admitida por BARRON (1948) na dedução da equação (II.12), em determinadas circunstâncias os drenos pré-fabricados podem não se comportar com permeabilidade infinita.

ORLEACH (1983) a partir das equações de HANSBO et al. (1981) propôs, para este caso, a seguinte equação para avaliar a resistência hidráulica dos drenos:

$$Wr = 2 \left(\frac{K_h}{K_w} \right) \left(\frac{1}{r_w} \right)^2 \quad (II.24)$$

Como a permeabilidade K_w do dreno é determinada a partir do ensaio em que é medida a vazão do dreno quando este é submetido a um gradiente unitário temos que:

$$q_w = K_w \cdot i \cdot A \quad (II.25)$$

então

$$K_w = \frac{q_w}{A} = \frac{q_w}{\pi r_w^2} \quad (II.26)$$

Substituindo na equação (II.24) obtém-se:

$$Wr = 2\pi \left(\frac{K_h}{q_w} \right) l^2 \quad (II.27)$$

onde:

K_h – permeabilidade na direção horizontal;

q_w – vazão do dreno;

l – comprimento característico do dreno.

A figura (II.7) ilustra como devem ser admitido o comprimento característico do dreno.

Para valores de $Wr < 0,1$ o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, segundo HANSBO et al. (1981) recomenda-se substituir $F(n)$ na equação (II.12) por $F_q(n)$ da seguinte forma:

$$F_q(n) = F(n) + \pi \cdot z \cdot (2l - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \quad (II.28)$$

De acordo com ALMEIDA (1992) $F_q(n)$ é função de z , sendo $U_h = f(z)$ adotando-se um valor médio de U_h .

II.4 – MÉTODO DE ASAOKA PARA INTERPRETAÇÃO DE MEDIDAS DE RECALQUE

O método desenvolvido por ASAOKA (1978) baseia-se nas análises dos dados de recalque coletados em campo objetivando determinar o recalque final e os coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

Para o caso de drenagem vertical o método de ASAOKA (1978) adota a equação do adensamento de MIKASA (1963), definida como sendo:

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) = c_v \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \quad (\text{II.29})$$

onde:

ε_v – deformação volumétrica vertical;

c_v – coeficiente de adensamento vertical;

t – tempo.

Assim sendo, o valor do coeficiente de adensamento vertical proposto por ASAOKA é dado por:

$$c_v = -\frac{5}{12} Hd^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (\text{II.30})$$

onde:

Hd – distância de drenagem;

β_1 – coeficiente angular;

Δt – intervalo de tempo considerado.

De forma análoga, MAGNAN e DEROY (1980) modificaram o método partindo da equação desenvolvida por TERZAGHI e FROLICH (1936), propondo para o coeficiente de adensamento vertical uma expressão muito semelhante à desenvolvida por ASAOKA (1978), dada por:

$$c_v = -\frac{4}{\pi^2} Hd^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (\text{II.31})$$

Para o caso de drenagem radial pura segundo MAGNAN e DEROY (1980), através da equação de BARRON (1948), utilizando a condição de deformações verticais iguais, propuseram que o coeficiente de adensamento horizontal seria dado por:

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} d_e^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (\text{II.32})$$

Para o caso de drenagem combinada vertical e radial, MAGNAN e DEROY (1980) propuseram inicialmente uma equação para o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal dada por:

$$c_h = -\frac{d_e^2 F(n)}{8} \left[\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 c_v}{4Hd^2} \right] \quad (II.33)$$

Observa-se então que a expressão (II.33) resulta em um sistema indeterminado, com duas incógnitas, c_v e c_h , e apenas uma equação. Assim sendo, torna-se necessária uma informação adicional, qual seja a relação entre os coeficientes de adensamento vertical e horizontal. Atribuindo um valor para c_v e inserindo a relação r (c_h/c_v), a equação (II.33) pode ser escrita como sendo:

$$c_h = \frac{\frac{-\ln \beta_1}{\Delta t}}{\frac{8}{d_e^2 F(n)} + \frac{\pi^2}{4rHd^2}} \quad (II.34)$$

II.4.1 – CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ASAOKA (1978) MODIFICADO POR MAGNAN E DEROY (1980)

Segundo ALMEIDA (1996) o método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DEROY (1980) consiste nos seguintes passos:

- a) Traçado da curva recalque ao longo do tempo;
- b) Divisão da curva em valores de tempo igualmente espaçados, de acordo com a figura (II.8.a), recomendando-se admitir valores entre 30 e 90 dias;
- c) Determinação dos recalques $S_1, S_2, S_3...$ correspondentes ao tempo $t_1, t_2, t_3...$
- d) Construção do gráfico S_i, S_{i-1} , em um sistema de eixos cartesianos de mesma escala horizontal e vertical, utilizando os valores determinados em c;
- e) Ajustar o traçado da reta que melhor se alinhe aos pontos do gráfico do item d;
- f) Determinação do coeficiente angular (β_1) da curva, conforme a figura (II.8.b);
- g) Traçar a bissetriz dos eixos cartesianos para obter com a interseção com a curva plotada o recalque a tempo infinito S_∞ conforme ilustrado na figura (II.8.b);

- h) Determinação dos valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

II.4.2 – CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O MÉTODO DE ASAOKA

Para o caso de carregamento por etapas, adota-se um coeficiente angular para cada etapa de carregamento constante, conforme ilustrado em (II.9.a).

De acordo com SCHMIDT (1992), o valor encontrado de (β_1) através do método de ASAOKA (1978) é afetado pela ocorrência do adensamento secundário juntamente com o primário. Este fato é verificado com a mudança de inclinação da curva como ilustrado na figura (II.9.b).

Analisando as curvas recalque ao longo do tempo em escala logarítmica conforme figura (II.10), de acordo com LEROUEIL et al (1985), este artifício possibilita visualizar a influência e o comportamento dos recalques primários e secundários. A partir disto, caso a influência do secundário seja pequena, o método proposto por ASAOKA (1948) pode ser utilizado para determinar os valores do recalque a um tempo infinito.

Deve-se ressaltar que o método de ASAOKA (1978) só pode ser aplicado após transcorridos 60% de adensamento, sendo válido apenas para relações exponenciais, conforme apontado por MASSAD (1982). Portanto, torna-se indispensável o conhecimento da estimativa do recalque final para a correta aplicação do método. Os erros correntes pela utilização do método fora da faixa de validação acarretam, no caso de adensamento predominantemente vertical, recalques menores e coeficiente de adensamento vertical maior que o real. Para o caso de adensamento radial e combinado, vertical e horizontal, respeitando a faixa de validação, o método apresenta correta estimativa para os recalques porém o coeficiente de adensamento depende da geometria da zona de amolgamento em torno do dreno.

II.5 – MÉTODO DE ORLEACH PARA INTERPRETAÇÃO DE DADOS DE POROPRESSÃO

O método desenvolvido por ORLEACH (1983) baseia-se nas análises dos dados de poropressão coletados em campo objetivando determinar os coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

No caso de drenagem vertical, ORLEACH (1983) utiliza apenas o primeiro termo da série, válida para $T_v < 0,1$, da equação de poropressões da teoria de

Terzaghi. Observou ainda que esta poderia ser reduzida à equação de uma reta, para o caso de se plotar o logaritmo de excesso de poropressão ao longo do tempo em escala aritmética de acordo com a equação:

$$\ln(u) = \alpha_0 - \alpha_1 t \quad (\text{II.35})$$

e ainda que:

$$\alpha_1 = \frac{\pi^2 \cdot c_v}{4 \cdot Hd^2} \quad (\text{II.36})$$

Assim sendo, o coeficiente de adensamento vertical é dado por:

$$c_v = 4 \left[\frac{Hd^2}{\pi^2} \right] \alpha_1 \quad (\text{II.37})$$

onde:

α_0 e α_1 – intercepto e a inclinação da reta respectivamente;

t – tempo;

Hd – distância de drenagem.

No caso de drenagem radial ORLEACH (1983) baseia-se na equação de poropressão de BARRON (1948), tendo este desenvolvimento resultado em uma equação análoga ao desenvolvimento para o caso de adensamento vertical, equação (II.35), definida como:

$$\alpha_1 = \frac{8 \cdot c_h}{F(n) \cdot d_e^2} \quad (\text{II.38})$$

Assim sendo, traçando-se o gráfico $\ln(u)$ ao longo do tempo e obtido o valor de α_1 , o coeficiente de adensamento horizontal pode ser expresso por:

$$c_h = \left[\frac{F(n) \cdot d_e^2}{8} \right] \alpha_1 \quad (\text{II.39})$$

No caso de drenagem combinada, deve-se avaliar a real importância do efeito da drenagem vertical.

FERREIRA (1991), comparando os efeitos da drenagem vertical para diferentes razões de fator de tempo T_v/T_h com fatores de profundidade normalizada z, concluiu que, para valores baixos de $(T_v/T_h < 0,01)$ e para valores de z maiores que 0,2 e 0,3, pode-se considerar desprezível a influência da drenagem vertical. Concluiu ainda que a drenagem vertical torna-se significativa próximo às fronteiras drenantes, decrescendo com o distanciamento da mesma.

II.5.1 – CONSTRUÇÃO GRÁFICA DO MÉTODO DE ORLEACH (1983)

Segundo FERREIRA (1991) o método de ORLEACH (1983) consiste nos seguintes passos:

- Traçado da curva de excesso de poropressão ao longo do tempo conforme ilustrado na figura (II.11.a);
- Traçado da curva em escala logarítmica dos dados de excesso de poropressão ao longo do tempo;
- Ajustar o traçado da reta que melhor se alinhe aos pontos;
- Determinação de α_1 de acordo com a figura (II.11.b);
- Determinação dos valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

II.6 – FIGURAS

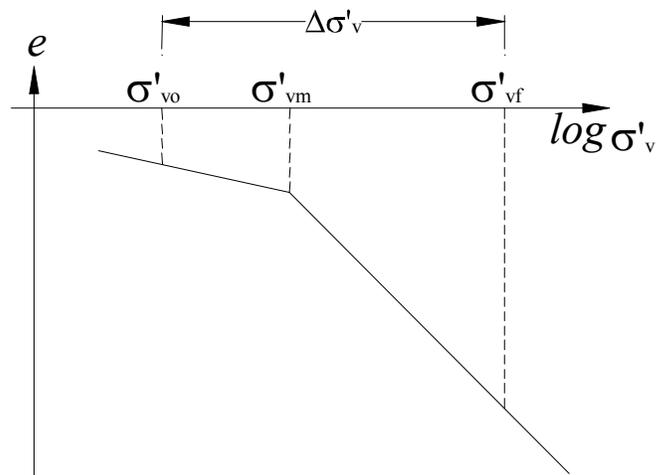


Figura (II.1) – Curva $\log. \sigma'_v \times$ índice de vazios (e).

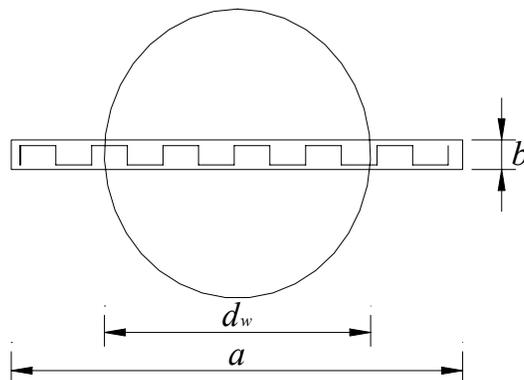


Figura (II.2) – Dimensões a e b do dreno vertical pré-fabricado.

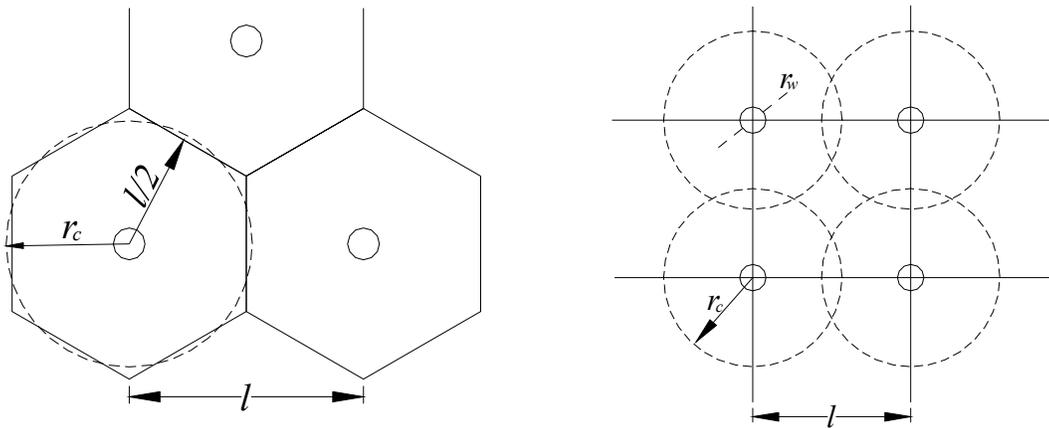


Figura (II.3) – Malha de drenos triangular e quadrangular (Almeida, 1981).

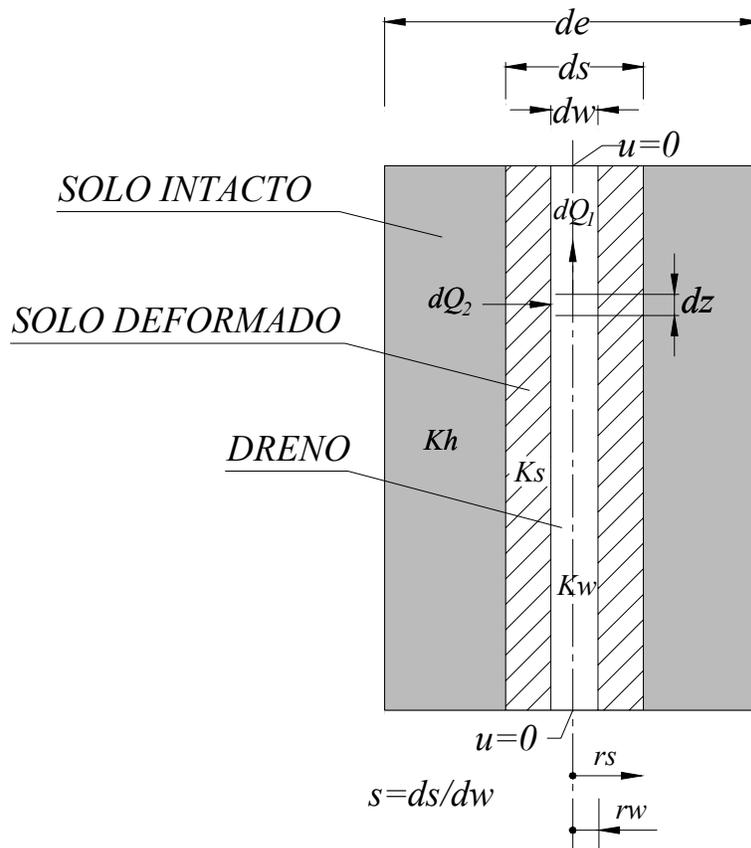


Figura (II.4) – Amolgamento devido à instalação do dreno – (HANSBO, 1981).

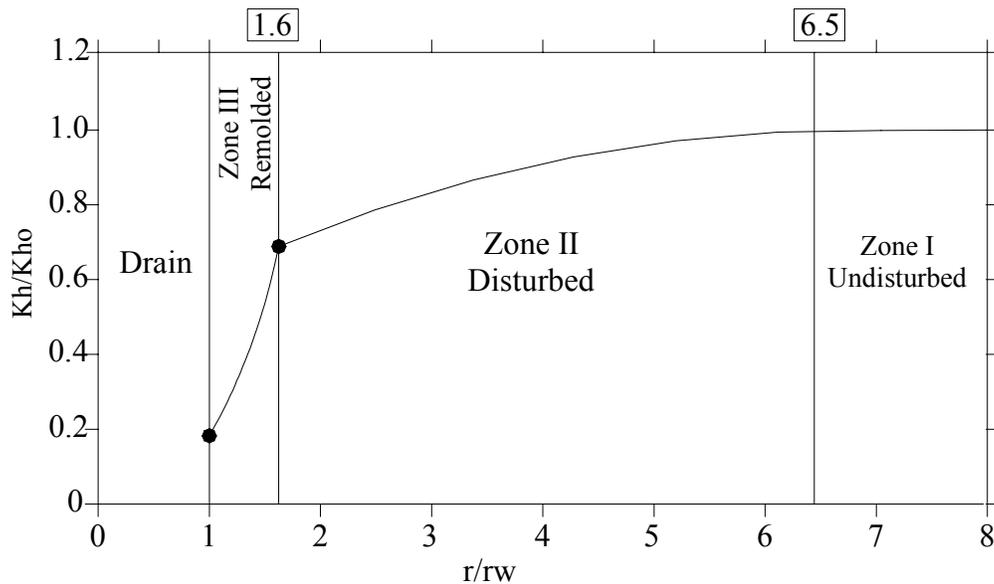


Figura (II.5) – Expectativa da variação da permeabilidade horizontal seguindo a instalação de drenos com mandril circular considerando a relação dreno/mandril (Onoue e outros 1991, citado por Saye, 2001).

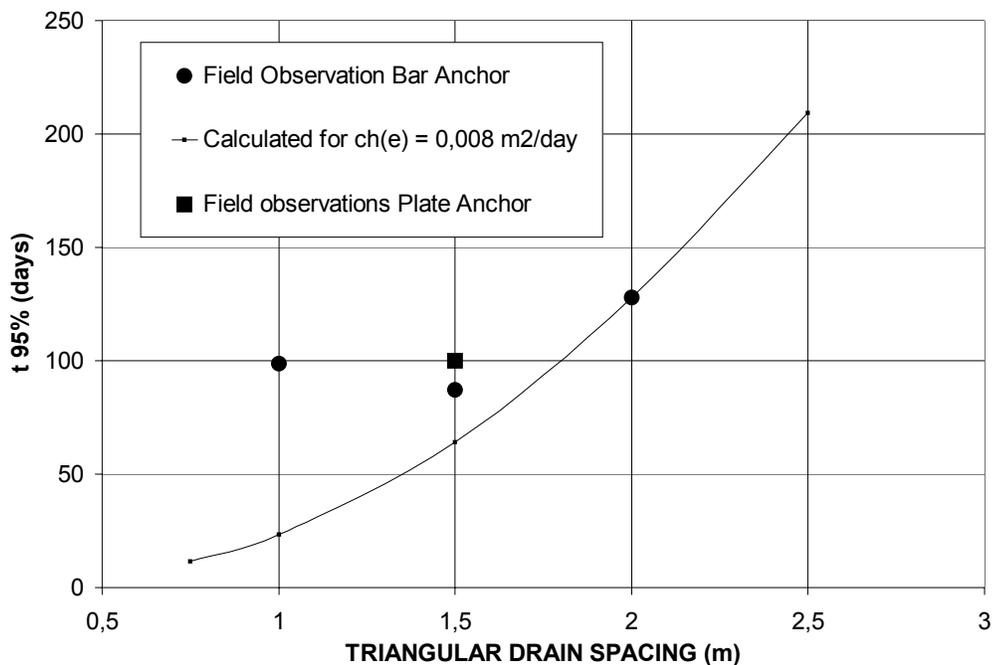


Figura (II.6) – Efeitos das perturbações geradas pela cravação de drenos pré-fabricados no tempo de adensamento (Saye, 2001).

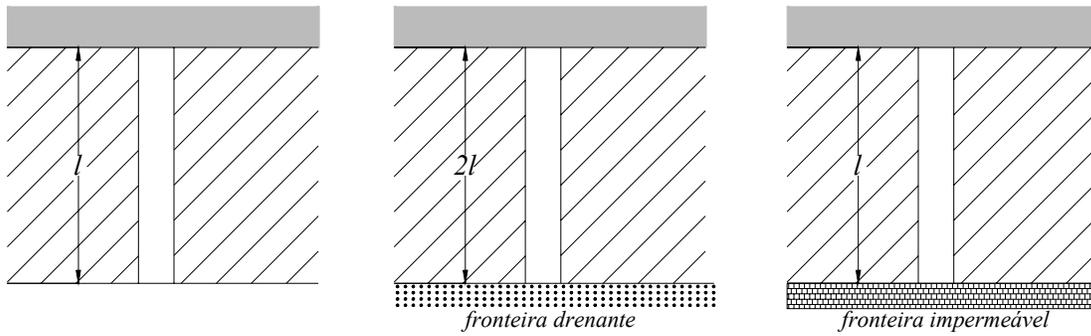
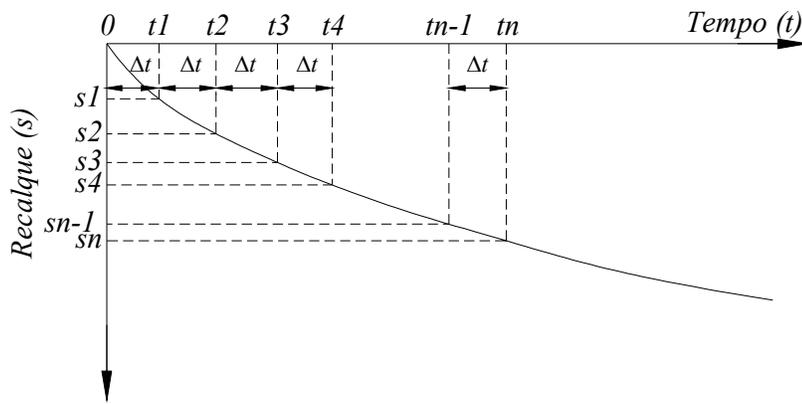
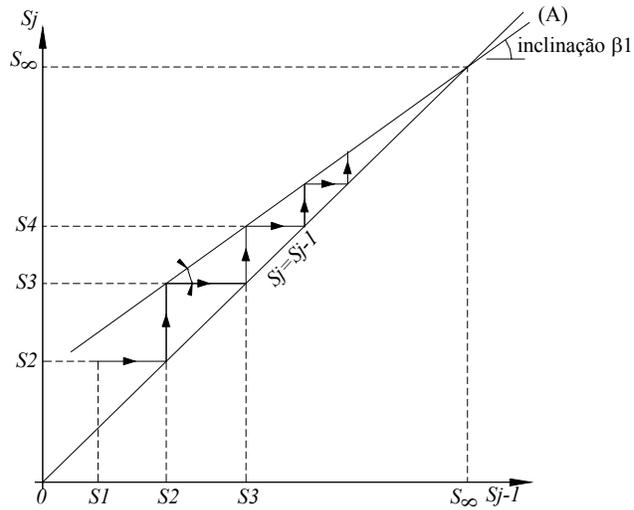


Figura (II.7) – Comprimento característico do dreno vertical (Almeida, 1981).



a)



b)

Figura (II.8) – a) Curva recalque x tempo na construção gráfica de ASAOKA (1978), b) Construção gráfica do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DERROY (1980).

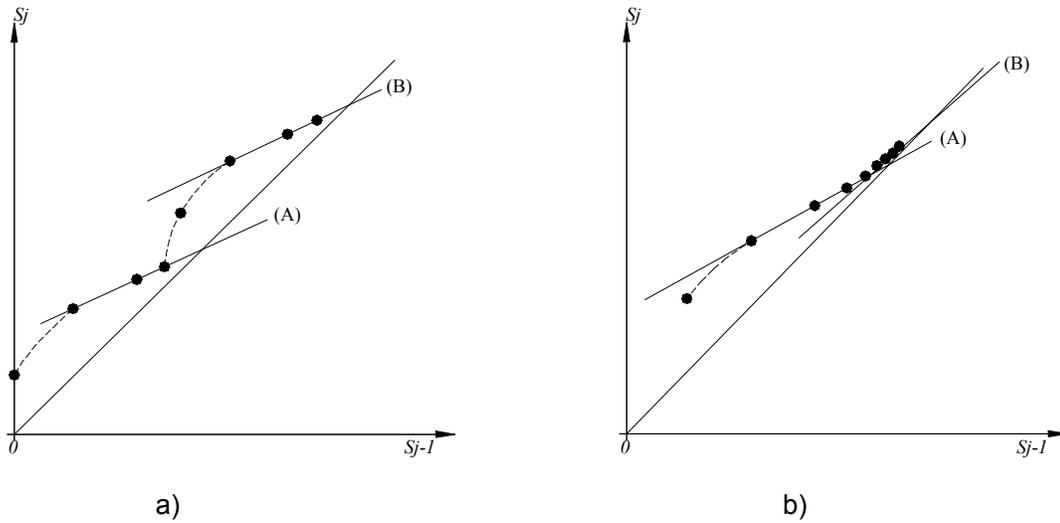


Figura (II.9) – a) Carregamento em duas etapas, b) Compressão secundária em cada etapa de carregamento na construção gráfica de ASAOKA (1978).

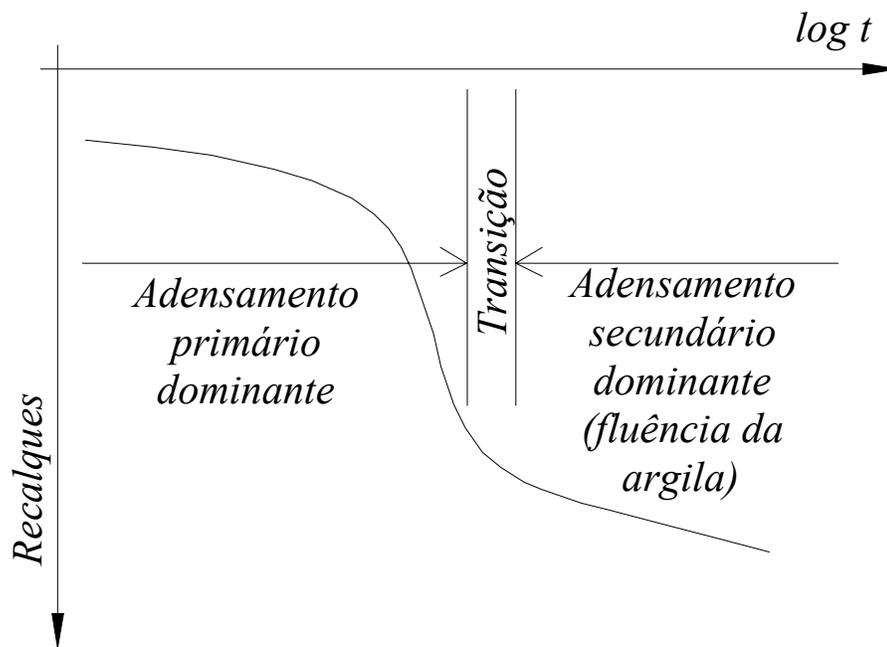
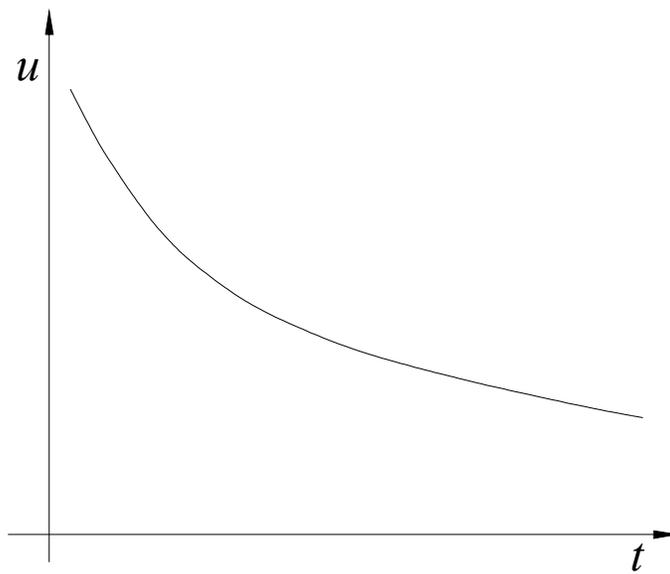
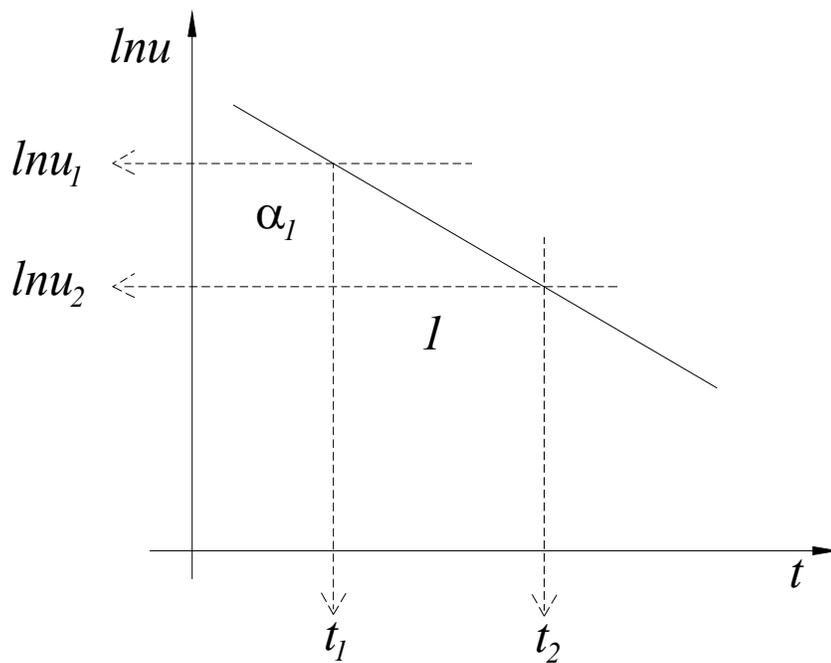


Figura (II.10) – Gráfico recalque x tempo em escala semi logarítmica (Leroueil e outros, 1995).



a)



b)

Figura (II.11) – a) Gráfico excesso de poropressão x tempo, b) Determinação do valor de α_1 na construção gráfica de ORLEACH (1983).

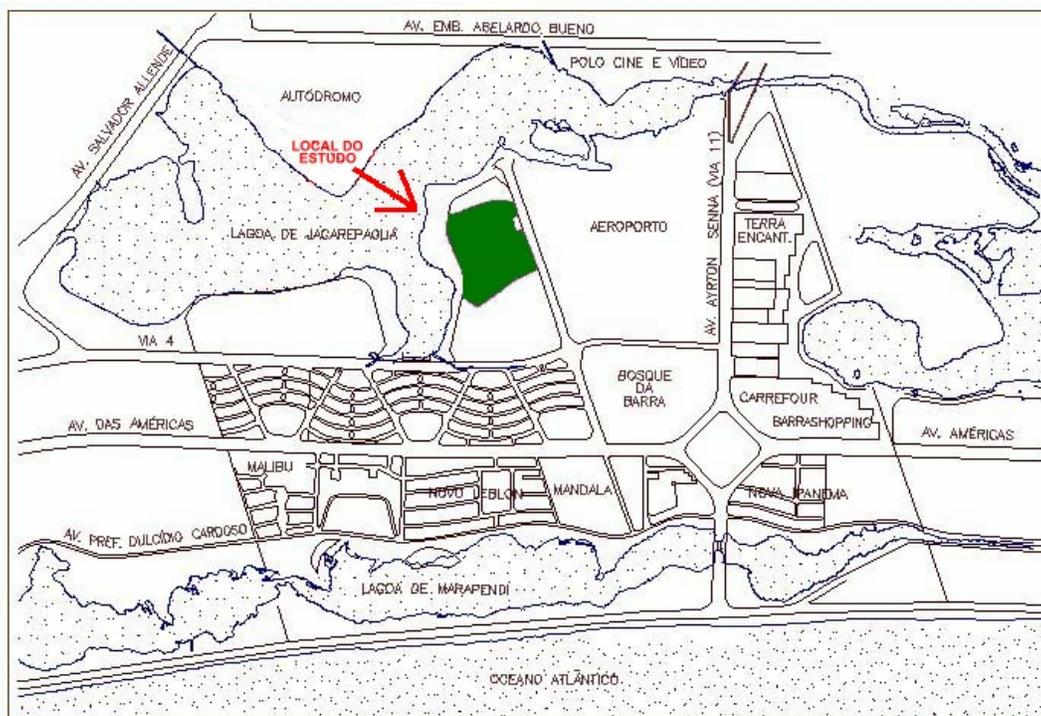
CAPÍTULO III – DESCRIÇÃO DO PROJETO E EXECUÇÃO

III.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo apresentar as informações gerais sobre a localização da área em estudo e, sobretudo, apresentar uma descrição do projeto elaborado e uma sucinta explanação a respeito de sua execução.

III.2 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Os estudos foram desenvolvidos durante construção de um Condomínio na Barra da Tijuca. Uma visão global da região está assinalada no mapa geral da Barra da Tijuca apresentado na figura (III.1).



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

Figura (III.1) – Localização da área onde os estudos foram desenvolvidos.

III.3 – ZONEAMENTO GEOTÉCNICO DO TERRENO

A área em estudo, cuja feição geotécnica principal é a existência de uma camada superior extremamente mole, turfosa e argilosa, assente sobre camada de areia, foi subdividida com base em sondagens em três áreas denominadas A, B e C.

O trecho a oeste do terreno esteve carregado por um aterro hidráulico, com espessura média de seis metros, tendo sido lançado por volta de 1985 e removido em 1995. Esta carga com duração de dez anos resultou no adensamento da camada extremamente mole. Os trechos das áreas A, B e C que estiveram sob o aterro hidráulico receberam as denominações A1, B1 e C1. A descrição das subdivisões do terreno é apresentada na tabela abaixo (III.1) e ilustrada na figura (III.2).

Tabela - (III.1) - Subdivisões do terreno extremamente mole.

| ÁREA | ESPESSURA | LOCAL |
|------|----------------------|--------------------------|
| A | Inferior a 1,0 metro | Norte e leste do terreno |
| B | 1,0 a 3,0 metros | Parte central do terreno |
| C | 3,0 e 7,5 metros | Sudoeste do terreno |

III.4 – SEQÜÊNCIA EXECUTIVA DA ÁREA C

A área C, onde foram desenvolvidos os estudos da presente tese, possui uma espessura de solo extremamente mole que varia entre 3,0 e 7,5 metros, abrangendo cerca de 30.200 m², e é a parte do terreno onde se encontram as condições geotécnicas mais adversas.

Os estudos de projeto geotécnico específico para esta área abrangeram a montagem de um modelo geotécnico, estudo das cotas desejadas e dos recalques, estudo da velocidade dos recalques e uso de drenos verticais, estabilidade e, por fim, a elaboração de uma seqüência executiva.

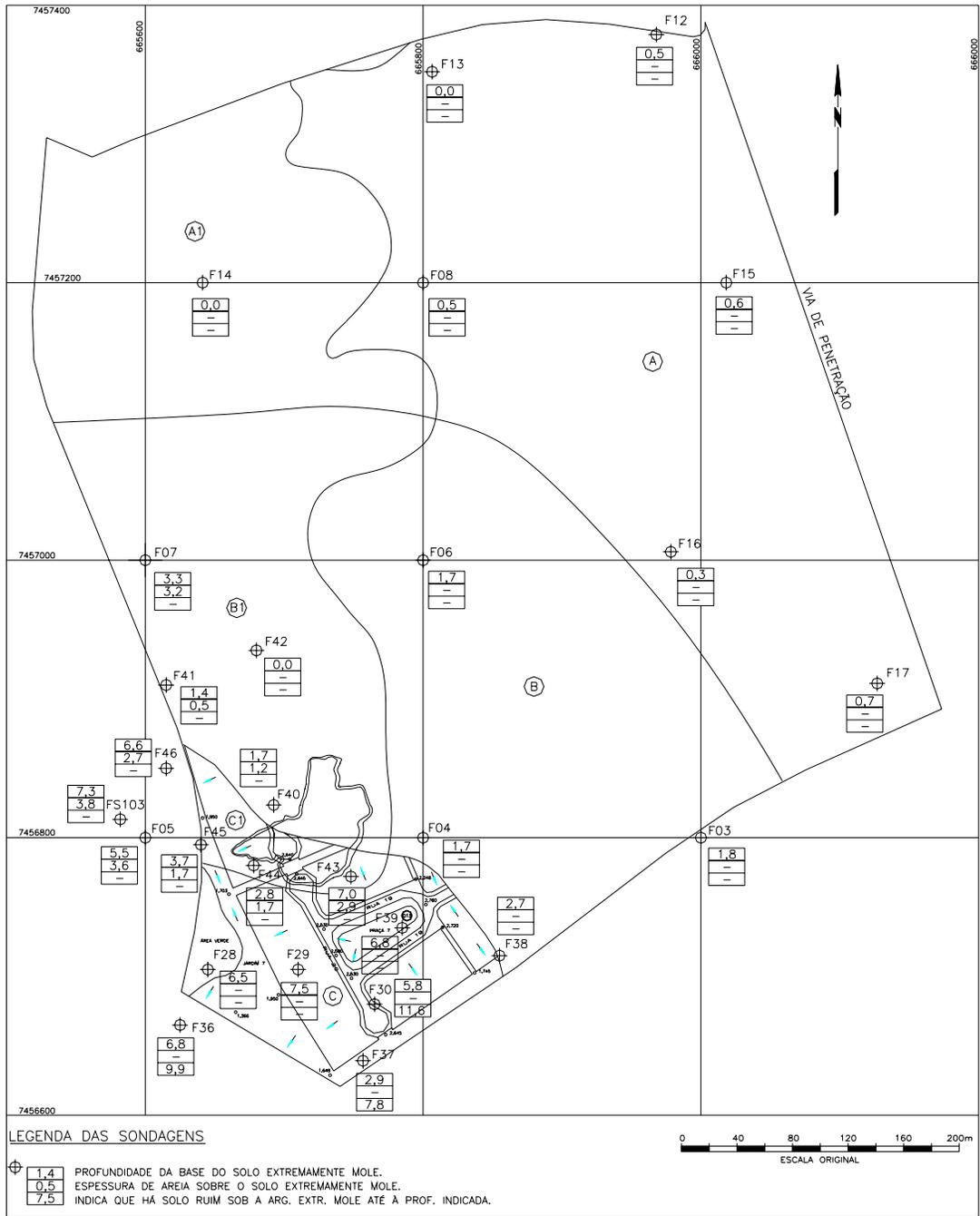


Figura (III.2) – Planta geotécnica do terreno.

III.4.1 – MODELO GEOTÉCNICO

O modelo geotécnico adotado considerou a espessura do solo extremamente mole de toda a área C como igual a sete metros admitindo drenagem dupla. A superfície do terreno natural, em média, na cota zero, apresenta nível de água praticamente coincidente com a superfície, como observado nas sondagens preliminares.

As características geotécnicas da camada extremamente mole foram obtidas através de ensaios de umidade, determinações de limites de liquidez e plasticidade e ensaios de perda por ignição, realizados em amostras recolhidas das sondagens. A partir destes ensaios foram estimados os seguintes parâmetros geotécnicos, apresentados na tabela (III.2), para a camada de solo extremamente mole.

Tabela - (III.2) - Parâmetros geotécnicos estimados.

| PARÂMETRO | PROF. DE | PROF. DE |
|--|--------------------|--------------------|
| | 0 A 3 M | 3 A 7 M |
| Umidade natural, h (%) | 400 | 200 |
| Peso específico saturado, γ_{sat} , (kN/m ³) | 11,2 | 12,5 |
| Parâmetro de compressão virgem, $Cc/(1+e)$, adimensional | 0,42 | 0,42 |
| Diferença de sobreadensamento, $\sigma'_{vm} - \sigma'_{vo}$, (kPa) | 10 | 20 |
| Razão de sobreadensamento, RSA | 6,6 | 3,3 |
| Coefficiente de adensamento, c_v , (cm ² /s) | 5×10^{-4} | 5×10^{-4} |
| Resistência não drenada, S_u , (kPa) | 4,0 | 7,0 |

Quanto aos aterros, foram adotados, para efeito de cálculo, pesos específicos de 19,0 e 19,5 KN/m³ para as condições natural e saturada, respectivamente.

Na etapa inicial da implantação da obra na área C, foram realizados ensaios especiais de laboratório (adensamento) e de campo (palheta e piezocone), objetivando confirmar ou corrigir os parâmetros de resistência e adensamento selecionados para a camada de solo extremamente mole.

III.4.2 – COTAS DESEJADAS E RECALQUES

De acordo com as cotas finais desejadas, variando de +1,30 a +3,00 metros, foram realizados cálculos com possibilidade de variar a carga de aterro e considerar

sua submersão parcial, de modo a fornecerem os recalques e as espessuras necessárias de aterro para qualquer cota final desejada.

Os recalques finais foram obtidos através da relação bilinear logarítmica apresentada abaixo:

$$\rho = \sum H_i \left[\frac{C_{s_i}}{(1+e_i)} \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{C_{c_i}}{(1+e_i)} \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) \right]$$

onde:

i - número de uma das “n” camadas de pequena espessura em que se divide a espessura de solo compressível;

ρ - recalque;

H_i - espessura da camada i;

C_{s_i} e C_{c_i} - índices de recompressão e compressão da camada i;

e_i - índice de vazios inicial da camada i;

σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento da camada i;

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva inicial no centro da camada i;

σ'_{vf} - tensão vertical efetiva final no centro da camada i.

Os resultados obtidos estão relacionados de forma gráfica apresentando os recalques e a espessura necessária de aterro em função da cota final desejada na figura (III.3).

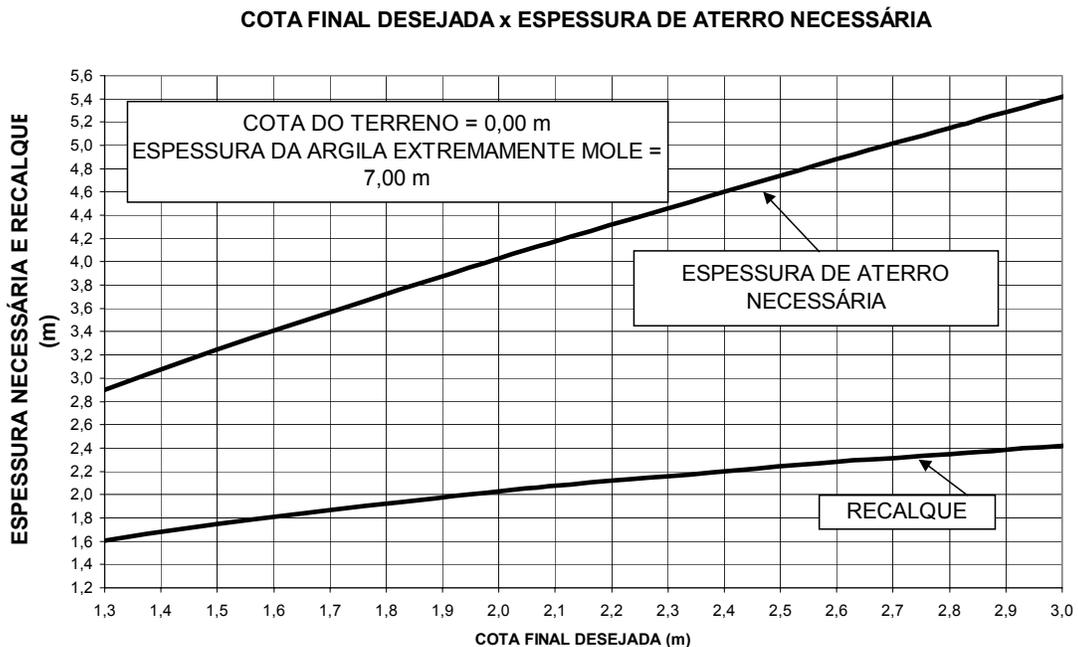


Figura (III.3) – Cota final desejada e espessura de aterro necessária.

III.4.3 – VELOCIDADE DOS RECALQUES

Tendo como objetivo obedecer aos prazos de planejamento do empreendimento, 12 meses, associado com o findar dos recalques, foram desenvolvidos e estudados diferentes partidos de projeto visando encontrar a alternativa mais vantajosa de modo a atender ao prazo fixado. Dentre estes, foram aventados a substituição do material e reaterro, substituição por deslocamento, aterro sobre colchão de areia, aplicação de sobrecarga e a utilização de drenos verticais.

A substituição do material extremamente mole por escavação e reaterro foi liminarmente descartada devido à espessura da camada, assim como a substituição por deslocamento com aterro de ponta, dada a vizinhança com a lagoa e outras feições ambientais sensíveis.

Considerando a hipótese de simplesmente lançar os aterros na área C sobre um colchão de areia, verificou-se que o processo de adensamento levaria diversos anos para se completar (90% de adensamento em cerca de 7 anos) e que, no prazo estipulado, apenas 40% dos recalques ocorreriam conforme ilustrado na figura (III.4).

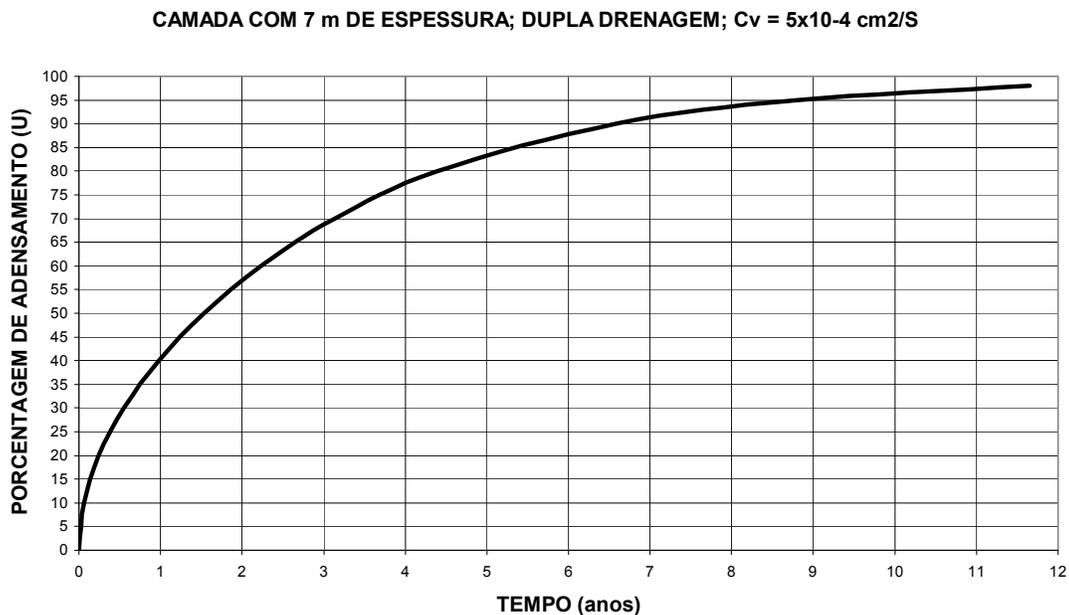


Figura (III.4) – Porcentagem de adensamento com o tempo.

Isto significa que, passados os 12 meses, ainda restariam por ocorrer recalques da ordem de 1 metro ou mais, os quais requereriam outros 5 a 6 anos para acontecer, o que portanto seria inviável conforme ilustrado na figura (III.5).

Aventou-se, em seguida, a alternativa de aplicar uma sobrecarga que induzisse o recalque necessário dentro do prazo almejado. Como este prazo corresponde a 40% de adensamento, o recalque do aterro mais a sobrecarga teria que ser 2,5 vezes maior do que o recalque do aterro sem sobrecarga. Isto implicaria em ter espessuras excessivas de aterro as quais, além do custo, redundariam em problemas incontornáveis de estabilidade concluindo que a alternativa é inviável.

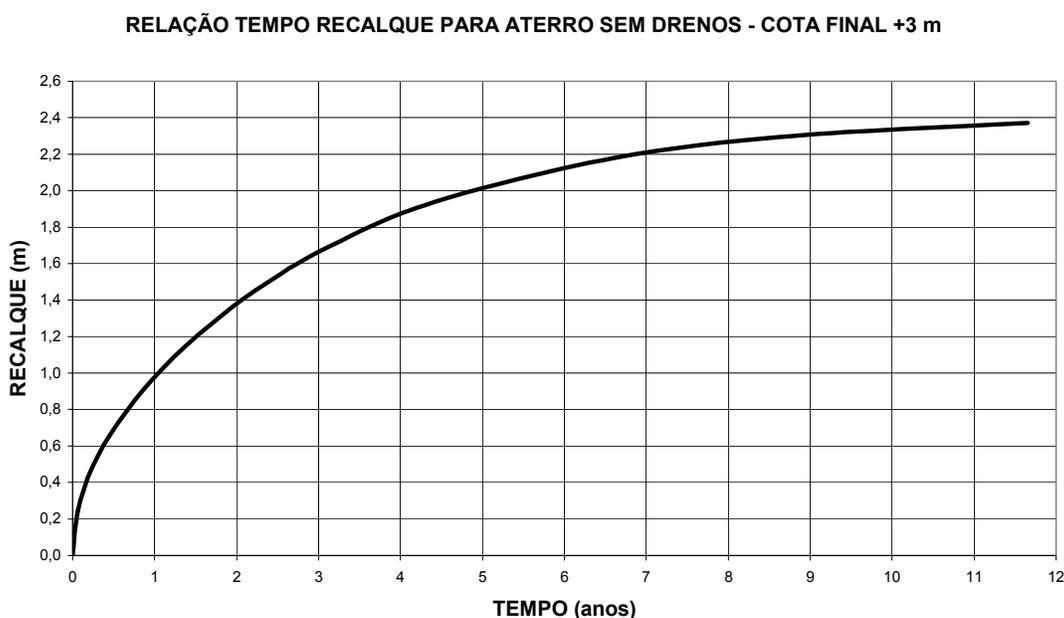


Figura (III.5) – Recalque com o tempo para aterros sem drenos.

Finalmente, contemplou-se a utilização de drenos verticais aceleradores de recalques cujo dimensionamento foi feito segundo procedimentos correntes.

Foram considerados drenos pré-fabricados com diâmetro equivalente de 6 centímetros objetivando obter 90% de adensamento no prazo de 12 meses, o que resultou num arranjo de drenos com distribuição triangular com 1,35 metros de altura e 1,50 metros de base.

Esta alternativa com drenos se apresenta, portanto, como a única aplicável dentre as tecnologias e procedimentos usuais conforme ilustrado na figura (III.6).

Na porção da área C, onde houve aterro hidráulico em cota igual ou superior à cota final almejada pelo projeto, trecho denominado C1, cuja área é de 5960 m² , não foi considerada necessária a cravação de drenos, assim como na área destinada

ao jardim 7, com uma área de 1312 m². O trecho restante, onde os drenos foram considerados necessários, abrange uma área por volta de 22.000 m².

O comprimento médio previsto para os drenos foi de 8 metros e a área de terreno coberta por cada dreno foi de 2,03 m², portanto, foram previstos cerca de 11.000 drenos verticais com comprimento total de 88.000 metros.

Os drenos pré-fabricados considerados foram os do tipo fita ou lâmina, consistindo de um núcleo de plástico envolto em tecido filtrante com dimensões típicas da seção transversal variando entre 9,5 a 10,5 cm de largura e 0,5 a 0,7 cm de espessura.

Sua capacidade de descarga, segundo (ASTM D4716), sob gradiente igual a 0,5 e pressão confinante de 240 kPa, é igual ou maior que 4cm³/s.

O tecido filtrante possui uma permeabilidade, segundo (ASTM D4491), igual ou superior a 3x10⁻⁴cm/s e resistência na largura total (ASTM D1682) igual ou superior a 250 N.

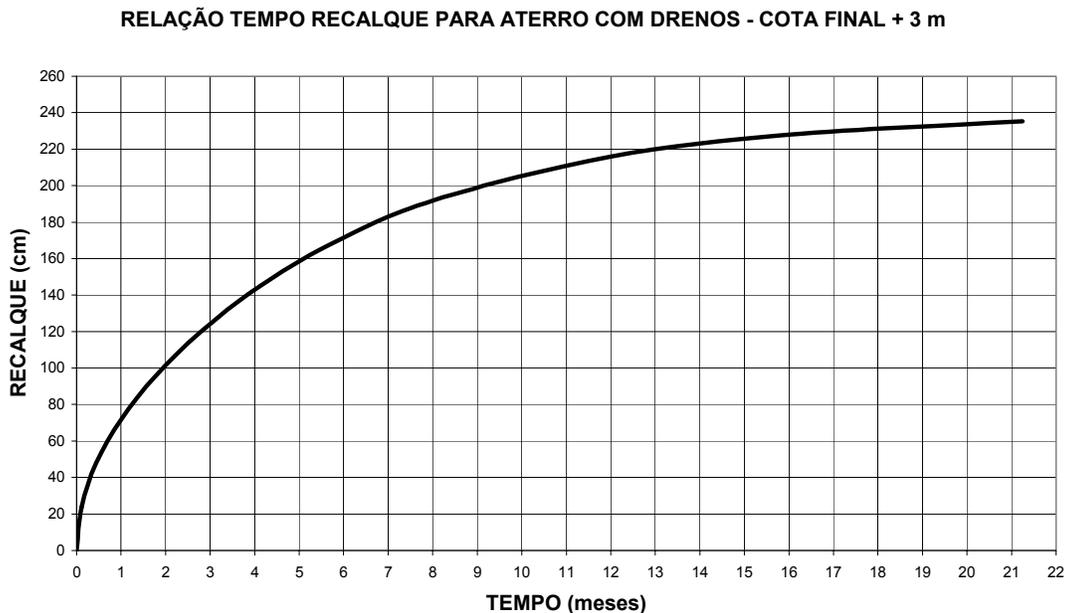


Figura (III.6) – Recalque com o tempo para aterros com drenos.

Os drenos deságuam em um tapete drenante constituído por areia média a grossa limpa, sem finos ou com um máximo de 2% em peso de grãos passando na peneira 200. O tapete de areia, espalhado pela passagem de trator com uma

espessura de 50 centímetros por camada, ocupa toda a área com drenos e avança 5 metros para fora da linha de cravação mais externa.

Os drenos franceses, instalados no tapete de areia, são constituídos por brita 1 envolta em geotêxtil não tecido com 50 centímetros de altura e 80 centímetros de largura. Estes foram distribuídos de maneira que o maior percurso de água no tapete de areia não excedesse 20 metros.

No trecho sem drenos, destinado ao Jardim 7, não houve a necessidade de implantar drenos franceses, porém foi lançado um tapete drenante da mesma forma que no restante da área C.

A remoção da água que fluiu para o tapete foi retirada por bombeamento em poço cuja base coincidiu com o sistema de drenos franceses. A vazão máxima esperada no poço de bombeamento é da ordem de 6,3 litros por minuto e a altura de recalque, necessária para remover a água do poço e lançá-la na lagoa, é de 6 metros.

O posicionamento do poço de bombeamento, o arranjo dos drenos franceses e a área de cravação dos drenos está ilustrada na figura (III.7).

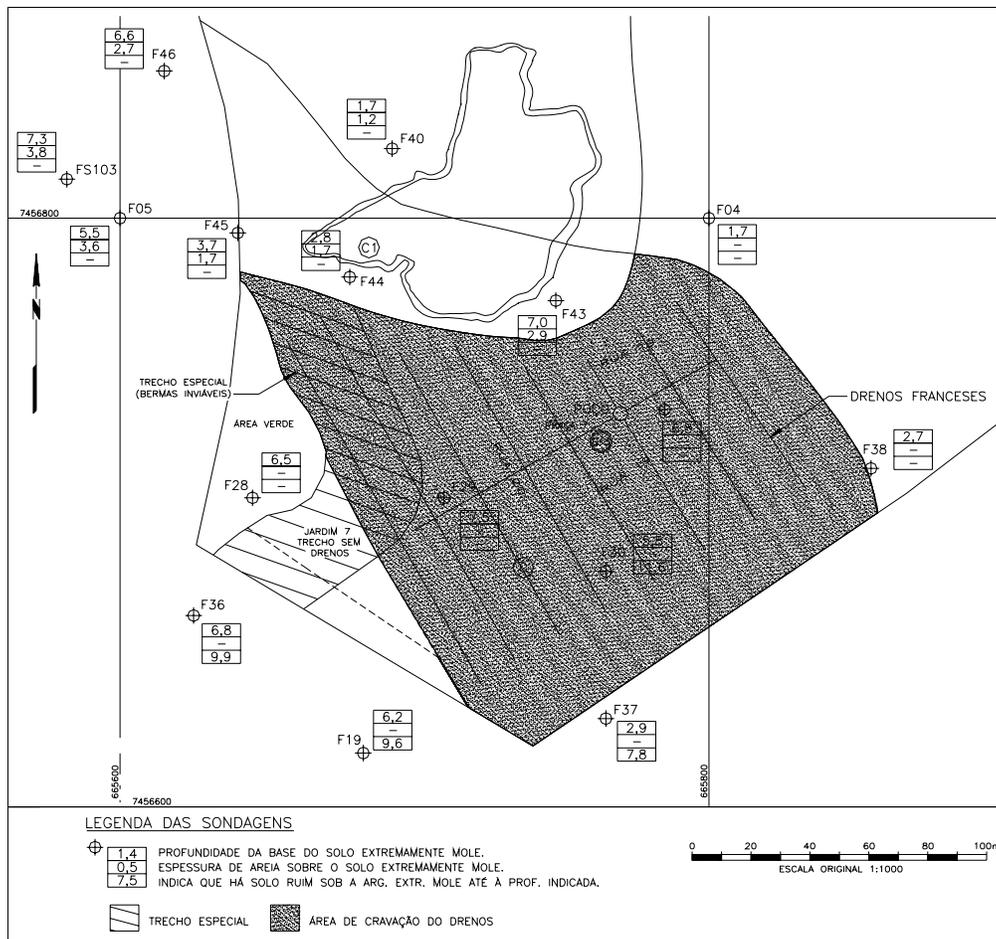


Figura – (III.7) – Planta de detalhamento da área C.

III.4.4 – ESTABILIDADE

As análises de estabilidade, que objetivam estabelecer a inclinação das saias de aterro necessárias para evitar rupturas durante o lançamento, foram realizadas pelo método de Bishop Modificado sendo utilizado o programa STABL 6. Para tanto, foram simuladas duas situações correspondentes aos limites sul e oeste da área C.

Assim, o projeto de execução dos aterros, tanto para as áreas limítrofes críticas, sul e oeste, quanto para todas as etapas de construção em qualquer ponto da área C, foi constituída por planos com espessura máxima de 50 centímetros conformando bermas com inclinação de 1:20 (V:H), prevendo uma camada de geotêxtil tecido de reforço no topo do tapete drenante.

Em uma parte da periferia a oeste da área C, intitulada como trecho especial e ilustrada na figura (III.7), não foi possível implantar a berma de equilíbrio devido à presença de vegetação a ser preservada. Este trecho, cercado de cuidados especiais, executado com espessura da ordem de 1 metro, em 2 etapas de 50 centímetros, com inclinação mínima exequível. A cada camada de 1 metro, foi implantado um reforço com geotêxtil tecido e o acompanhamento da construção monitorado com placas e inclinômetros localizados na periferia do aterro.

III.4.5 – SEQUÊNCIA EXECUTIVA

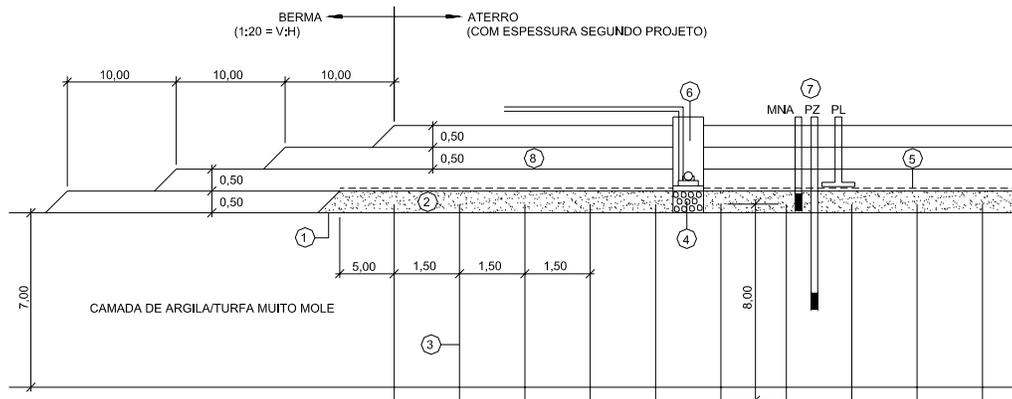
Para a construção do aterro na área C, foram planejadas diversas atividades que configuram a seqüência executiva apresentada esquematicamente na figura (III.8).

Para o preparo da superfície do terreno, foi realizado o corte da vegetação leve ao nível do terreno e removida a vegetação arbórea com diâmetro de tronco superior a 5 centímetros.

O tapete de areia, lançado com espessura média de 50 centímetros, foi constituído por areia média a grossa limpa, não havendo a necessidade de compactação.

Os drenos pré-fabricados foram cravados em uma distribuição triangular (1,35 x 1,50 metros) a partir do tapete de areia.

Os drenos franceses foram implantados no tapete de areia com altura de 50 centímetros e 80 centímetros de largura.



SEÇÃO ESQUEMÁTICA FORA DE ESCALA

- | | |
|------------------------|-----------------------|
| ① PREPARO DO TERRENO | ⑤ GEOTEXTIL |
| ② TAPETE DE AREIA | ⑥ POÇO DE BOMBEAMENTO |
| ③ DRENOS FIBROQUÍMICOS | ⑦ INSTRUMENTAÇÃO |
| ④ DRENOS FRANCÊSES | ⑧ ATERRO |

Figura – (III.8) – Seção típica da área C.

O geotêxtil tecido Propex 2008 da Amoco foi aplicado sobre todo o tapete de areia após a cravação dos drenos pré-fabricados e drenos franceses. O trecho especial foi dotado de geotêxtil tecido a cada 1 metro de espessura de aterro.

O poço de bombeamento foi instalado em coincidência com uma das linhas de dreno francês.

A instrumentação foi instalada após a cravação dos drenos pré-fabricados de forma equidistante dos mesmos.

O aterro lançado em camadas de 50 centímetros foi executado com recuo de 10 metros em todas as frentes de lançamento.

III.5 – PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação prevista para a área C constava de placas de recalque, medidores de nível de água, piezômetros Casagrande, piezômetros elétricos de corda vibrante, medidores magnéticos de recalque em profundidade e inclinômetros. Estes instrumentos foram reunidos em estações instrumentadas, trechos de teste, trecho especial e instrumentos distribuídos isoladamente. Foram previstas três estações instrumentadas, designadas como E1, E2 e E3.

A estação E1, situada nas proximidades do poço de bombeamento, foi composta por 1 placa de recalque, 1 medidor de nível de água, 4 piezômetros

Casagrande, 1 piezômetro elétrico de corda vibrante e 1 vertical de aranhas magnéticas. A localização em planta e a seção transversal da estação instrumentada E1 são apresentadas nas figuras (III.9 e III.10).

A estação E2 situa-se nas proximidades do trecho especial onde se acredita que a argila mole seja mais profunda. Esta possuiu a mesma configuração que a E1, exceto que houve 3 piezômetros Casagrande, sendo 1 piezômetro de referência profunda, 1 piezômetro no meio da camada de argila mole e outro na metade inferior conforme ilustrado nas figuras (III.11 e III.12).

A estação E3, situada na parte sul da área C, contou com 1 placa de recalque, 1 medidor de nível de água e 1 piezômetro Casagrande localizado no meio da camada de argila mole.

Os trechos de teste, T1 e T2, locados nas proximidades da estação E1, possuíram uma área de 12x12 metros. Nestes trechos foram utilizados geodrenos diferentes do dreno “tipo Este” que foi utilizado no restante do terreno. No trecho T1 foi utilizado o dreno Este modificado e no trecho T2 o Coldbondrain. A instrumentação dos trechos T1 e T2 teve a mesma configuração da estação instrumentada E3 e a seção transversal é apresentada na figura (III.13).

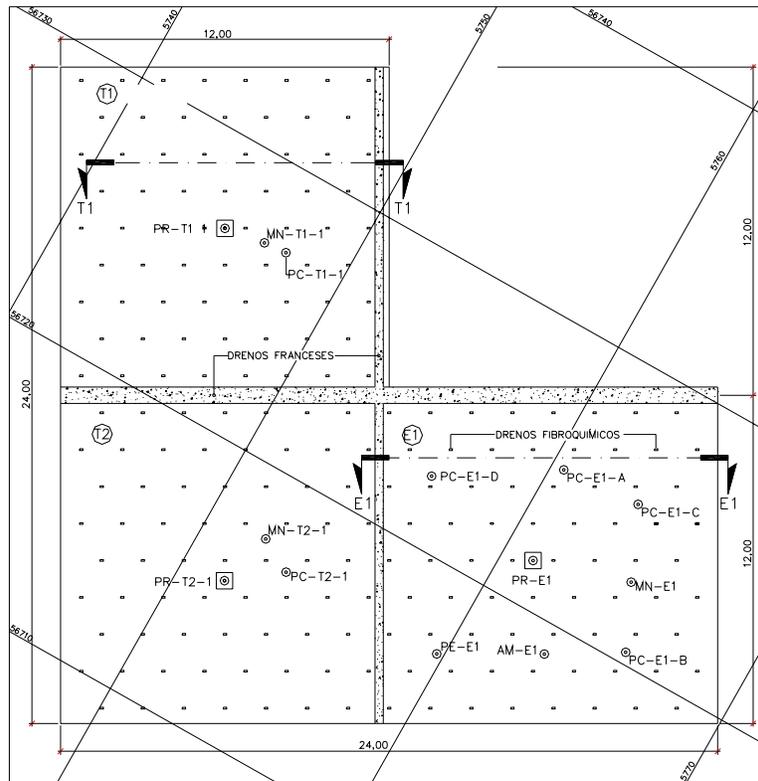


Figura – (III.9) – Localização em planta dos instrumentos na estação E1 e trechos de teste T1 e T2.

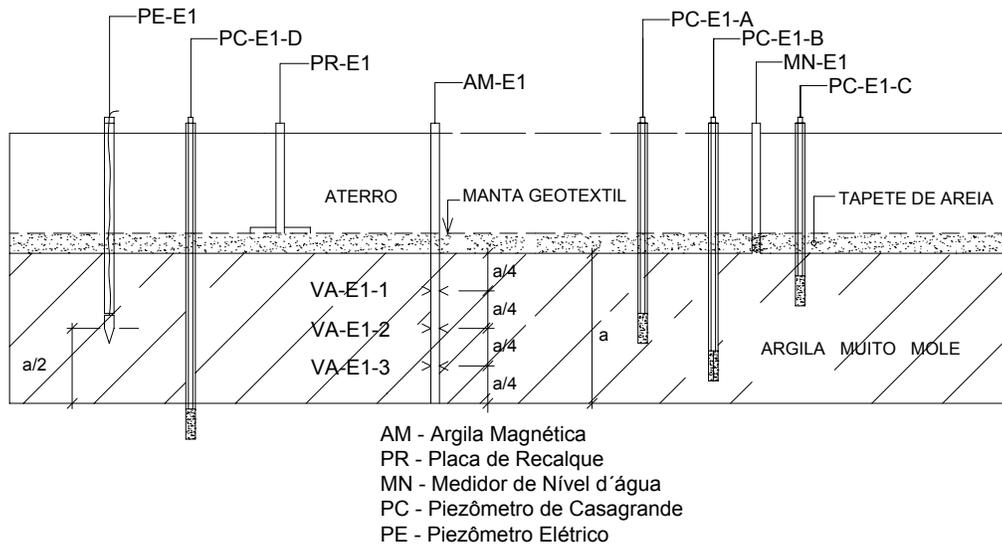


Figura – (III.10) – Seção transversal dos instrumentos na estação E1.

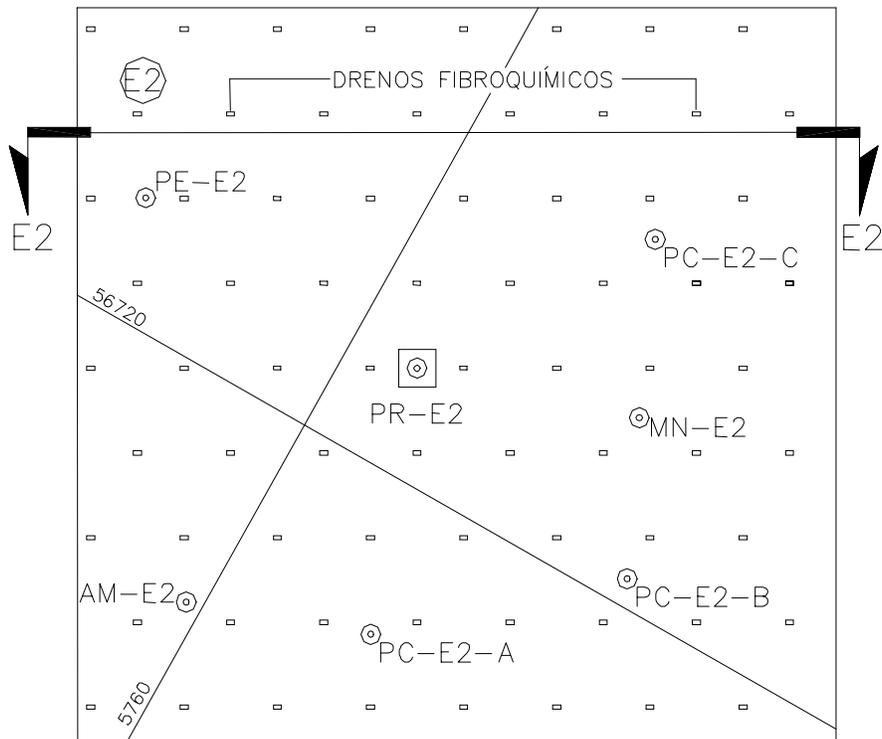


Figura – (III.11) – Localização em planta dos instrumentos na estação E2.

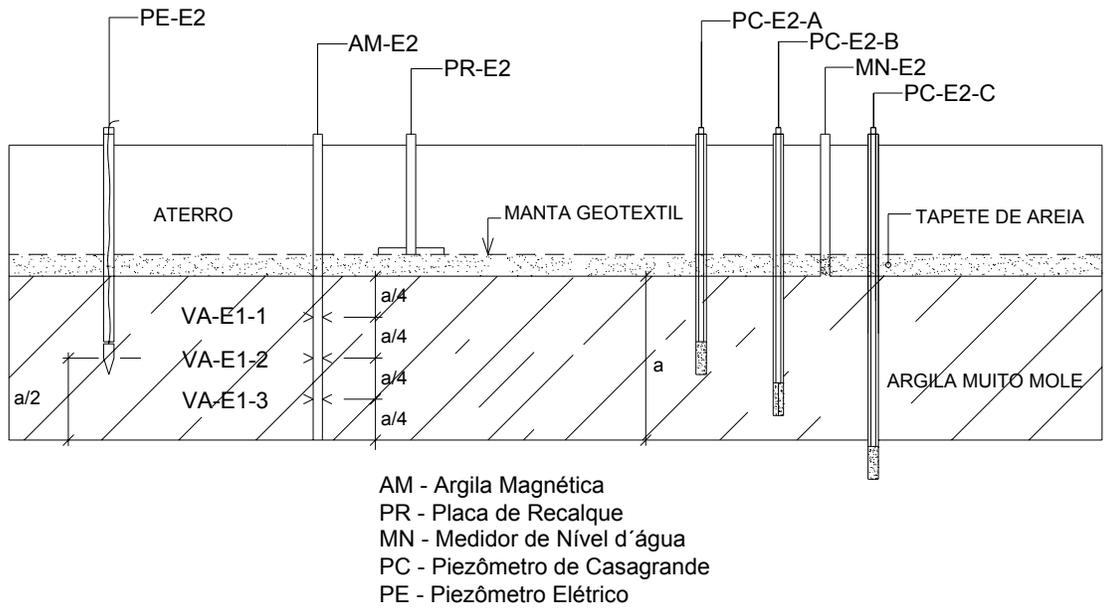


Figura – (III.12) – Seção transversal dos instrumentos na estação E2.

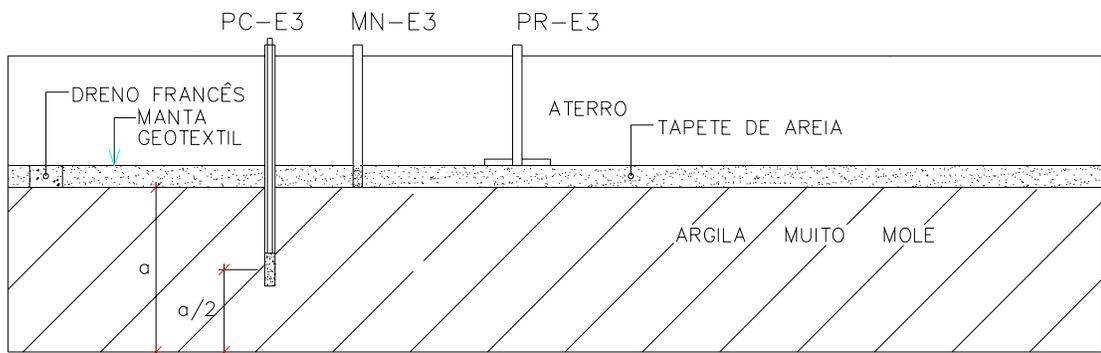


Figura – (III.13) – Seção transversal típica dos instrumentos na estação E3 e trechos de teste T1 e T2.

No trecho especial, localizado junto à área verde, não foi possível usar os taludes suaves previstos pelo estudo de estabilidade. Este trecho foi construído em etapas com camadas adicionais de geotêxtil a cada metro até a cota definida pelo projeto de terraplanagem. A instrumentação do trecho especial compreende 5 seções, cada uma delas com 1 vertical de inclinômetro no pé do talude, 1 piezômetro Casagrande e 3 destas com 1 medidor de nível de água. As placas de recalque foram locadas nas adjacências dos inclinômetros e são quantificadas em 6 ou 8 placas de recalque por inclinômetro, a depender da espessura da camada de argila mole. A instrumentação típica das seções no trecho especial é apresentada na figura (III.14). A distribuição dos instrumentos instalados na área C é apresentada na figura (III.15).

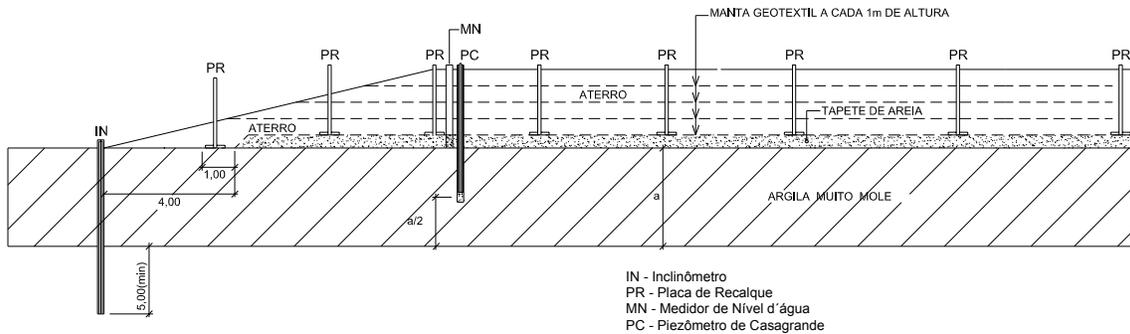


Figura (III.14) - Seção típica da instrumentação no trecho especial.

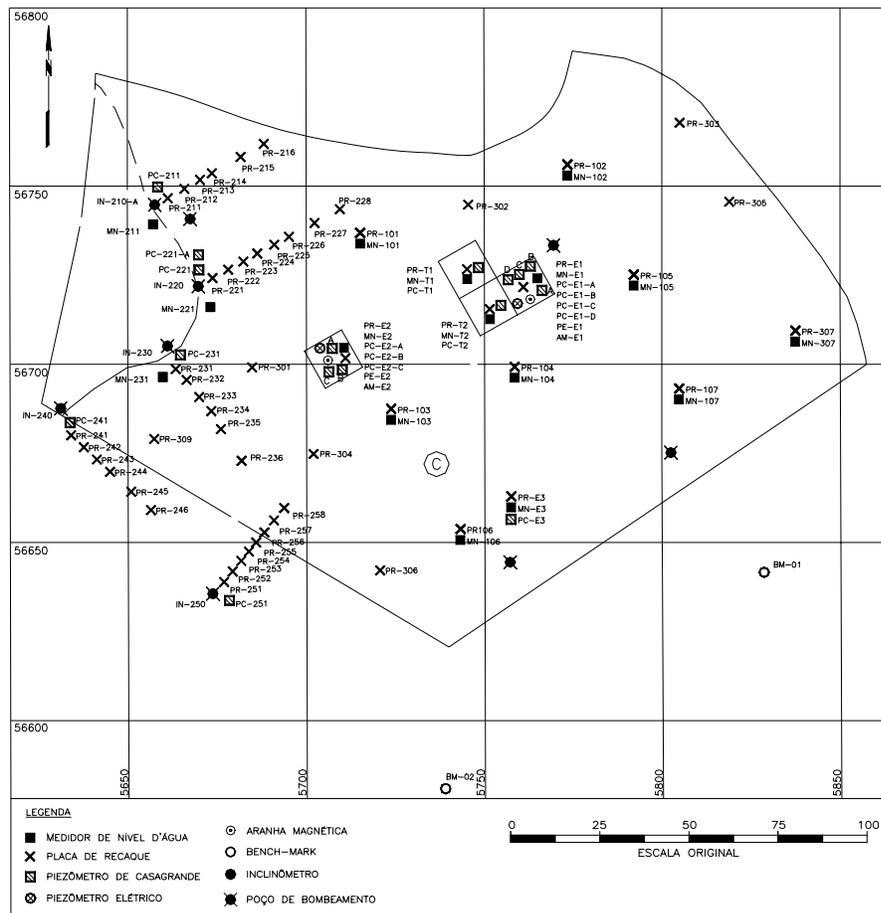


Figura (III.15) – Planta com a localização dos instrumentos na área C.

Os instrumentos isolados foram dispostos em 8 pontos do aterro compostos de 1 medidor de nível de água e 1 placa de recalque. Em outros 7 pontos foram instaladas placas de recalque.

O nivelamento dos instrumentos foi realizado com base em 2 referências profundas “bench-marks” localizadas ao sul da área C.

III.5.1 – INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Os instrumentos instalados tanto na camada de argila mole, como os piezômetros e as aranhas magnéticas, quanto os inclinômetros e Bench-marks, instalados em solo competente abaixo da argila, requiseram, previamente, sondagens de reconhecimento para determinar com acurácia a espessura da camada de argila mole. Nestas sondagens, foram preservadas as amostras para serem realizados

ensaios de umidade, determinações de limites de liquidez e plasticidade e ensaios de perda por ignição.

As placas de recalque têm como objetivo acompanhar os recalques desde o início do lançamento do aterro. Foram confeccionadas por hastes de PVC rígido (25,4 mm) acopladas em base de madeira (40 x 40 cm) e instaladas no interior da camada de areia.

Os medidores de nível de água têm como objetivo verificar a eficiência do sistema de drenagem na base do aterro analisando o fluxo no tapete de areia. Foram confeccionados de PVC rígido com diâmetro interno (19 mm) e bulbo perfurado com 50 centímetros de altura e envolto por tela de nylon (n° 40). Foram instalados em furos realizados com trado ou com equipamento de sondagem de 63,5 mm, com bulbo no tapete drenante, após a cravação dos drenos pré-fabricados e antes da colocação da manta de geotêxtil.

Os piezômetros Casagrande têm como objetivo medir o excesso de poropressão na camada argilosa e foram confeccionados com tubo de PVC com diâmetro interno (19 mm). O trecho perfurado teve (20 cm) de altura e foi envolto por tela de nylon (n° 40). Foram instalados em furos de sondagem de 63,5 mm, em bulbo de areia situado a meia altura da camada de argila mole, após a cravação dos drenos pré-fabricados e antes da colocação da manta de geotêxtil.

Nas estações instrumentadas, os piezômetros Casagrande foram dispostos de forma a se localizarem nos terços da profundidade da camada de argila mole e 1 piezômetro de Casagrande, utilizado como referência, localizado na camada de areia abaixo da argila mole.

As leituras dos medidores de nível de água e dos piezômetros Casagrande foram realizadas manualmente com sonda elétrica introduzida no interior do tubo até alcançar o nível de água e, em paralelo, o topo do instrumento era nivelado com nível ótico, tendo como referência o bench-mark.

Os bench-marks objetivam servir como referência para o nivelamento topográfico e confeccionados de ferro galvanizado (25,4mm) com penetração mínima de 3 metros em solo firme abaixo da camada de argila mole.

Os piezômetros elétricos de corda vibrante possuem o mesmo objetivo dos piezômetros Casagrande e foram instalados em furos de sondagem de 63,5 mm. O elemento sensor foi implantado em bulbo arenoso com cerca de 20 cm de altura localizado no meio da camada de argila mole. A instalação foi feita após a implantação dos drenos pré-fabricados e antes da colocação do geotêxtil. As leituras foram

realizadas com Minilogger (caixa leitora) e em paralelo realizadas leituras da pressão atmosférica com barômetro manual.

As aranhas magnéticas objetivam determinar a distribuição dos recalques ao longo da profundidade da camada de argila e foram instaladas em furos de sondagem de 127 mm. A vertical de aranhas foi composta por 3 aranhas magnéticas dispostas nos terços da profundidade da camada de argila mole e 1 magneto de referência localizado em camada competente abaixo da argila mole. As leituras foram realizadas com torpedo sensor inserido no interior do tubo, medindo-se a profundidade do sinal, e em paralelo realizando-se nivelamento do topo do instrumento.

Os inclinômetros têm como objetivo medir os perfis de deslocamentos horizontais de massas de solo e foram instalados em furos de sondagem de 127 mm, depois do tapete de areia e antes do lançamento do aterro. Os tubos de inclinômetro, localizados no contorno do trecho especial, foram instalados a uma profundidade mínima de 3 m em solo firme abaixo da camada de argila mole. As leituras foram realizadas manualmente com torpedo sensor e caixa de leitora que fornece as inclinações do tubo sucessivos a cada 50 cm.

III.6 – EXECUÇÃO DA OBRA

III.6.1 – SONDAGENS

Na fase de projeto, foram realizadas sondagens preliminares de reconhecimento, gerando as subdivisões das áreas A, B e C apresentadas na figura (III.2). Em uma segunda etapa de investigação, já com a obra iniciada, foram realizadas sondagens na área C com o objetivo de determinar com maiores detalhes a espessura de argila mole existente. Estas foram fundamentais para a instalação dos instrumentos de medição nas profundidades determinadas, para a realização da investigação geotécnica, determinação da profundidade dos drenos pré-fabricados e a obtenção de amostras para ensaios de laboratório.

As sondagens foram executadas em todos os locais onde foram previstos instrumentos de medição. As informações obtidas das sondagens serão detalhadas no capítulo IV.

III.6.2 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios compreendem ensaio de palheta, ensaio de piezocone com dissipação, retiradas de amostras Osterberg para realização de ensaio de adensamento e ensaio de permeabilidade in situ. Foram locados especialmente nas estações instrumentadas E1 e E2, exceto os ensaios de permeabilidade in situ, realizados em todos os piezômetros Casagrande instalados na área C. As informações geradas pela investigação descrita será apresentada no capítulo IV.

Os ensaios de palheta objetivaram a determinação da resistência não drenada (S_u) ao longo da profundidade. Foram realizadas duas verticais de ensaios totalizando 19 ensaios de palheta, sendo 9 ensaios na estação E1 e 10 ensaios na estação E2.

Os ensaios de piezocone tiveram como objetivo fornecer uma melhor definição da estratigrafia do terreno, além de fornecer parâmetros de resistência. Foram realizados 2 sondagens com ensaio de piezocone e 5 ensaios de dissipação da poro pressão, sendo 3 ensaios na estação instrumentada E1 e 2 ensaios na estação E2.

Os ensaios de adensamento foram realizados em amostras Osterberg objetivando obter parâmetros de adensamento e compressibilidade para estudos dos recalques das argilas. Foram realizados em 3 amostras provenientes de diferentes profundidades da estação instrumentada E1 e em 2 amostras da estação E2.

Os ensaios de permeabilidade tiveram como finalidade determinar em diferentes pontos e fases da obra os coeficientes de permeabilidade da argila mole. Foram realizados ensaios de infiltração utilizando piezômetro elétrico de corda vibrante inserido nos piezômetros Casagrande e conectado à caixa leitora programada para realizar leituras a cada 10 segundos.

III.6.3 – ATERRO NA ÁREA C

As atividades na área C tiveram início com o preparo do terreno segundo a seqüência executiva descrita no item (III.4.5), com o corte e remoção da vegetação arbórea existente.

A segunda etapa de investigação, composta pelas sondagens complementares, realizadas após a remoção da vegetação, foram executadas, a princípio, em todos os pontos onde foram previstos instrumentos de medição. Posteriormente, foram executadas sondagens no contorno da área C, as quais

apresentaram como resultado uma espessura de argila mole muito inferior que o restante da área C, possibilitando o aumento da inclinação final das bermas de equilíbrio na região ao sul da área C originalmente, de 1:20 para 1:10 (V:H). A espessura de aterro final, assim como o posicionamento das bermas de equilíbrio são ilustrados na figura (III.16).

O restante da área C e os lançamentos sucessivos de aterro foram executados por planos com espessura máxima de 50 centímetros conformando bermas com inclinação de 1:20 (V:H) de acordo com os estudos de estabilidade.

Com o início do lançamento do aterro na área C, verificou-se uma grande dificuldade prática em avançar com o mesmo, tendo em vista as condições adversas de estabilidade. Com isso, planejou-se lançar o aterro de forma a confinar a área objetivando evitar rupturas localizadas conformando inicialmente uma camada de trabalho do mesmo material especificado para o tapete drenante. O avanço do aterro lançado na área C é ilustrado na figura (III.17).

O tapete drenante foi executado com espessura média de 50 cm e constituído por areia média e grossa, limpa, apenas espalhada pela passagem do trator. O aterro lançado na área C foi constituído na maior parte por material com as mesmas características do tapete drenante e mantido um controle granulométrico rígido em amostras coletadas a cada novo carregamento.

Após o lançamento do tapete drenante, executado acima da camada de trabalho, iniciou-se a etapa de cravação dos drenos pré-fabricados simultaneamente com a confecção dos drenos franceses, e ao findar destas, a implantação do geotêxtil tecido ao longo de todo o tapete drenante.

O lançamento das camadas de aterro no trecho especial, com inserção de geotêxtil a cada metro, foi regido pelo controle de estabilidade baseado nos resultados da instrumentação, obtidos a cada etapa de lançamento de material.

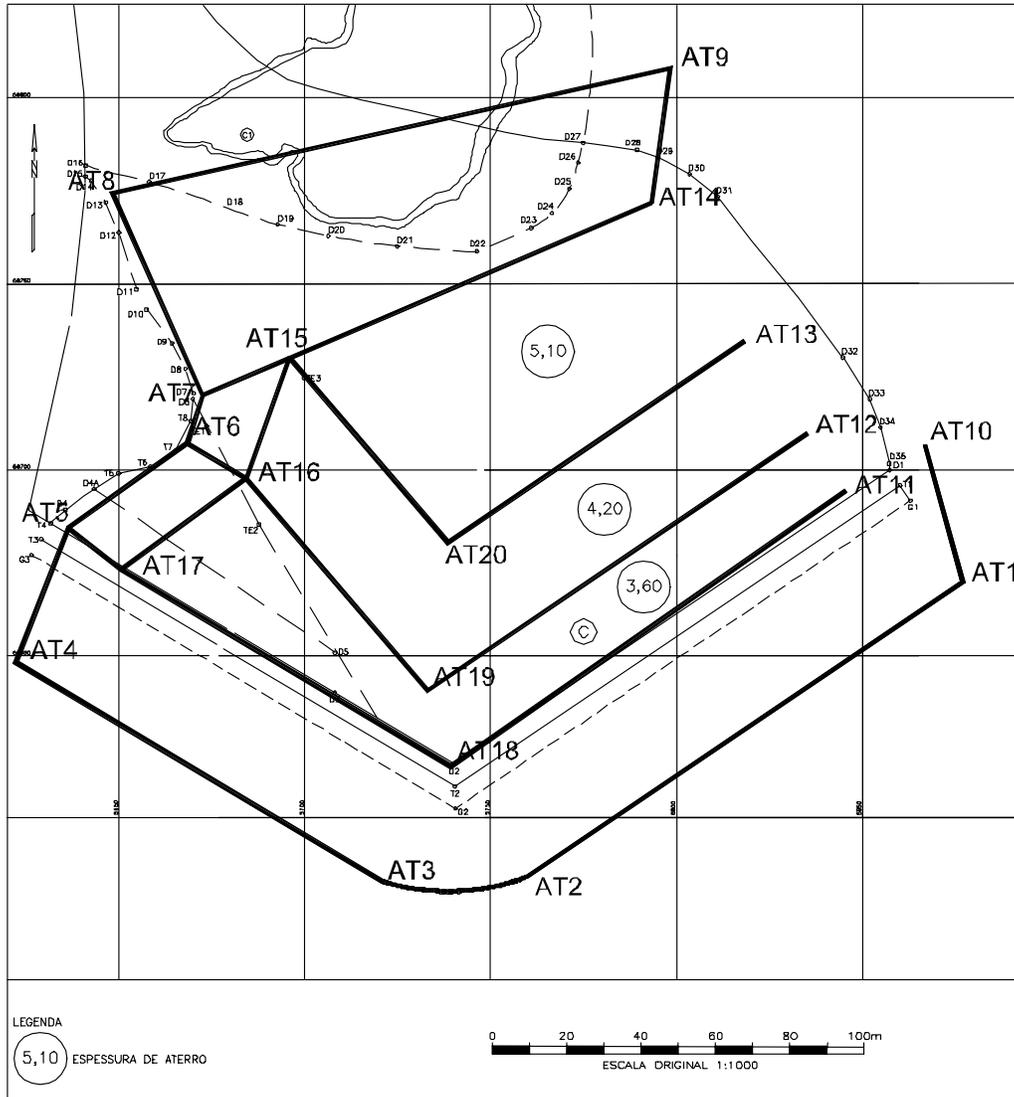


Figura (III.16) – Planta com a espessura final de aterro na área C. Redução da berma de equilíbrio originalmente de 1:20 para 1:10 (V:H) limitada pelos pontos AT11 e AT12.

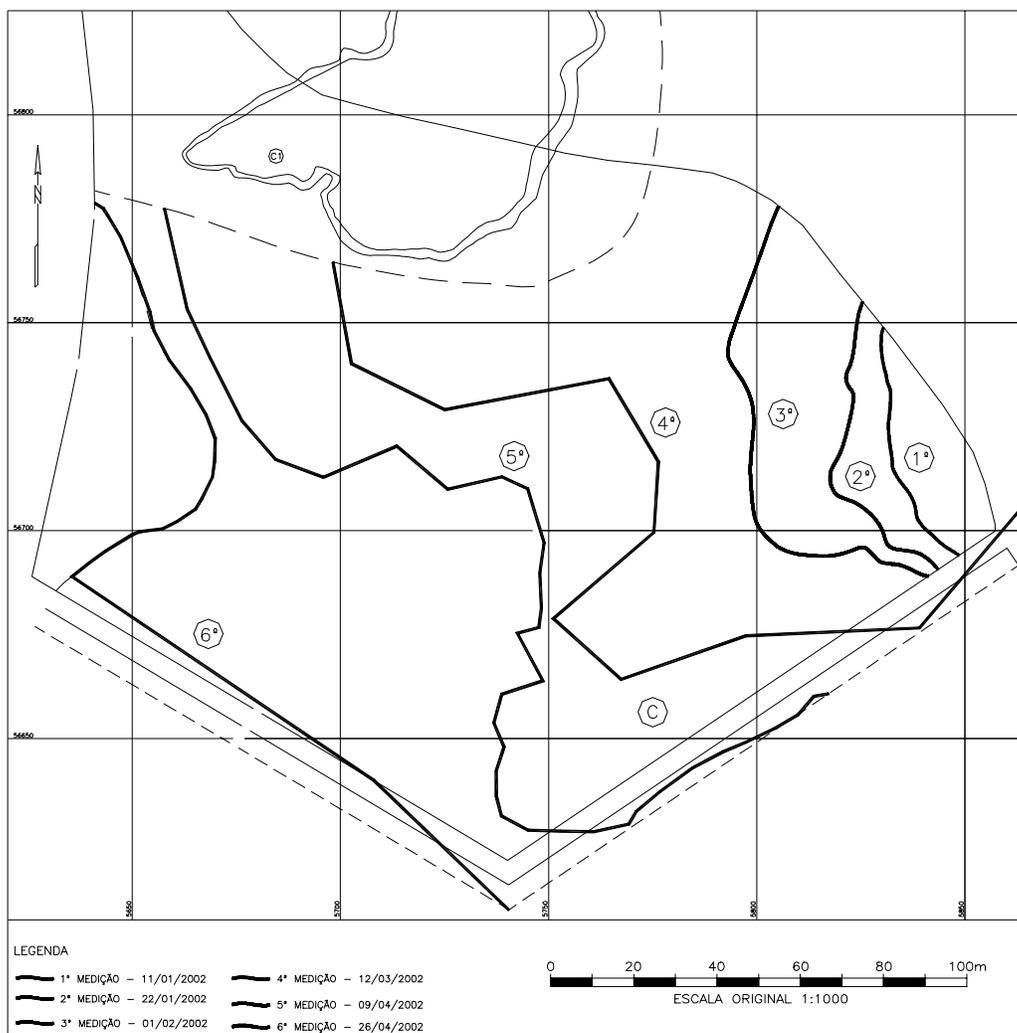


Figura (III.17) – Planta com avanço do aterro lançado na área C.

III.6.4 – CRAVAÇÃO DOS DRENOS PRÉ-FABRICADOS

A cravação dos drenos teve início com o término da execução do tapete drenante e foram executados até a cota indicada na figura (III.18).

Para o correto posicionamento dos pontos onde os drenos deveriam ser cravados, inicialmente foram topograficamente locados e numerados piquetes. Posteriormente, foram confeccionados gabaritos contendo as distâncias de acordo com a distribuição idealizada, de forma a garantir os espaçamentos requeridos em projeto.

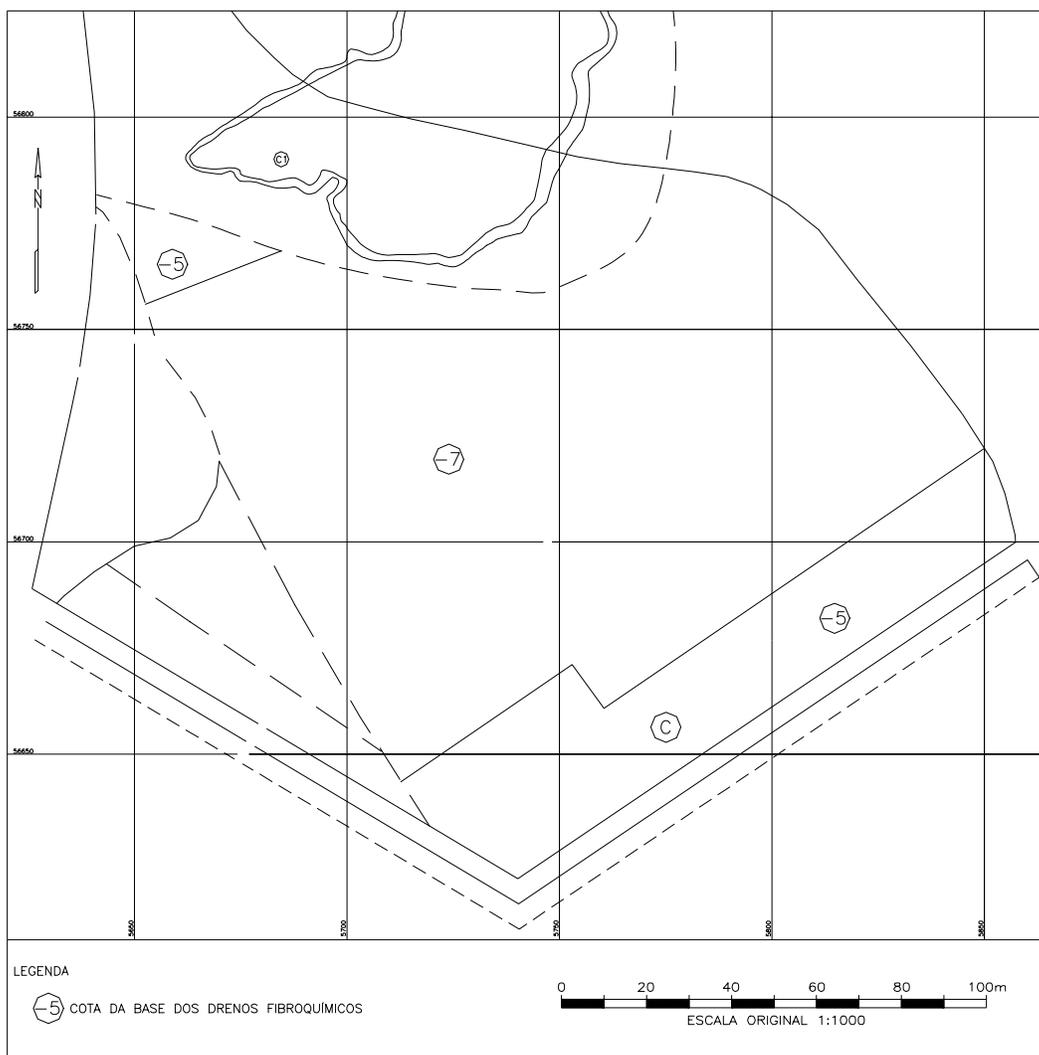


Figura (III.18) – Planta com a cota da base dos drenos pré-fabricados.

Nos trechos de teste T1 e T2 foram cravados drenos diferentes do tipo Este utilizados no restante do terreno conforme previsto. Para tanto, foram locados os pontos que limitavam cada trecho, executando-se a cravação dos drenos até a cota indicada na figura (III.18), sendo efetuada a troca dos rolos de drenos a cada trecho, conforme almejado em projeto.

Os drenos pré-fabricados foram ensaiados quanto à capacidade de fluxo no plano, segundo ISO – 12958/1999, sob gradiente 0,5 a 20°C de temperatura e a obtenção das amostras seguiu a NBR-12593. Os resultados são apresentados na tabela (III.3).

Tabela(III.3) – Propriedades dos drenos verticais utilizados.

| TIPO DE DRENO | LOCAL | TENSÃO (kPa) | CAPACIDADE DE DESCARGA (cm ³ /s) |
|----------------|------------------------|-----------------|--|
| Este Drain | E1 e toda a área | 100 | 46,2 |
| | | 188 | 32,7 |
| Coldbond drain | T2 | 100 | 18,9 |
| | | 188 | 11,8 |

Nota – O dreno Este modificado não foi ensaiado, porém atende à capacidade de descarga requerida em projeto.

Os drenos foram cravados utilizando sistema de cravação por empurramento estático hidráulico, de forma a minimizar as perturbações no solo.

O mandril utilizado, com dimensões 14 x 7 cm, objetivou proteger e garantir a verticalidade dos drenos. A placa de ancoragem (chapinha), com dimensões 17 x 9,5 cm, dobrava quando da cravação em torno da ponta do mandril.

Durante a reposição do rolo de drenos, houve a necessidade de serem feitas junções entre os drenos. Estas foram realizadas retirando-se parte do tecido filtrante e acoplando o núcleo em junção tipo macho – fêmea, sendo posteriormente recobertas pelo tecido de ambos e fixados com arame de forma a não romper durante a cravação.

III.6.5 – EXECUÇÃO DA INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Os instrumentos de medição foram locados segundo posicionamento definido pelas coordenadas especificadas em projeto e instalados após a cravação dos drenos pré-fabricados.

Foram instalados 97 instrumentos de medição sendo 54 placas de recalque, 16 medidores de nível de água, 16 piezômetros Casagrande, 2 bench-marks, 2 piezômetros elétricos de corda vibrante, 2 aranhas magnéticas e 5 inclinômetros. Na tese foram utilizados apenas os resultados das estações instrumentadas E1 e E2, os trechos de teste T1 e T2 e as placas de recalque PR-232 e PR-309.

Os instrumentos foram nivelados diariamente com base nas referências profundas (bench-marks).

As placas de recalque foram instaladas em cavas abertas no tapete drenante e posicionadas, em média, a 40 cm de profundidade.

Os medidores de nível de água foram instalados em furos executados com equipamento de sondagem de 63,5 mm, de maneira que o trecho perfurado fosse posicionado no tapete de areia.

Os piezômetros Casagrande, locados em diferentes profundidades na camada de argila, foram instalados em furos de sondagem de 63,5 mm, com trecho perfurado inserido em bulbo de areia média e grossa, confeccionados com 30 cm de altura. O selo, executado após o término do bulbo de areia, foi constituído por uma mistura de solo argiloso, bentonita e água.

Os bench-marks foram instalados com auxílio de sondagem rotativa de 127 mm, com ponteira locada em solo firme. O bulbo de ancoragem, executado com 20 cm de altura, foi preenchido por calda de cimento. A partir do bulbo, foi inserida de forma a proteger as hastes galvanizadas, uma tubulação de PVC rígido de 50,8 mm.

Os piezômetros elétricos foram instalados em furos de sondagem de 63,5 mm, com elemento sensor envolto em bulbo arenoso com 20 cm de altura, localizado no meio da camada de argila mole. As hastes de aço, ligadas ao instrumento, foram protegidas por tubulação de PVC de 127 mm no trecho constituído pelo aterro, de forma a evitar o atrito negativo nas hastes gerado pelos recalques e facilitar sua posterior recuperação.

As aranhas magnéticas foram instaladas em furos de sondagem executados com sondagem rotativa de 127 mm. As aranhas, instaladas em torno de tubulação de plástico, foram posicionadas nos terços da profundidade da camada argilosa, com auxílio de uma haste guia. A tubulação de plástico, cujo magneto de referência é fixo, foi instalada a 3 metros de profundidade, em solo competente, abaixo da argila mole.

Os inclinômetros foram instalados com auxílio de sondagem rotativa de 127 mm com penetração de 3 m de profundidade em solo firme, abaixo da camada de argila mole. O selo, inserido entre o revestimento e o tubo de inclinômetro, foi constituído por mistura bentonítica.

IV – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

IV.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas, inicialmente, as informações obtidas das sondagens, os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do terreno e uma sucinta descrição do material constituinte do aterro lançado.

Posteriormente, serão relacionados os tipos de ensaios de campo e laboratório requeridos pelo projeto, detalhando os procedimentos de execução e apresentados os resultados, sem considerar, ainda, a análise e interpretação desses resultados.

IV.2 – SONDAJENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO E PERFIS DE SOLOS

As sondagens executadas foram realizadas em todos os pontos onde foram previstos instrumentos de medição, conforme figura (IV.1). Nesta figura também são apresentadas as seções que se destinam a compor o perfil geotécnico do terreno apresentado nas figuras (IV.2 a IV.4).

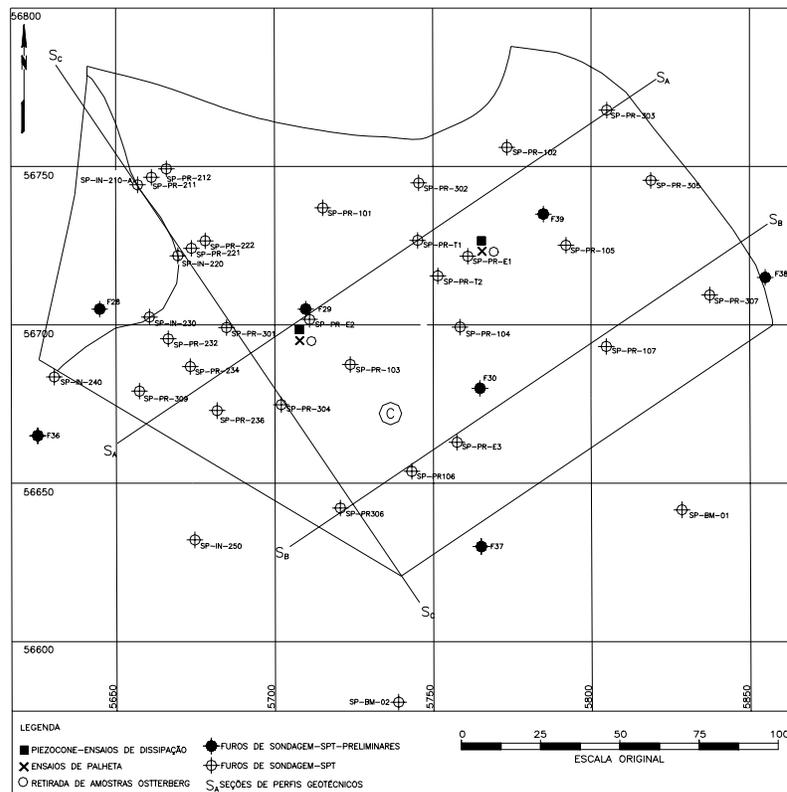
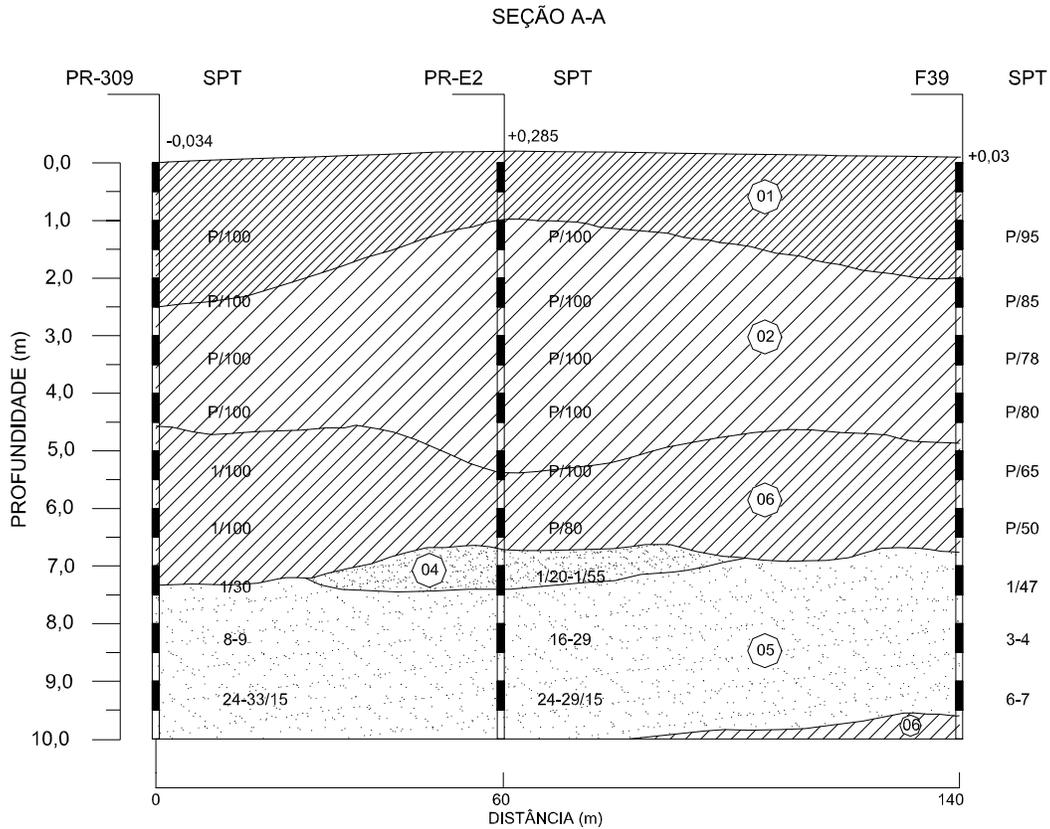


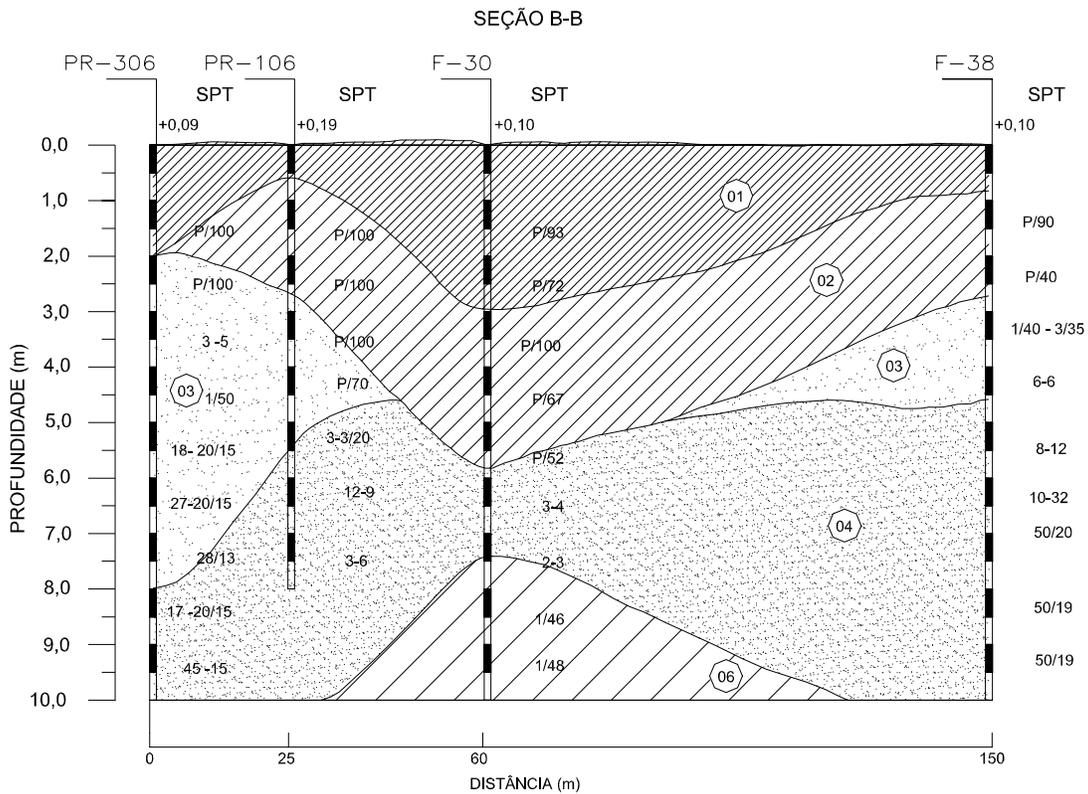
Figura (IV.1) – Planta de localização dos furos de sondagens e seções geotécnicas.



LEGENDA

- 1 - TURFA COM ARGILA ORGÂNICA - MARROM ESCURO
- 2 - ARGILA ORGÂNICA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS E LENTES DE AREIA - CINZA ESCURO
- 4 - AREIA FINA A MÉDIA ARGILOSA - MARROM
- 5 - AREIA FINA A MÉDIA - CINZA
- 6 - ARGILA ORGÂNICA SILTOSA COM LENTES DE AREIA E FRAGMENTOS DE CONCHA - PRETA

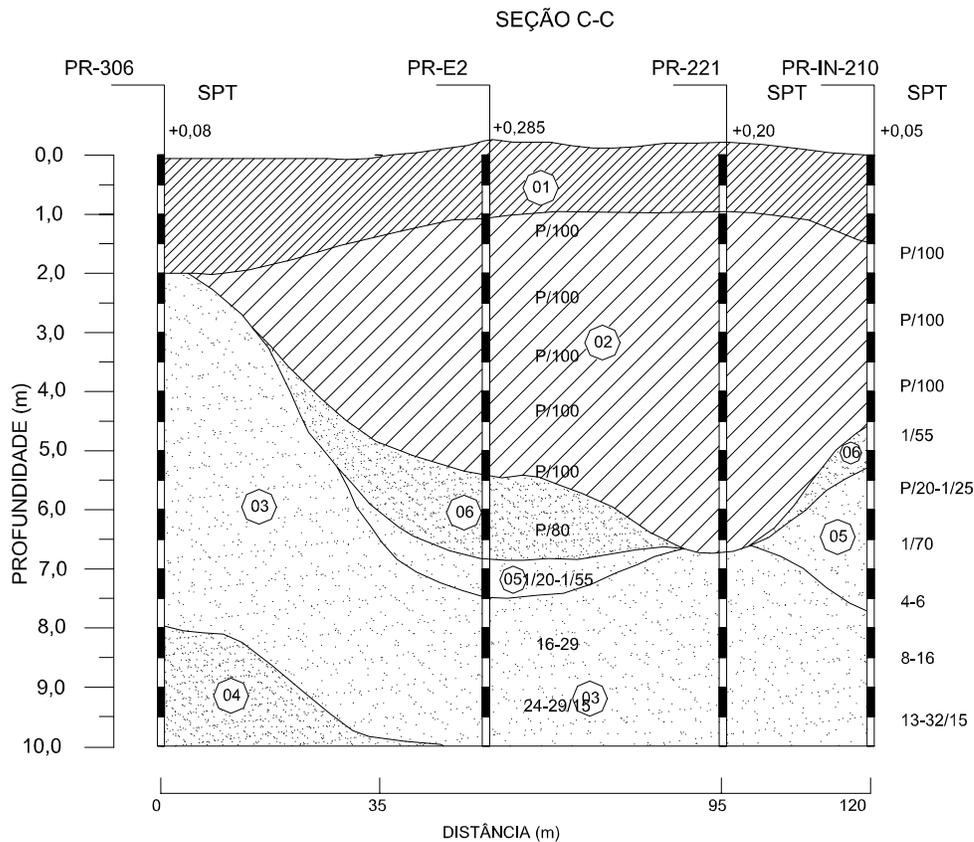
Figura (IV.2) – Perfil geotécnico da área C seção – AA.



LEGENDA

- 1 - TURFA COM ARGILA ORGÂNICA - MARROM ESCURO
- 2 - ARGILA ORGÂNICA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS E LENTES DE AREIA - CINZA ESCURO
- 3 - AREIA FINA A MÉDIA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS - CINZA
- 4 - AREIA FINA A MÉDIA - MARROM
- 6 - ARGILA ORGÂNICA SILTOSA COM LENTES DE AREIA E FRAGMENTOS DE CONCHA - PRETA

Figura (IV.3) – Perfil geotécnico da área C seção – BB.



LEGENDA

- 1 - TURFA COM ARGILA ORGÂNICA - MARROM ESCURO
- 2 - ARGILA ORGÂNICA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS E LENTES DE AREIA - CINZA ESCURO
- 3 - AREIA FINA A MÉDIA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS - CINZA
- 4 - ARGILA ORGÂNICA COM FRAGMENTOS DE CONCHAS E LENTES DE AREIA - PRETA
- 5 - AREIA FINA A MÉDIA - CINZA
- 6 - ARGILA ORGÂNICA SILTOSA COM LENTES DE AREIA E FRAGMENTOS DE CONCHA - PRETA

Figura (IV.4) – Perfil geotécnico da área C seção – CC.

Com base nos perfis traçados, observa-se que as três seções apresentam uma camada superficial turfosa de cor muito escura, aproximando-se do preto, com espessura em torno de 2 metros. Abaixo desta, encontra-se uma camada de argila orgânica mole com lentes de areia e fragmento de conchas, variando de cinza a cinza escuro, com espessura de 5 a 7 metros, com N_{spt} zero ou muito próximo de zero, assente sobre uma camada de areia fina a média de cor cinza.

IV.3 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Os ensaios foram realizados em amostras provenientes de furos de sondagem realizados na área C. Foram selecionados os resultados obtidos das sondagens preliminares, responsáveis pela elaboração do projeto, os quais são apresentados na tabela (IV.1). Na tabela (IV.2) são apresentados os resultados da caracterização geotécnica especificamente das estações instrumentadas E1 e E2.

IV.3.1 – LIMITES DE ATTERBERG E UMIDADE NATURAL

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) dos solos foram determinados de acordo com a NBR 6459/84, sem secagem prévia.

As figuras (IV.5 a IV.7) mostram os perfis de limites de Atterberg e de teores de umidade naturais. Pode se observar nestas figuras que o teor de umidade natural é próximo do limite de liquidez, em média, levemente superior a este. A umidade da camada superficial turfosa gira em torno de 350% e ao penetrar na camada de argila orgânica este índice decresce variando de 100% a 150%. O índice de plasticidade apresenta uma amplitude menor, variando de 150% para as camadas iniciais e permanecendo, em média, em 100% para as camadas subsequentes.

IV.3.2 – MATÉRIA ORGÂNICA

A determinação da perda por ignição, que se correlaciona com a porcentagem de matéria orgânica, dos perfis do solo foi obtida através de ensaios de PPI realizados em amostras secas a 105°C aquecidas a 550°C. O valor da PPI é obtido através da variação do peso a 105°C e 550°C dividido pelo peso a 105°C.

Observa-se, conforme ilustrado na figura (IV.8), que até uma profundidade de 2 metros a (PPI) apresenta uma faixa de variação entre 18,5% a 34,1%, decrescendo com a profundidade, à medida que se penetra na camada de argila orgânica,

Tabela (IV.2) – Ensaio de caracterização em amostras SPT – Estações instrumentadas E1 e E2.

| FURO | PROF. TOPO (m) | PROF. BASE (m) | PROF. MÉDIA (m) | TIPO DE SOLO | SPT | UMID. (%) | PPI (%) | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|-------|----------------|----------------|-----------------|--------------|-------|-----------|---------|--------|--------|--------|
| SP-E1 | 0,00 | 1,00 | 0,50 | 4 | | 346,1 | | | | |
| SP-E1 | 1,00 | 2,00 | 1,50 | 4 | P/100 | 393,1 | | | | |
| SP-E1 | 2,00 | 3,00 | 2,50 | 4 | P/100 | 326,0 | | 317 | 81 | 236 |
| SP-E1 | 3,00 | 4,00 | 3,50 | 4 | P/100 | 170,0 | | 180 | 41 | 139 |
| SP-E1 | 4,00 | 5,00 | 4,50 | 4 | P/100 | | | | | |
| SP-E1 | 5,00 | 6,00 | 5,50 | 4 | P/100 | | | 90 | 51 | 39 |
| SP-E1 | 6,00 | 6,70 | 6,35 | 3 | P/70 | 92,9 | | | | |
| SP-E1 | 7,00 | 7,70 | 7,35 | 3 | P/70 | 180,5 | | 197 | 76 | 121 |
| SP-E1 | 8,00 | 8,70 | 8,35 | 3 | P/70 | 190,2 | | | | |
| SP-E1 | 9,00 | 9,45 | 9,23 | 2 | 7 | 29,9 | | | | |
| SP-E1 | 10,00 | 10,50 | 10,25 | 2 | 1/50 | 35,2 | | | | |
| SP-E1 | 11,00 | 11,55 | 11,28 | 1 | 1/55 | 24,5 | | | | |
| SP-E2 | 0,00 | 1,00 | 0,50 | 4 | | 496,6 | | | | |
| SP-E2 | 1,00 | 2,00 | 1,50 | 4 | P/100 | | | | | |
| SP-E2 | 2,00 | 3,00 | 2,50 | 4 | P/100 | 238,9 | | | | |
| SP-E2 | 3,00 | 4,00 | 3,50 | 4 | P/100 | 154,9 | | | | |
| SP-E2 | 4,00 | 5,00 | 4,50 | 4 | P/100 | 124,5 | | | | |
| SP-E2 | 5,00 | 5,45 | 5,23 | 3 | 1 | 127,1 | | | | |
| SP-E2 | 6,00 | 6,90 | 6,45 | 2 | 1/90 | 120,7 | | | | |
| SP-E2 | 7,00 | 7,30 | 7,15 | 3 | P/30 | 168,0 | | | | |
| SP-E2 | 8,00 | 9,00 | 8,50 | 1 | | 21,6 | | | | |

1 - AREIA LIMPA 3 - FINOS COM AREIA
2 - AREIA COM FINOS 4 - ARGILAS E TURFAS ESCURAS

LIMITES DE ATTERBERG OBTIDOS EM AMOSTRAS SPT

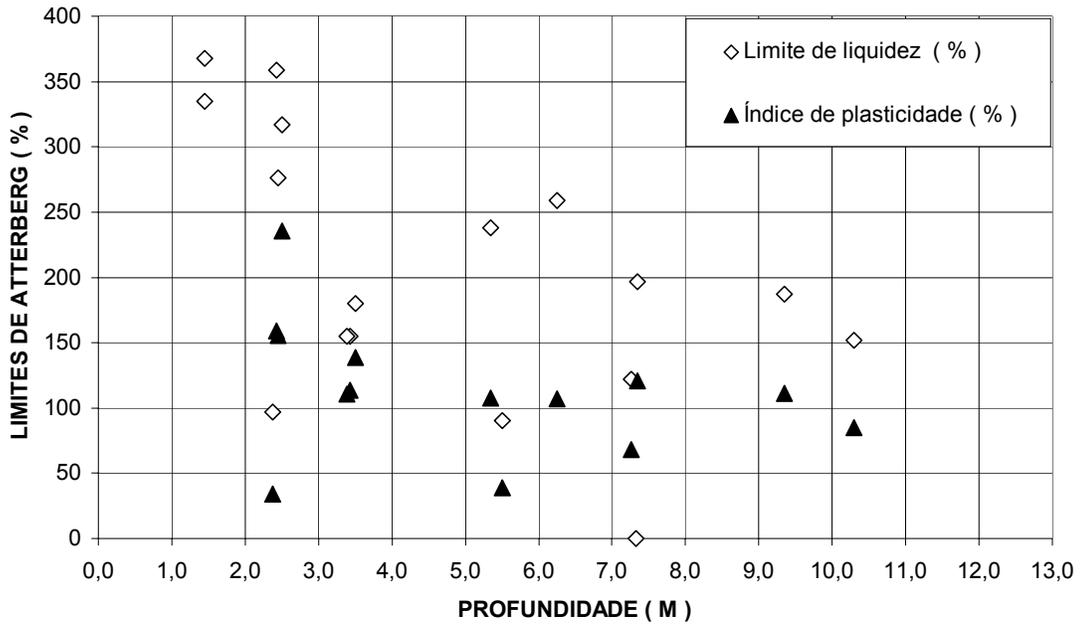


Figura (IV.5) – Limites de Atterberg ao longo da profundidade.

UMIDADE NATURAL OBTIDA EM AMOSTRAS SPT

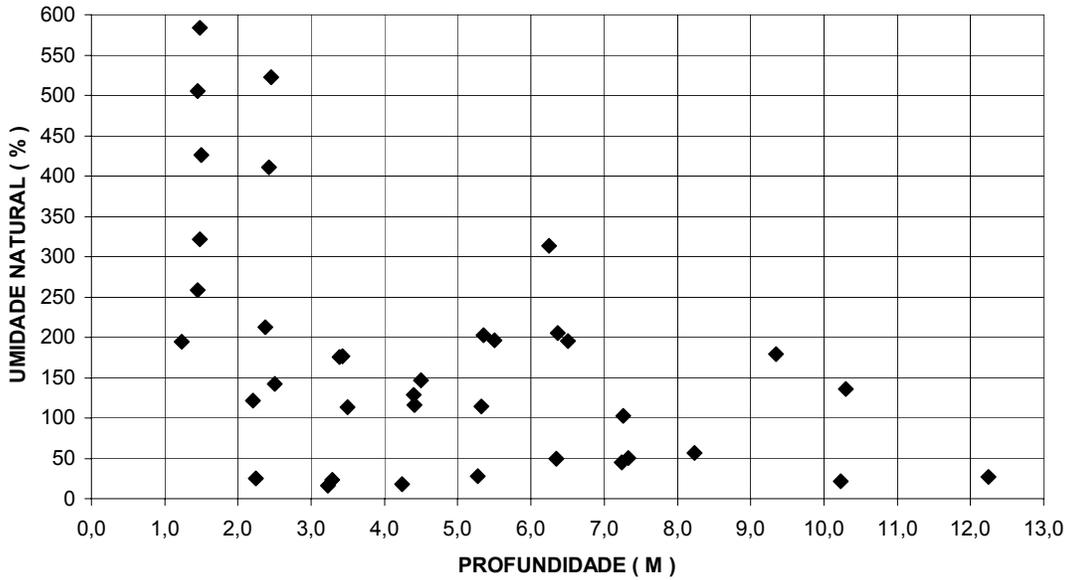


Figura (IV.6) – Teor de umidade ao longo da profundidade em amostra SPT – preliminares.

**UMIDADES NATURAIS OBTIDAS EM AMOSTRAS SPT NAS
ESTAÇÕES INSTRUMENTADAS - E1 E E2**

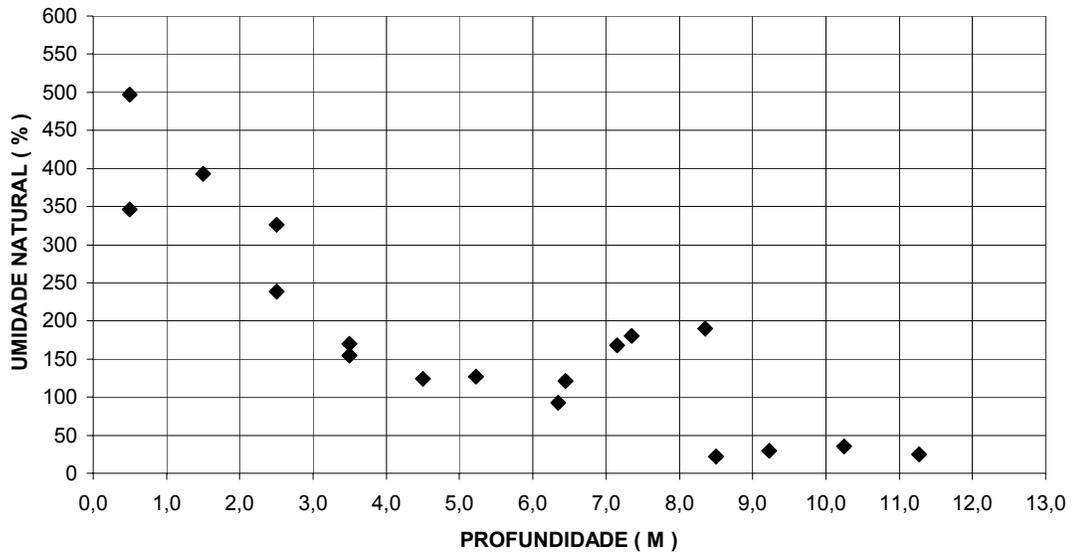


Figura (IV.7) – Teor de umidade ao longo da profundidade em amostra SPT – Estações instrumentadas E1 e E2.

PERDA POR IGNIÇÃO OBTIDAS EM AMOSTRAS SPT

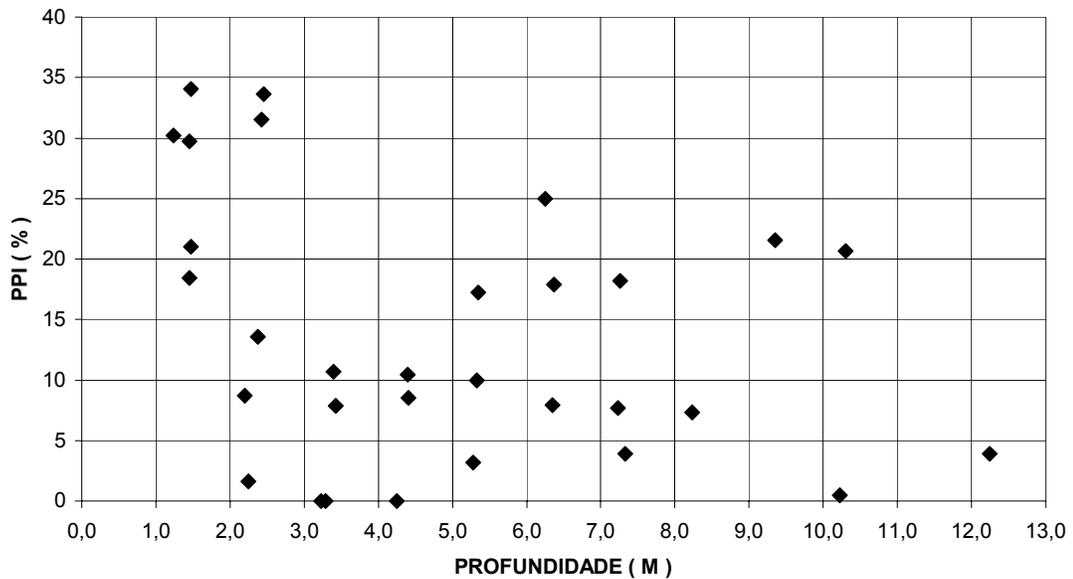


Figura (IV.8) – Perda por ignição ao longo da profundidade.

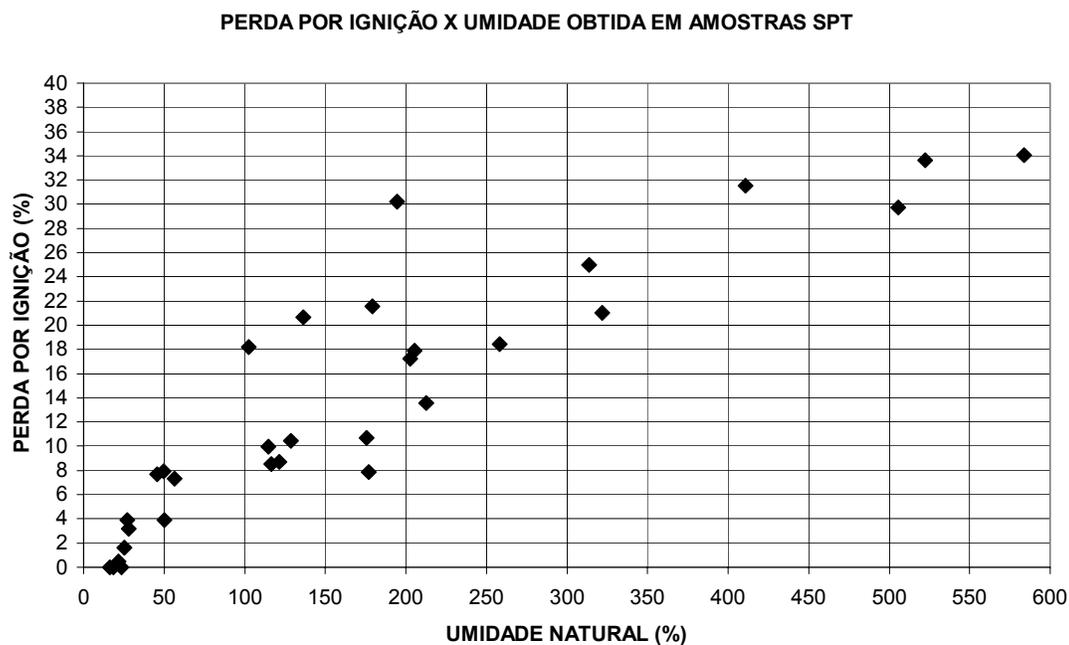


Figura (IV.9) – Curva PPI x Teor de umidade.

IV.4 – DESCRIÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO COMO ATERRO

O aterro lançado na área C foi constituído, na maior parte, por areia, proveniente de diferentes jazidas da região, sendo apenas espalhada pela passagem do trator, em camadas com espessura de 50 cm conformando bermas com inclinação 1:20 (V:H) sem compactação.

Inicialmente, para a confecção da camada de trabalho e do tapete de areia, as jazidas eram estudadas objetivando atender as especificações de projeto, areia média e grossa isenta de finos ou no máximo 2% em peso, sendo analisadas quanto à sua distribuição granulométrica e ,quando lançadas e espalhadas, analisadas quanto a densidade “in situ”.

As camadas a serem lançadas acima do geotêxtil também foram constituídas, em sua maior parte, por areia, sendo as mesmas analisadas quanto à distribuição granulométrica e densidade “in situ”.

Os ensaios de granulometria, executados em solos grossos (areia e pedregulho), possuindo pouca ou nenhuma quantidade de finos, foram realizados segundo a NBR 7181/84, sendo efetuada apenas análise granulométrica por peneiramento.

Os ensaios de densidade “in situ” foram realizados através do método do frasco de areia, sendo as amostras estudadas quanto às densidades máxima e mínima de acordo com as normas NBR 12051 e NBR 12004 respectivamente. A tabela (IV.3) apresenta um resumo estatístico dos resultados dos ensaios de granulometria e dos ensaios de densidade “in situ” realizados.

Tabela (IV.3) – Resumo das características granulométricas e densimétricas do material constituinte do aterro lançado na área C.

| LOCAL | h (%) | γ_{nat} (gf/cm ³) | IDENTIFICAÇÃO | GRANULOMETRIA (%) | | | | |
|-------|-------|---|---------------------------------------|---------------------|-----------------|----------------|---------------|------------------|
| | | | | PEDREGULHO | AREIA GROSSA | AREIA MÉDIA | AREIA FINA | SILTE/ ARGILA |
| A | 6,81 | 1,81 | Areia média a fina cor cinza claro | 0,33 | 0,16 | 52,66 | 46,33 | 0,52 |
| B | 12,30 | 1,80 | Areia média a fina cor bege claro | 1,89 | 0,43 | 57,19 | 39,71 | 0,78 |

Nota: Local A – Camada de trabalho e tapete de areia e local B – Aterro lançado acima do geotêxtil.

IV.5 – ENSAIOS ESPECIAIS

Os ensaios de campo compreendem ensaios de piezocone e palheta e ensaios de laboratório correspondem a ensaios de adensamento.

A tabela (IV.4) mostra a distribuição dos ensaios locados estrategicamente nas estações instrumentadas E1 e E2. Estes objetivaram caracterizar detalhadamente as propriedades da área em estudo, servindo como comparativo, quando confrontados com os ensaios de caracterização geotécnica.

Os ensaios de piezocone forneceram perfis contínuos de medidas de resistência de ponta corrigida (qt), poro-pressão (u), razão de atrito (Rf) e atrito local (fs) com a profundidade.

Os ensaios de palheta foram realizados em profundidades pré-determinadas baseadas nos resultados das sondagens e distribuídos a cada 0,9 metros na estação E1 e 0,6 metros na estação E2. O objetivo desta distribuição foi intercalar o número previsto de ensaios de forma que estes fossem concentrados na camada de argila orgânica.

Os ensaios de adensamento foram realizados em amostras coletadas em diferentes profundidades através de amostradores tipo Osterberg.

Tabela (IV.4) – Distribuição dos ensaios especiais.

| ENSAIOS | ESTAÇÃO E1 | ESTAÇÃO E2 |
|-------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Piezocone | 1 Perfil e 3 ensaios de dissipação | 1 Perfil e 2 ensaios de dissipação |
| Palheta | 1 Perfil | 1 Perfil |
| Adensamento | 3 ensaios | 2 ensaios |

IV.6 – ENSAIO DE PIEZOCONE - CPTU

IV.6.1 – DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado para a execução dos ensaios de piezocone e dissipação é um penetrômetro provido de um sistema hidráulico, TG73200, de fabricação italiana (Pagani Geotechnical Equipment) e um cone elétrico (Cordless System), no qual os dados são emitidos por ondas de rádio.

O piezocone utilizado apresenta luva de atrito de 150 cm² de área com 36 mm de diâmetro e ângulo de base de 60° com 10 cm² de área.

Considerando que a propressão pode ser medida em três posições ao longo do cone (face, base e topo da luva de atrito), a prática internacional tem consagrado a utilização deste elemento locado na posição (u_2), base do cone, posição esta utilizada nestes ensaios. O equipamento tem capacidade de cravação de até 100 KN (cone 3276) e uma relação de áreas (AN/AT) igual a 0,64.

IV.6.2 – PROCEDIMENTO E SEQUÊNCIA DE ENSAIO

A realização de um ensaio de piezocone requer uma série de tarefas preparatórias e de suporte que compreendem a verificação dos equipamentos, calibrações e transporte.

Os ensaios foram realizados pela empresa SOLUM Engenharia e Geologia Ltda, à qual realizou todos os procedimentos de calibração e saturação do elemento poroso.

As duas verticais executadas apresentavam graves problemas de acesso e posicionamento do equipamento, mesmo sendo este provido de recursos próprios para locomoção, fazendo-se necessária a construção de um caminho com auxílio de madeirites.

Uma vez posicionado o equipamento de ensaio, o próximo passo consiste no nivelamento, o qual é feito através de mecanismos hidráulicos que ajustam as alturas do chassi em relação às placas de apoio. Este procedimento visa garantir a verticalidade do equipamento, segundo recomendações da ABNT MB- 3406/91 e ISOPT1/88.

A ancoragem do conjunto no terreno é feita com quatro hastes contendo hélices que são parafusadas no terreno a uma profundidade média de 1 metro. A ancoragem, somada ao peso do equipamento, assegura uma reação suficiente para a penetração em solo mole.

Após a verificação e ordenação das hastes a serem utilizadas e a montagem e as ligações dos equipamentos para aquisição de dados, o piezocone era retirado da cápsula de saturação, encapado por uma membrana de borracha e colocado no furo realizado previamente até atingir a cota do nível de água. Com a ponteira na cota de início de ensaio, procediam-se às leituras iniciais (carga zero).

A cravação foi realizada a uma velocidade de 2 cm/s, conforme recomendações do MB-3406/91 da ABNT e ISOPT1/88, de forma contínua e estática com coleta de dados a cada 2,5 cm, cravado por penetrômetro hidráulico.

Os ensaios eram encerrados quando se penetrava de 2 a 3 m na camada arenosa subjacente ao depósito de argila mole.

Ao final do ensaio, realizaram-se leituras na mesma cota em que foram tomadas as leituras iniciais, para verificar a estabilidade do zero do ensaio.

IV.6.3 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

A tabela (IV.5) apresenta informações a respeito da execução dos ensaios de piezocone.

Nas figuras (IV.10 e IV.11) mostram os resultados dos parâmetros obtidos nas estações instrumentadas E1 e E2 respectivamente. Observa-se nestas a existência de uma camada de argila mole até uma profundidade de aproximadamente 7 m.

Tabela (IV.5) – Informações referentes ao ensaios de piezocone.

| LOCAL | DATA DO ENSAIO | COTA DO TERRENO (m) |
|------------|-------------------|--------------------------|
| Estação E1 | 01/março/02 | 1,24 |
| Estação E2 | 04/março/02 | 0,25 |

O ensaio de dissipação consiste em interromper a penetração do cone, seguida do monitoramento do decaimento do excesso de pressão (Δu) com o tempo. Adotou-se como critério de finalização do ensaio, 15 minutos após a poropressão atingir valores próximos à pressão hidrostática observando a constância dos valores.

Na tabela (IV.6) são apresentadas as configurações de campo dos ensaios de dissipação e os resultados apresentados nas figuras (IV.12 e IV.13).

Tabela (IV.6) – Configurações de campo – Ensaio de dissipação.

| DATA DO ENSAIO | DESIGNAÇÃO (ESTAÇÃO) | PROFUNDIDADE (m) | COTA DO NA (m) |
|----------------|------------------------|--------------------|------------------|
| 01/março/02 | E1 – 01 | 2,03 | 0,10 |
| 01/março/02 | E1 – 02 | 4,01 | 0,10 |
| 01/março/02 | E1 – 03 | 6,39 | 0,10 |
| 04/março/02 | E2 – 01 | 3,04 | 0,10 |
| 04/março/02 | E2 – 02 | 5,98 | 0,10 |

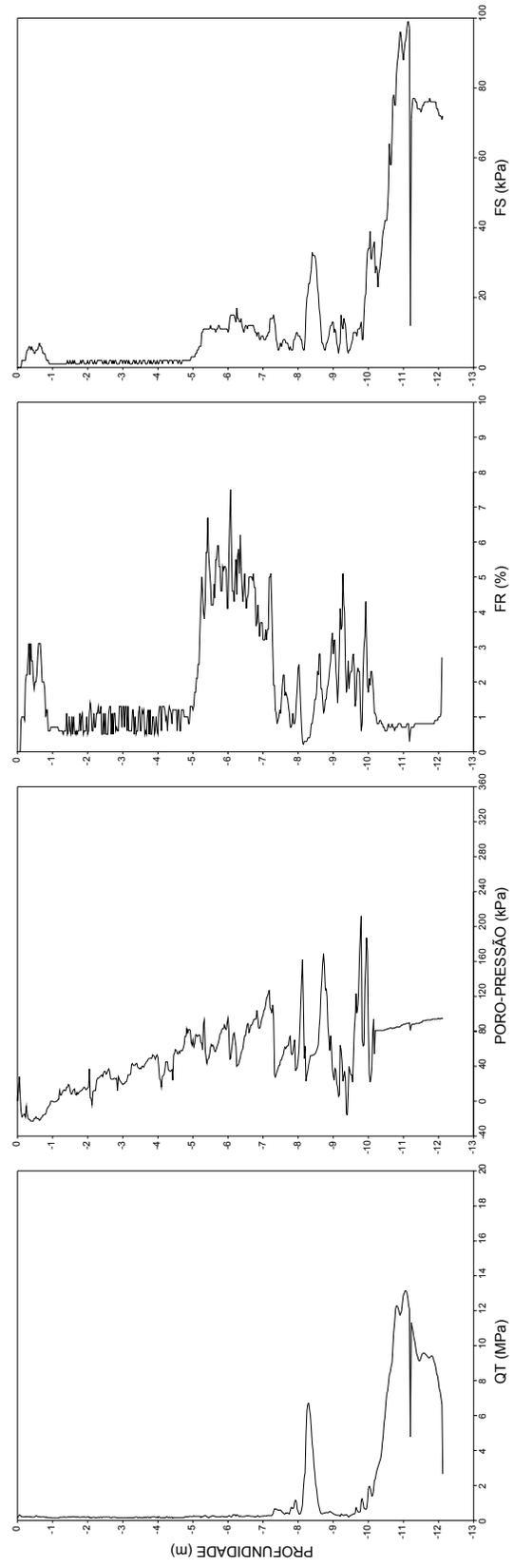


Figura – (IV.10) - Resultado do ensaio de piezocone - Estação instrumentada - E1.

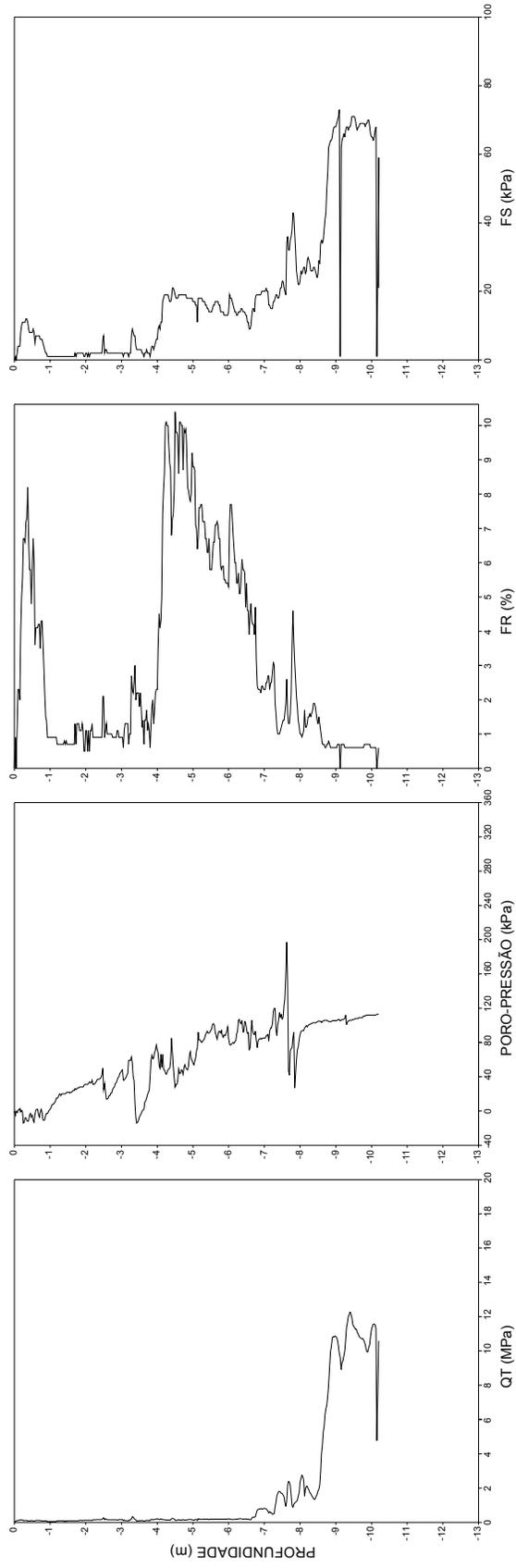


Figura –(IV.11) - Resultado do ensaio de piezocone - Estação instrumentada - E2.

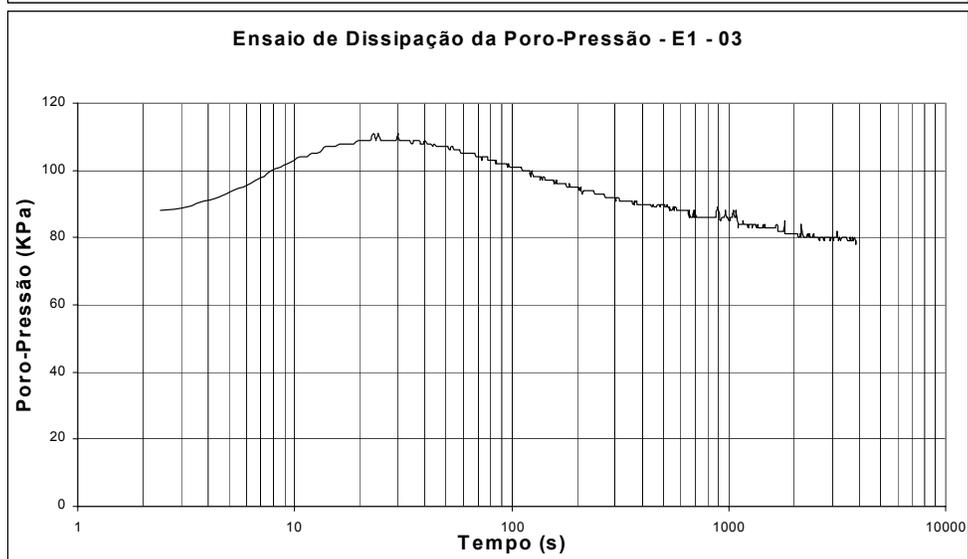
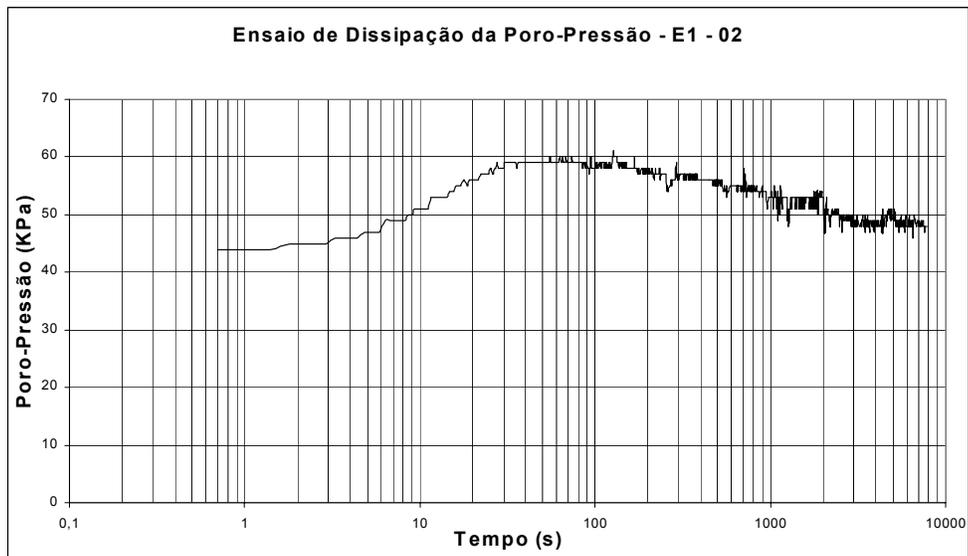
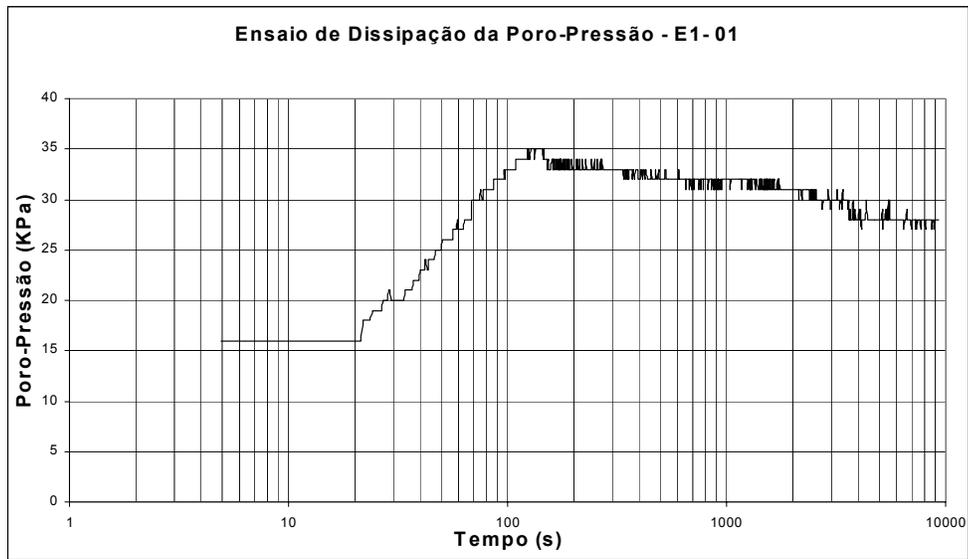


Figura (IV.12) – Resultado dos ensaios de dissipação – Estação instrumentada – E1.

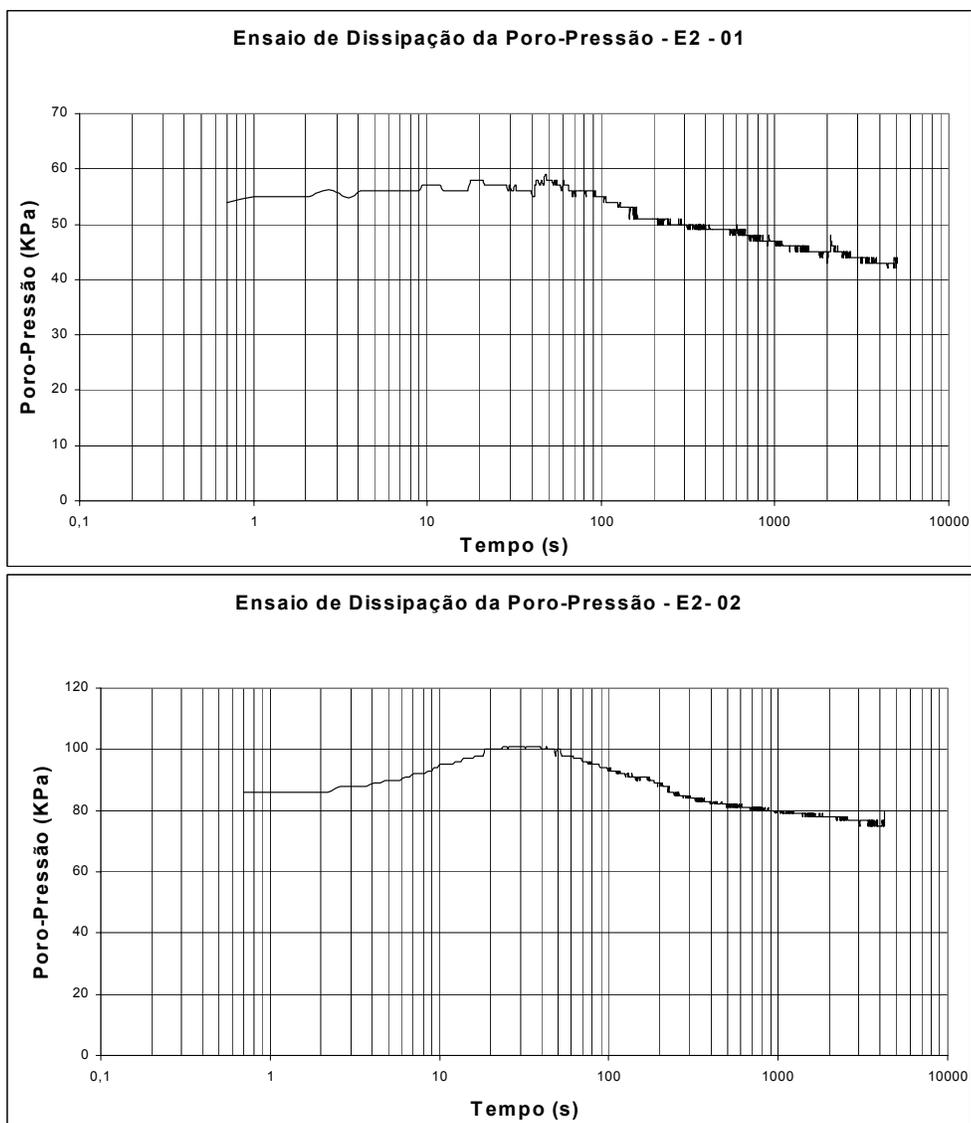


Figura (IV.13) – Resultado dos ensaios de dissipação – Estação instrumentada – E2.

IV.7 – ENSAIO DE PALHETA

IV.7.1 – O ENSAIO DE PALHETA E EQUIPAMENTO UTILIZADO

O ensaio de palheta (Vane Test) objetiva determinar a resistência não-drenada (S_u) do solo “in situ”, utilizando-se uma palheta de seção cruciforme, que é inserida no solo e submetida a um torque capaz de cisalhá-lo por rotação.

O equipamento utilizado na pesquisa é o tipo A – Vane Borer. A palheta utilizada possui diâmetro de 6,5 cm e altura de 13 cm.

IV.7.2 – PROCEDIMENTO E SEQUÊNCIA DE ENSAIO

Os ensaios de palheta foram realizados pela empresa Tecnosonda, a qual se responsabilizou pela calibração e aferição do equipamento utilizado.

Para a realização do ensaio, inicialmente foi aberto um furo com 20 cm de profundidade e 10 cm de diâmetro para o posicionamento do equipamento. Imediatamente após a limpeza do furo e conferência da profundidade, descia-se o conjunto de hastes com rolamentos espaçadores e palheta. A palheta era então cravada verticalmente, sem rotação, até a profundidade prevista para a realização do ensaio.

Na seqüência, posicionava-se a mesa que contém os dispositivos de torque e medição, zeravam-se os instrumentos e imediatamente procedia-se à aplicação do torque (cisalhamento do solo). A velocidade de ensaio era de 6° por minuto e as leituras realizadas a cada 2°.

Após encerrada a fase de cisalhamento do solo, aplicavam-se dez revoluções completas à palheta, refazendo-se o ensaio para determinação da resistência do solo amolgado. O intervalo entre os dois procedimentos era sempre inferior a 5 minutos, conforme recomendação do MB-3122/89 da ABNT.

IV.7.3 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE PALHETA

Na tabela (IV.7) são apresentadas as configurações de campo referentes à execução do ensaio.

Nas figuras (IV.14 e IV.15) apresentam os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) determinados por ensaios de palheta nas estações instrumentadas E1 e E2, respectivamente.

Não foram considerados os efeitos do atrito no conjunto e na haste fina, assim como os valores de (S_u) não foram corrigidos segundo considerações de BJERRUM (1973).

Tabela (IV.7) – Configurações de campo – Ensaio de palheta.

| DATA DO ENSAIO | COTA DO TERRENO (m) |
|-------------------|--------------------------|
| 15/março/02 | 1,13 |
| 18/março/02 | 0,20 |

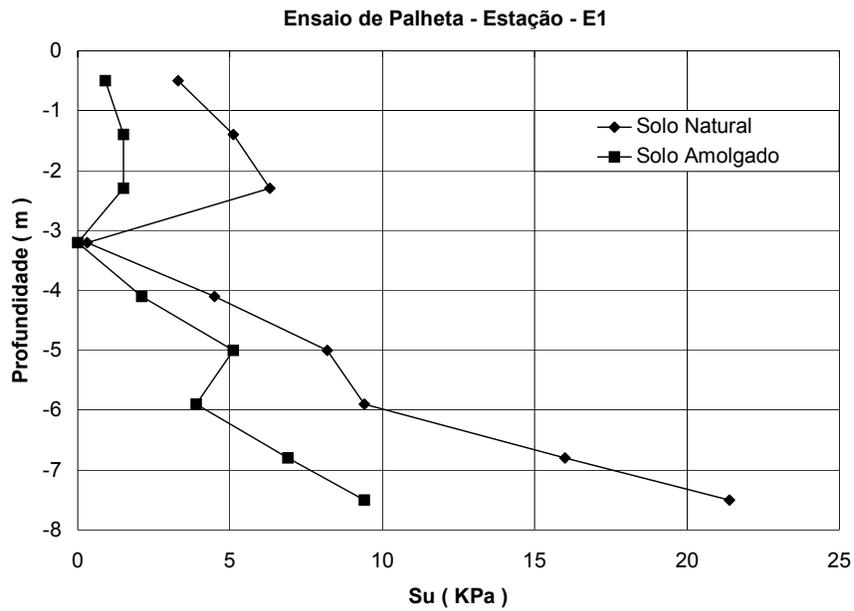


Figura (IV.14) – Resultados dos ensaios de palheta – Estação instrumentada – E1.

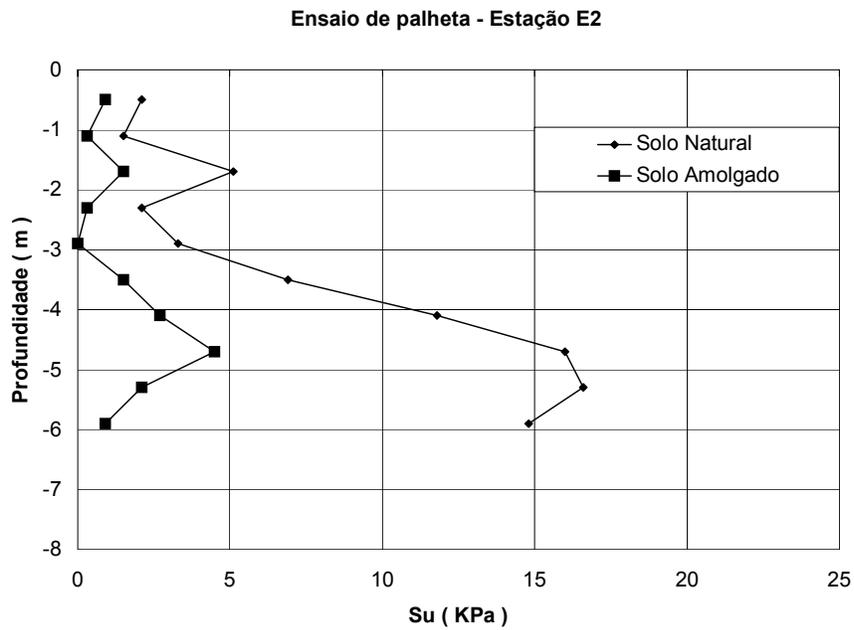


Figura (IV.15) – Resultados dos ensaios de palheta – Estação instrumentada – E2.

IV.8 – ENSAIO DE ADENSAMENTO

IV.8.1 – COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

A amostragem, embora seja uma operação realizada em campo, não é um ensaio de campo. Essa atividade objetiva extrair amostras para ensaios de laboratório e, por isso, optou-se por apresentá-la juntamente com o ensaio de adensamento.

Para esta pesquisa foram coletadas amostras indeformadas através de amostradores com diâmetro de 10 cm e comprimento útil de aproximadamente 75 cm utilizando-se pistão estacionário (Osterberg).

Este equipamento consiste de um tubo de parede fina, interno a um outro tubo, possuindo na extremidade superior uma cabeça que recebe a pressão hidráulica utilizada para a cravação do tubo fino no solo.

IV.8.2 – PROCEDIMENTOS DE AMOSTRAGEM

As amostras indeformadas foram coletadas nas estações instrumentadas E1 e E2, sendo coletadas 3 amostras na estação E1 e 2 amostras na estação E2, conforme apresentado na tabela (IV.4). A identificação do furo onde as amostras foram retiradas, suas respectivas profundidades, características iniciais e a descrição visual são apresentadas na tabela (IV.8).

Após o correto posicionamento e a montagem do equipamento, o furo, inicialmente executado com auxílio de trado manual, era revestido até a profundidade de 1,0 m. A partir deste, todo o processo de perfuração e limpeza do furo foi feito com circulação de água.

O avanço do furo com circulação de água era cessado ao atingir 0,50 m acima de cada cota de amostragem. Ao chegar neste ponto, era executada a conferência da cota de amostragem e limpeza do furo com auxílio do trépano de sondagem. O amostrador era então conectado ao conjunto de hastes de sustentação, tomando-se o cuidado de conferir o comprimento do conjunto.

O pistão era posicionado na parte inferior do tubo amostrador e sua haste era travada ao conjunto de hastes de sustentação.

O conjunto era introduzido cuidadosamente no interior da perfuração e, ao apoiar no fundo, conferia-se o comprimento da parte do conjunto excedente à cota do furo.

O passo seguinte, após o conjunto corretamente posicionado, refere-se à liberação do pistão e a cravação do amostrador. A cravação era feita utilizando-se pressão hidráulica de maneira rápida e contínua, controlando-se o avanço da cravação através do curso da cabeça, que, ao terminar, indicava o completo preenchimento do amostrador.

Após a cravação, o amostrador permanecia nesta posição durante cerca de 2 horas, e, em seguida, cisalhava-se a base da amostra através de revoluções na coluna de hastas. O tempo de permanência do amostrador no solo se justifica tendo em vista a grande incidência de areia e fragmentos de conchas, o que dificultava a amostragem.

A amostra era lacrada imediatamente após a retirada do amostrador do furo, consistindo em uma camada de parafina entremeadada por discos de papel previamente parafinados. Os tubos amostradores eram envoltos em colchão de espuma e protegidos do calor e vibrações até a chegada ao laboratório, onde eram guardados em câmara úmida.

Tabela (IV.8) – Identificação das amostras Osterberg coletadas.

| LOCAL | AMOSTRA | PROF (m) | γ_{NAT} (kN/cm ³) | h (%) | e_0 | DESCRIÇÃO |
|-------|---------|----------------|--|----------|-------|---|
| E1 | 1 | 1,60 a 2,00 | 11,2 | 324,3 | 9,02 | Turfa cinza-escuro com manchas roxas, de odor forte e presença de conchas. |
| E1 | 2 | 3,60 a 4,35 | 12,3 | 190,2 | 5,85 | Argila orgânica cinza-escuro com presença de conchas. |
| E1 | 3 | 5,60 a 6,30 | 12,0 | 164,8 | 5,24 | Argila orgânica cinza-escuro a preta, de odor ativo e com fragmento de conchas. |
| E2 | 4 | 2,60 a 3,25 | 12,1 | 252,4 | 7,32 | Argila orgânica cinza, odor ativo, com conchas e bastante plástica. |
| E2 | 5 | 4,90 a 5,50 | 12,3 | 124,5 | 4,29 | Argila orgânica de cor preta com fragmentos de conchas e odor ativo. |

IV.8.3 – EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os ensaios foram realizados em corpos de prova obtidos de amostras indeformadas extraídas conforme metodologia e profundidades explicitadas no item anterior.

O planejamento e a execução dos ensaios foram baseados segundo método de ensaio MB-3336/90 da ABNT (Solo – Ensaio de adensamento unidimensional) e realizados no laboratório da COPPE/UFRJ.

Os ensaios de adensamento vertical foram realizados em prensas do tipo Bishop utilizando incrementos de carga iguais à carga anterior ($\Delta p/p = 1$), sendo aplicados estágios de tensão vertical de 3,1 kPa, 6,2 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa.

Com auxílio de um extrator vertical, as amostras para os ensaios de adensamento foram extraídas dos amostradores. O pistão extrator é conectado a um mecanismo do tipo pinhão-cremaleira acionado com auxílio de uma manivela. Tomou-se o cuidado de extrair a amostra do tubo no mesmo sentido da amostragem em campo.

Para moldar o corpo de prova, inicialmente o anel metálico (altura = 2 cm e diâmetro = 7,1 cm) com borda cortante era lubrificado internamente e, posteriormente, cravado lentamente no trecho da amostra extraída a ser ensaiada. O solo em volta do anel era cuidadosamente removido com fio de aço esticado. Em seguida, o corpo de prova era rasado e pesado, enquanto as sobras da moldagem eram aproveitadas para se determinar o teor de umidade do material, massa específica úmida e seca.

O anel metálico contendo o corpo de prova era instalado em um consolidômetro do tipo anel fixo, munido de pedras porosas previamente saturadas e de cabeçote. Após o preenchimento da célula de adensamento com água e a inserção na prensa, executava-se o nivelamento e o balanceamento da mesma seguidos da zeragem do deflectômetro. O próximo passo consiste na aplicação da tensão vertical (σ_v), nos estágios descritos acima. Para cada estágio de carga, as leituras de deslocamento vertical eram tomadas segundo a norma NBR MB-3336/90.

IV.8.4 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Nas tabelas (IV.9 a IV.14) são apresentados os quadros-resumo de todos os ensaios de adensamento realizados. Em seguida são apresentados nas figuras (IV.14

a IV.25) contendo a deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ε_v x log. σ'_v) e o coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x log. σ'_v).

Os valores do coeficiente de adensamento foram obtidos pelo método de Taylor (raiz de t).

Deve ser ressaltado que na amostra 02 da estação instrumentada E1 houve um travamento das deformações nos estágios de carga 12,5 kPa e 25 kPa, possivelmente devido à existência de conchas, sendo repetido e ambos apresentados.

Tabela (IV.9) – Quadro resumo- Amostra 01 – Estação E1.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO AMOSTRA 01 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E1 | | | | | | | |
|--|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,080 | 4,0 | 1,930 | 76,92 | - | - | - |
| 6,25 | 0,227 | 11,3 | 1,783 | 43,48 | 778 | 0,16 | 3,70E-08 |
| 12,5 | 0,448 | 22,3 | 1,562 | 57,14 | 615 | 0,16 | 2,80E-08 |
| 25 | 0,707 | 35,2 | 1,303 | 97,09 | 595 | 0,12 | 1,20E-08 |
| 50 | 0,955 | 47,5 | 1,055 | 204,08 | 467 | 0,11 | 5,40E-09 |
| 100 | 1,170 | 58,2 | 0,840 | 476,19 | 289 | 0,11 | 2,30E-09 |
| 200 | 1,320 | 65,7 | 0,690 | 1250,00 | 219 | 0,10 | 7,60E-10 |
| 400 | 1,450 | 72,1 | 0,560 | 3333,33 | 156 | 0,09 | 3,00E-10 |
| 200 | 1,420 | 70,6 | 0,590 | 10000,00 | - | - | - |
| 100 | 1,420 | 70,6 | 0,590 | - | - | - | - |

Tabela (IV.10) – Quadro resumo- Amostra 02 – Estação E1.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO AMOSTRA 02 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E1 | | | | | | | |
|--|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,068 | 3,4 | 1,942 | 92,59 | - | - | - |
| 6,25 | 0,132 | 6,6 | 1,878 | 99,01 | 14,1 | 9,20 | 9,30E-07 |
| 12,5 | 0,264 | 13,1 | 1,746 | 95,24 | 28,1 | 4,30 | 4,50E-07 |
| 25 | 0,439 | 21,8 | 1,571 | 142,86 | 18,5 | 5,50 | 3,80E-07 |
| 50 | 0,811 | 40,3 | 1,199 | 135,14 | 88,4 | 0,80 | 5,90E-08 |
| 100 | 0,992 | 49,4 | 1,018 | 555,56 | 53 | 0,90 | 1,60E-08 |
| 200 | 1,120 | 55,7 | 0,890 | 1666,67 | 34,2 | 1,00 | 6,40E-09 |
| 400 | 1,231 | 61,2 | 0,779 | 3333,33 | 19,4 | 1,30 | 3,60E-09 |
| 200 | 1,219 | 60,6 | 0,791 | - | - | - | - |
| 100 | 1,220 | 60,7 | 0,790 | - | - | - | - |

Tabela (IV.11) – Quadro resumo- Amostra 02 – Estação E1 - Repetição.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO | | | | | | | |
|---|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| AMOSTRA 02 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E1 - REPETIÇÃO | | | | | | | |
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,059 | 2,9 | 1,951 | 111,11 | - | - | - |
| 6,25 | 0,104 | 5,2 | 1,906 | 135,14 | 8 | 17,00 | 1,30E-06 |
| 12,5 | 0,326 | 16,2 | 1,684 | 56,82 | 61 | 2,00 | 3,50E-07 |
| 25 | 0,632 | 31,4 | 1,378 | 81,97 | 130 | 0,67 | 8,00E-08 |
| 50 | 0,859 | 42,7 | 1,151 | 217,39 | 95 | 0,62 | 2,80E-08 |
| 100 | 1,030 | 51,2 | 0,980 | 588,24 | 65 | 0,64 | 1,10E-08 |
| 200 | 1,170 | 58,2 | 0,840 | 1428,57 | 32,5 | 0,94 | 6,30E-09 |
| 400 | 1,280 | 63,7 | 0,730 | 3333,33 | 27 | 0,84 | 2,30E-09 |

Tabela (IV.12) – Quadro resumo- Amostra 03 – Estação E1.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO | | | | | | | |
|---------------------------------------|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| AMOSTRA 03 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E1 | | | | | | | |
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,057 | 2,8 | 1,953 | 109,89 | - | - | - |
| 6,25 | 0,113 | 5,6 | 1,897 | 111,11 | 8,4 | 16,00 | 1,40E-06 |
| 12,5 | 0,209 | 10,4 | 1,801 | 129,87 | 3,1 | 40,00 | 3,10E-06 |
| 25 | 0,375 | 18,7 | 1,635 | 151,52 | 4,4 | 24,00 | 1,60E-06 |
| 50 | 0,559 | 27,8 | 1,451 | 277,78 | 5,3 | 17,00 | 6,20E-07 |
| 100 | 0,801 | 39,9 | 1,209 | 416,67 | 4,8 | 14,00 | 3,40E-07 |
| 200 | 0,993 | 49,4 | 1,017 | 1000,00 | 11,2 | 4,10 | 3,90E-08 |
| 400 | 1,160 | 57,7 | 0,850 | 2500,00 | 9 | 3,60 | 1,50E-08 |
| 200 | 1,144 | 56,9 | 0,866 | - | - | - | - |
| 100 | 1,144 | 56,9 | 0,866 | - | - | - | - |

Tabela (IV.13) – Quadro resumo- Amostra 04 – Estação E2.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO AMOSTRA 04 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E2 | | | | | | | |
|--|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,023 | 1,1 | 1,987 | 270,27 | - | - | - |
| 6,25 | 0,058 | 2,9 | 1,952 | 175,44 | 4,2 | 33,00 | 1,90E-06 |
| 12,5 | 0,222 | 11,0 | 1,788 | 76,34 | 22,1 | 5,90 | 7,70E-07 |
| 25 | 0,647 | 32,2 | 1,363 | 59,52 | 169 | 0,55 | 9,30E-08 |
| 50 | 0,905 | 45,0 | 1,105 | 196,08 | 92,2 | 0,61 | 3,10E-08 |
| 100 | 1,090 | 54,2 | 0,920 | 555,56 | 67 | 0,57 | 1,10E-08 |
| 200 | 1,222 | 60,8 | 0,788 | 1428,57 | 46 | 0,59 | 3,90E-09 |
| 400 | 1,337 | 66,5 | 0,673 | 3333,33 | 28 | 0,69 | 2,00E-09 |
| 200 | 1,321 | 65,7 | 0,689 | - | - | - | - |
| 100 | 1,322 | 65,8 | 0,688 | - | - | - | - |

Tabela (IV.14) – Quadro resumo- Amostra 05 – Estação E2.

| ENSAIO DE ADENSAMENTO AMOSTRA 05 - ESTAÇÃO INSTRUMENTADA E2 | | | | | | | |
|--|----------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|--|---------------|
| σ'_v (Kpa) | Δh (cm) | ε_v (%) | h (cm) | $E_{oed.}$ (KN/m ²) | t_{90} (min.) | c_v (10 ⁻⁴ cm ² /s) | k (cm/s) |
| 3,125 | 0,014 | 0,7 | 1,996 | 454,55 | - | - | - |
| 6,25 | 0,032 | 1,6 | 1,978 | 344,83 | 17,6 | 7,90 | 2,30E-07 |
| 12,5 | 0,058 | 2,9 | 1,952 | 476,19 | 10,9 | 12,00 | 2,50E-07 |
| 25 | 0,109 | 5,4 | 1,901 | 500,00 | 24 | 5,50 | 1,10E-07 |
| 50 | 0,348 | 17,3 | 1,662 | 208,33 | 82,8 | 1,40 | 6,70E-08 |
| 100 | 0,673 | 33,5 | 1,337 | 312,50 | 94,1 | 0,91 | 2,90E-08 |
| 200 | 0,885 | 44,0 | 1,125 | 909,09 | 64 | 0,88 | 9,20E-09 |
| 400 | 1,116 | 55,5 | 0,894 | 1666,67 | 79,2 | 0,46 | 2,60E-10 |
| 200 | 1,084 | 53,9 | 0,926 | 10000,00 | - | - | - |
| 100 | 1,086 | 54,0 | 0,924 | - | - | - | - |

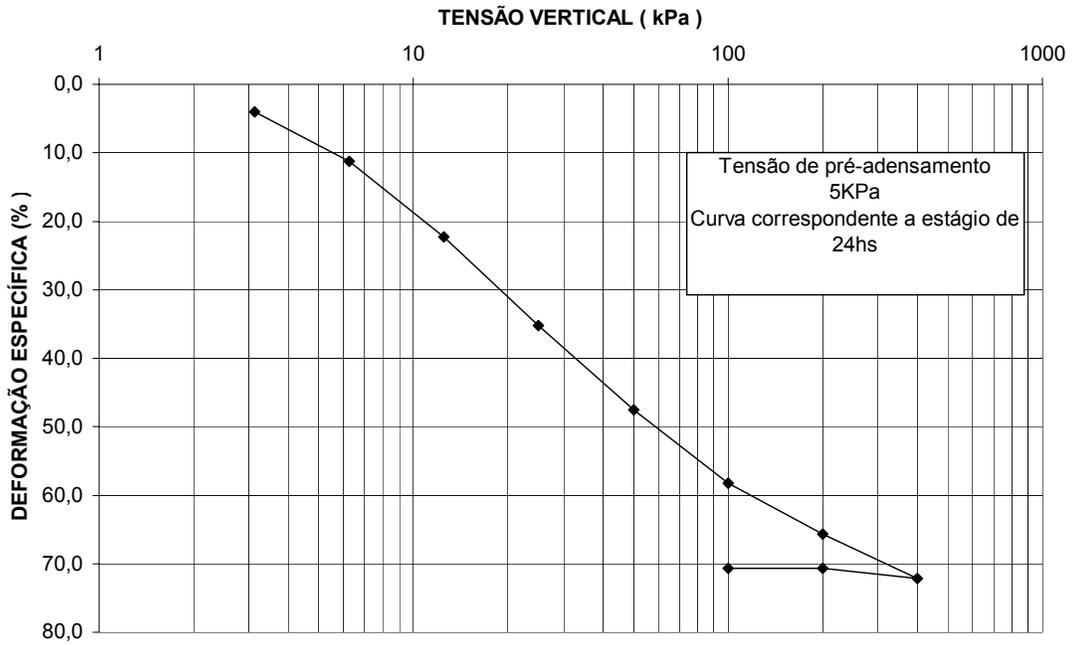


Figura (IV.14) – Figura deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ε_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 01 – Estação E1.

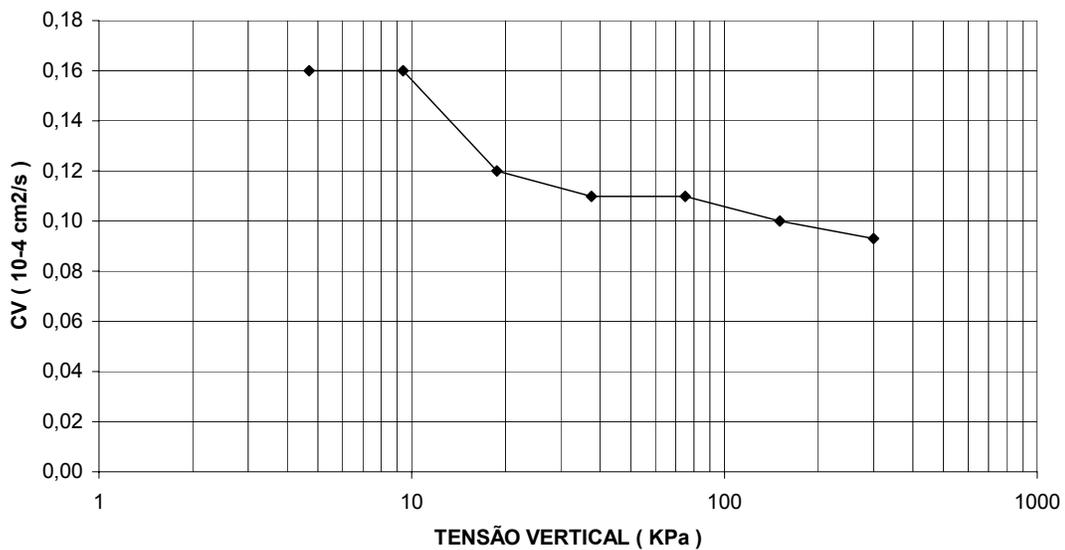


Figura (IV.15) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 01 – Estação E1.

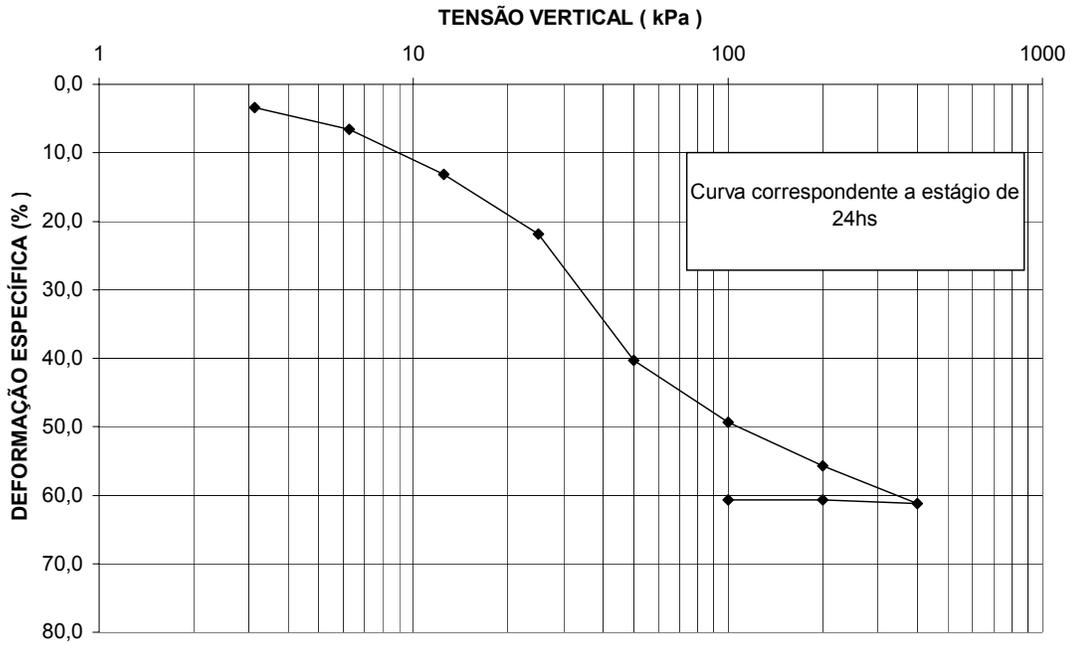


Figura (IV.16) – Gráfico deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ϵ_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 02 – Estação E1.

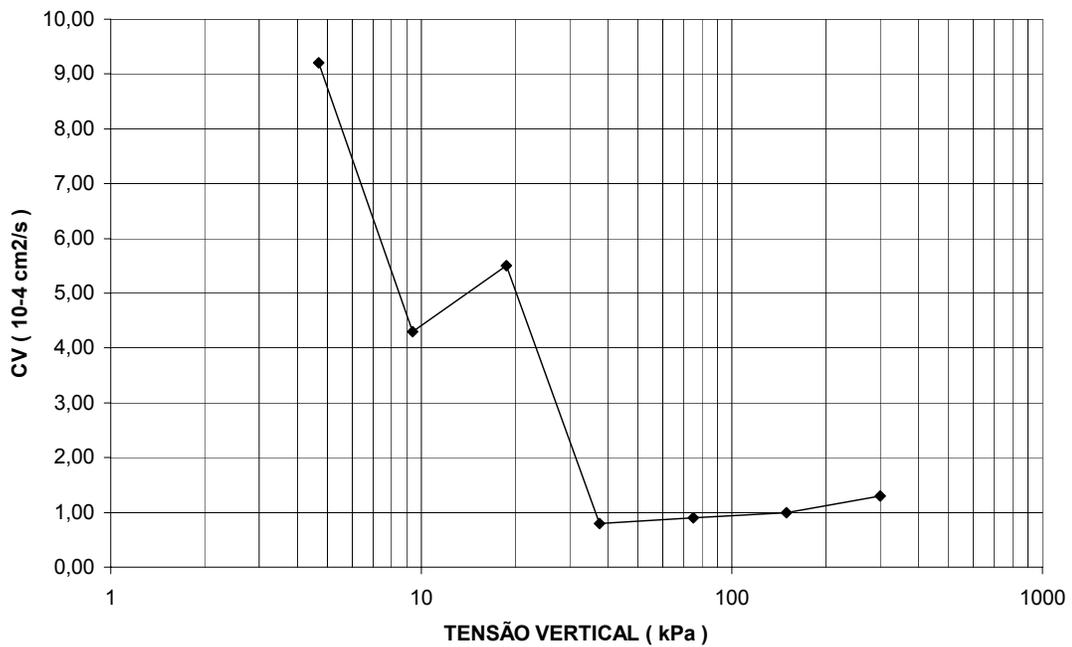


Figura (IV.17) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 02 – Estação E1.

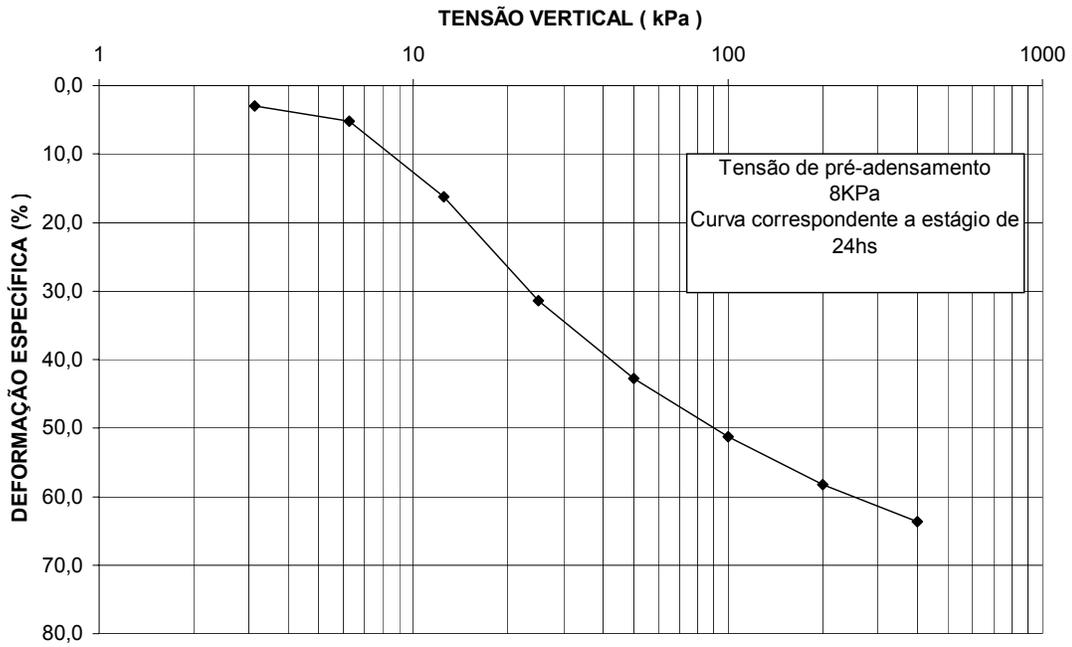


Figura (IV.18) – Gráfico deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ϵ_v x log. σ'_v) – Amostra 02 – Estação E1 - Repetição.

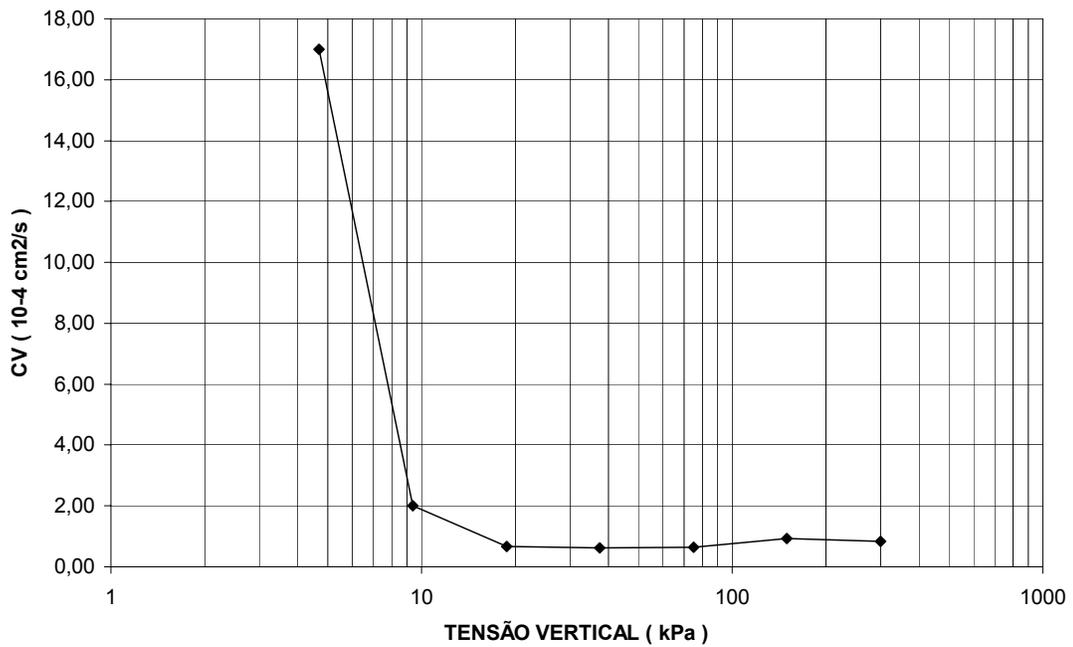


Figura (IV.19) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x log. σ'_v) – Amostra 02 – Estação E1 - Repetição.

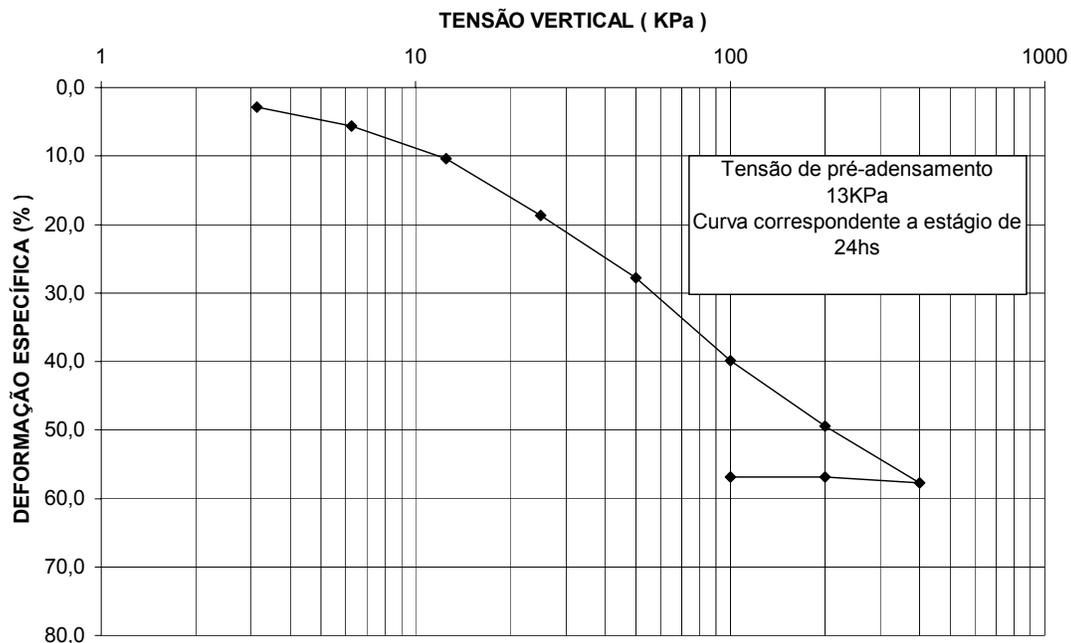


Figura (IV.20) – Gráfico deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ϵ_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 03 – Estação E1.

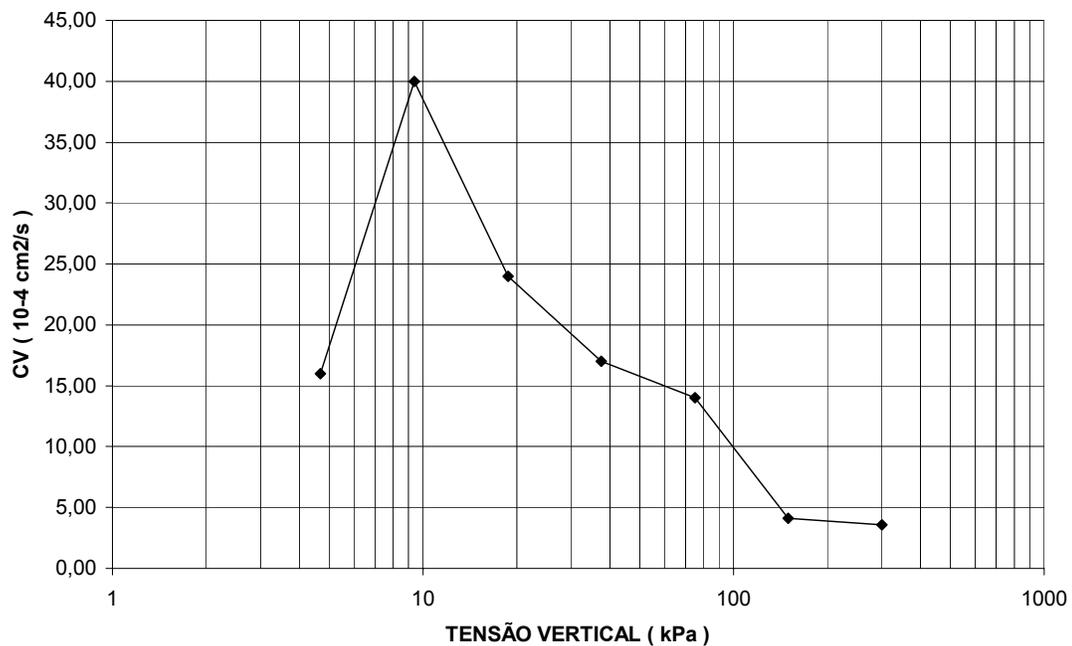


Figura (IV.21) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 03 – Estação E1.

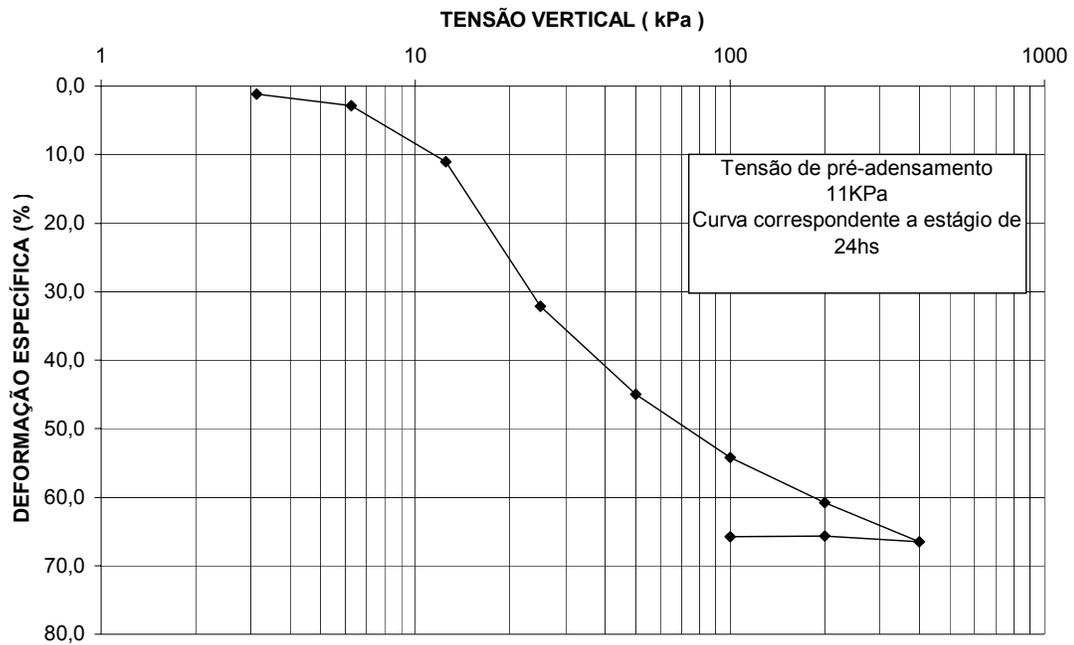


Figura (IV.22) – Gráfico deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ϵ_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 04 – Estação E2.

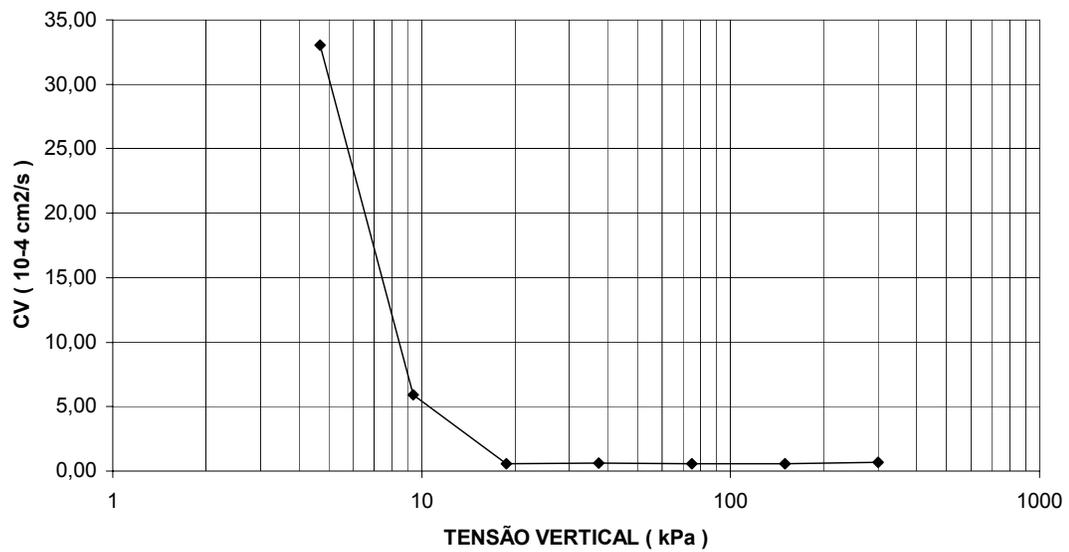


Figura (IV.23) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 04 – Estação E2.

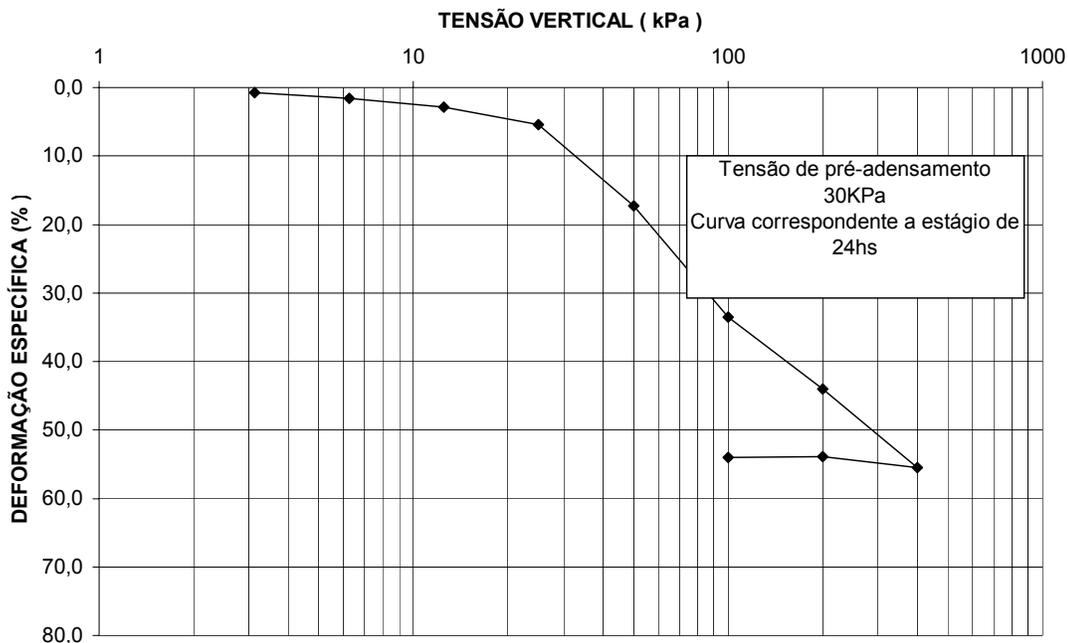


Figura (IV.24) – Gráfico deformação vertical específica x tensão vertical efetiva (ϵ_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 05 – Estação E2.

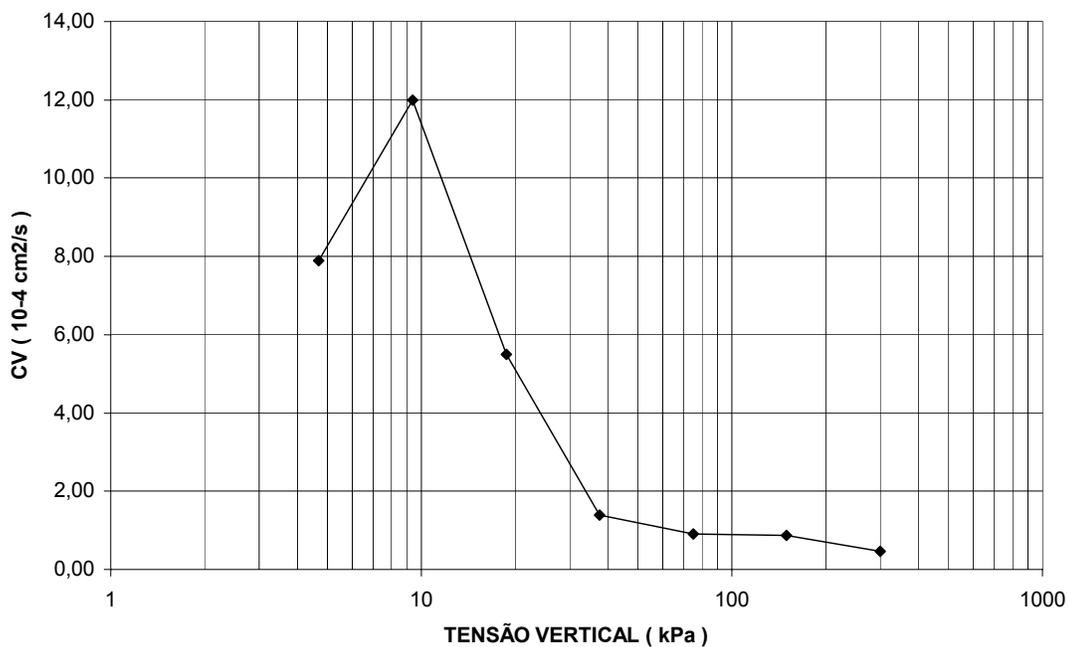


Figura (IV.25) – Gráfico coeficiente de adensamento x tensão vertical efetiva (c_v x $\log. \sigma'_v$) – Amostra 05 – Estação E2.

V – RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

V.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as informações obtidas da instrumentação, limitando-se aos resultados das estações instrumentadas E1 e E2, onde foram realizados os ensaios especiais, os trechos de teste T1 e T2, os quais possuem drenos verticais diferentes, e os dados de duas placas de recalque, PR-232 e PR-309, locadas no trecho sem drenos verticais no jardim 7.

As informações apresentadas correspondem a dados de recalque obtidos das placas de recalque e aranhas magnéticas, dados piezométricos obtidos dos piezômetros Casagrande, piezômetro elétrico e medidores de nível de água, e ensaios de permeabilidade “in situ” realizados nos piezômetros Casagrande.

V.2 – DADOS DE RECALQUE

Para assegurar a integridade dos instrumentos medidores de recalque e obter a correta informação proveniente dos mesmos, a instalação foi realizada após o lançamento de uma certa espessura de material. Durante este período ocorreram recalques cujo valor foi estimado. O método utilizado para estimar os recalques não medidos se baseia na consideração da proporcionalidade de recalques com a raiz quadrada do tempo para carregamento ocorrido de maneira aproximadamente linear. Para isto, foram elaboradas as seguintes etapas baseadas nos dados disponíveis:

- 1) Determinar o tempo onde ocorreram 60% dos recalques;
 - a) Traçar o gráfico recalque versus raiz do tempo, conforme figura (V.1);
 - b) Achar por reta traçada no gráfico anterior o tempo correspondente a 60% de recalque;
- 2) Obter nos dados de recalque o valor do mesmo correspondente ao tempo onde ocorre 60% de recalque;
- 3) Traçar o gráfico recalque versus tempo em dias e extrapolar a curva do recalque oriunda do primeiro carregamento parcial obtendo-se o recalque final para este carregamento, conforme figura (V.2);
- 4) O valor do recalque não medido é a diferença entre 60% do valor do recalque final obtido no item anterior e o valor obtido no item 2;
- 5) No gráfico recalque versus raiz do tempo, com escala ampliada, extrapola-se a curva de recalque. A partir do valor calculado no item

anterior, traça-se uma reta paralela ao eixo do tempo e o ponto onde esta interceptar a extrapolação dos recalques, a coordenada do tempo indica o dia em que ocorreu o carregamento significativo, conforme figura(V.3);

- 6) Ajusta-se o tempo em que se deu o primeiro carregamento e adiciona-se o recalque medido ao valor do recalque estimado.

As tabelas (V.1 a V.3) apresentam um resumo das informações utilizadas para estimar os recalques não medidos nas estações E1 e E2, nos trechos de teste T1 e T2 e das placas de recalque locadas no jardim 7 respectivamente.

Tabela (V.1) – Dados do método utilizado para estimativa dos recalques não medidos.

| DESIGNAÇÃO DAS ETAPAS | ESTAÇÃO INSTRUMENTADA | |
|--|-----------------------|-------------|
| | E1 | E2 |
| Data estimada do 1º lançamento | 22/março/02 | 16/abril/02 |
| Data da 1º leitura do instrumento | 05/junho/02 | 28/junho/02 |
| U (60%) em dias | 145 | 117 |
| Recalque medido em U (60%) (m) | 0.74 | 0.51 |
| Recalque final estimado do 1º carregamento (m) | 1.50 | 1.10 |
| 60% do recalque final estimado (m) | 0.90 | 0.66 |
| Recalque não medido (m) | 0.16 | 0.15 |
| Início do carregamento em dias | 70 | 64 |
| Data do 1º carregamento significativo | 31/maio/02 | 19/jun/02 |

Tabela (V.2) – Dados do método utilizado para estimativa dos recalques não medidos.

| DESIGNAÇÃO DAS ETAPAS | TRECHOS DE TESTE | |
|--|------------------|-------------|
| | T1 | T2 |
| Data estimada do 1º lançamento | 22/março/02 | 05/abril/02 |
| Data da 1º leitura do instrumento | 05/junho/02 | 05/junho/02 |
| U (60%) em dias | 129 | 119 |
| Recalque medido em U (60%) (m) | 0.71 | 0.76 |
| Recalque final estimado do 1º carregamento (m) | 1.40 | 1.50 |
| 60% do recalque final estimado (m) | 0.84 | 0.90 |
| Recalque não medido (m) | 0.13 | 0.14 |
| Início do carregamento em dias | 56 | 53 |
| Data do 1º carregamento significativo | 17/maio/02 | 28/maio/02 |

Tabela (V.3) – Dados do método utilizado para estimativa dos recalques não medidos.

| DESIGNAÇÃO DAS ETAPAS | TRECHO SEM DRENOS | |
|--|-------------------|--------------|
| | PR-232 | PR-309 |
| Data estimada do 1° lançamento | 18/abril/02 | 26/abril/02 |
| Data da 1° leitura do instrumento | 08/julho/02 | 02/agosto/02 |
| U (60%) em dias | 169 | 139 |
| Recalque medido em U (60%) (m) | 0.50 | 0.21 |
| Recalque final estimado do 1° carregamento (m) | 1.00 | 0.50 |
| 60% do recalque final estimado (m) | 0.60 | 0.30 |
| Recalque não medido (m) | 0.10 | 0.09 |
| Início do carregamento em dias | 71 | 96 |
| Data do 1° carregamento significativo | 28/junho/02 | 31/julho/02 |

As figuras (V.1 a V.3) exemplificam, para o caso da placa de recalque da estação E1, as etapas descritas acima.

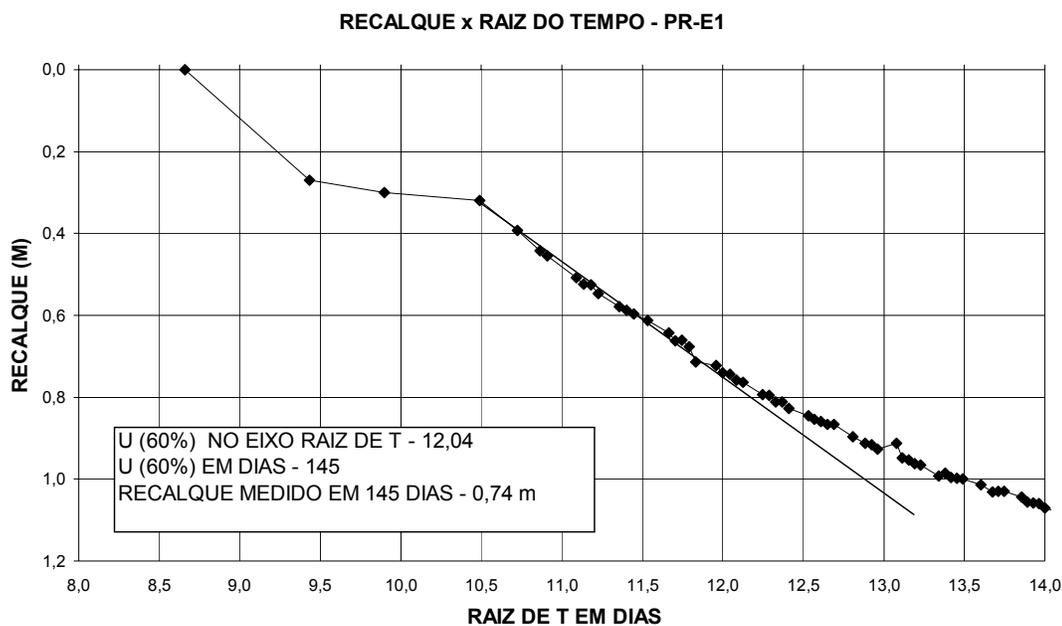


Figura (V.1) – Gráfico para obtenção do recalque e o tempo com U (60%) para o primeiro carregamento.

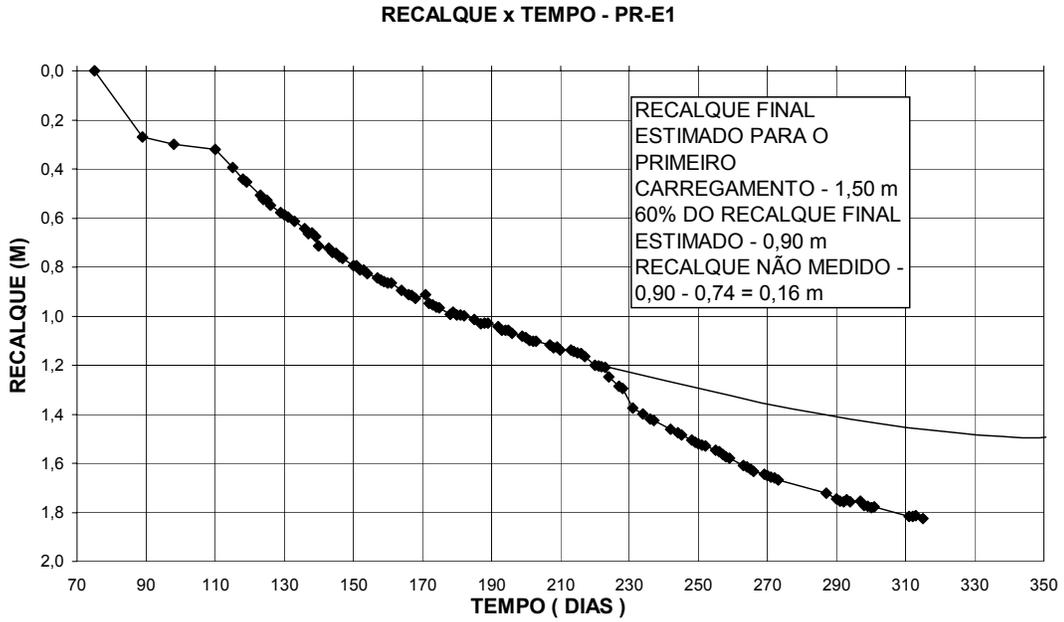


Figura (V.2) – Gráfico para obtenção do recalque final para o primeiro carregamento.

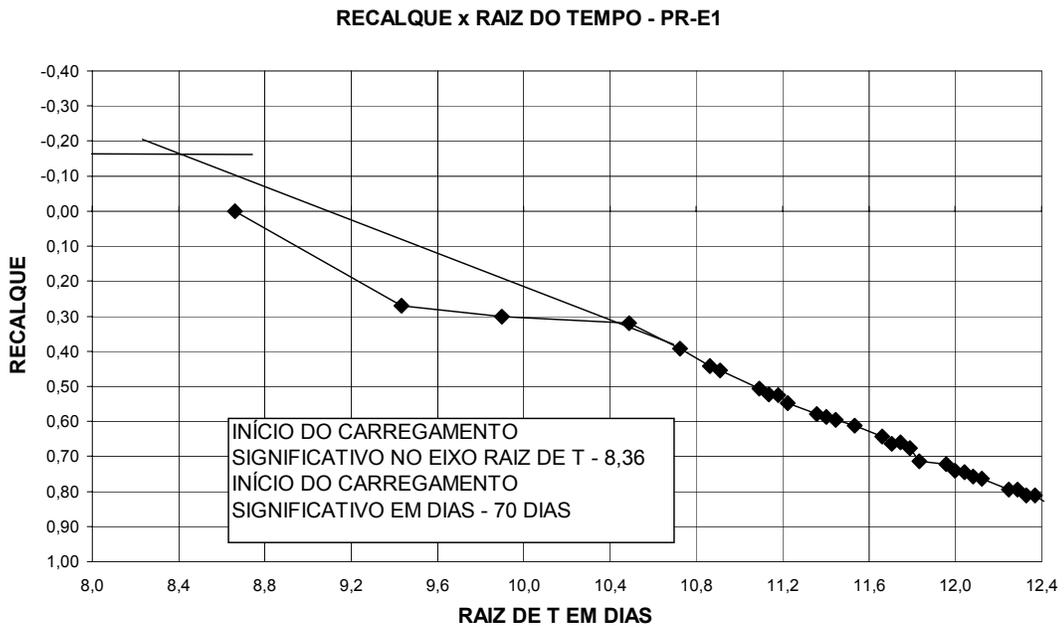


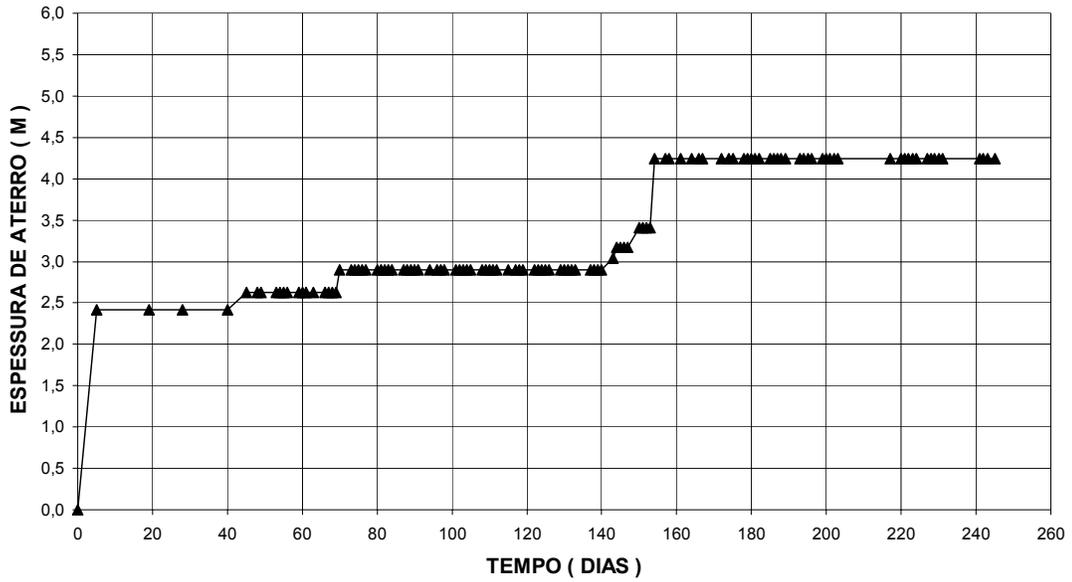
Figura (V.3) – Gráfico para obtenção do início do carregamento significativo.

As figuras (V.4 a V.9) apresentam a espessura de material e os recalques em função do tempo das estações instrumentadas E1 e E2, dos trechos de teste T1 e T2 e das placas de recalque PR-232 e PR-309 respectivamente.

Os dados de recalque provenientes das aranhas magnéticas são apresentados, de forma análoga aos dados das placas de recalque, juntamente com a espessura de material. Os dados obtidos das aranhas magnéticas das estações E1 e E2 são apresentados nas figuras (V.10 e V.11) respectivamente.

Os recalques observados no trecho com drenos verticais apresentam boa concordância com os recalques estimados via umidade. Os valores dos recalques, em média em torno de 2 metros, em camada de argila orgânica de 7 metros de espessura representam uma deformação de 28% e ainda assim os drenos funcionaram, não se verificando o efeito de enrugamento.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



RECALQUE - PR-E1

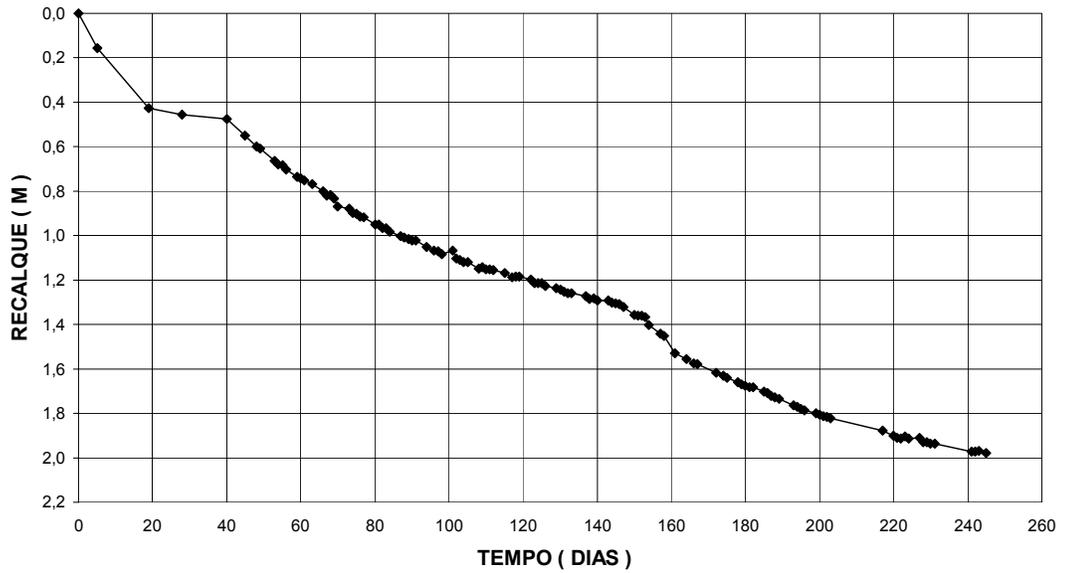


Figura (V.4) – Gráfico espessura de material e recalque da placa localizada na estação instrumentada E1.

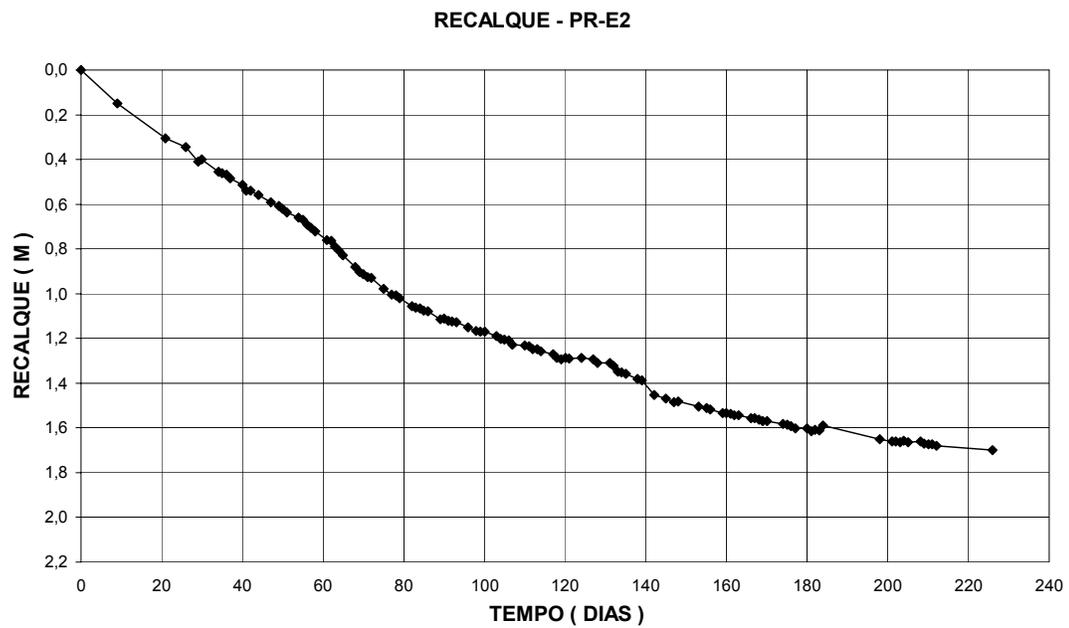
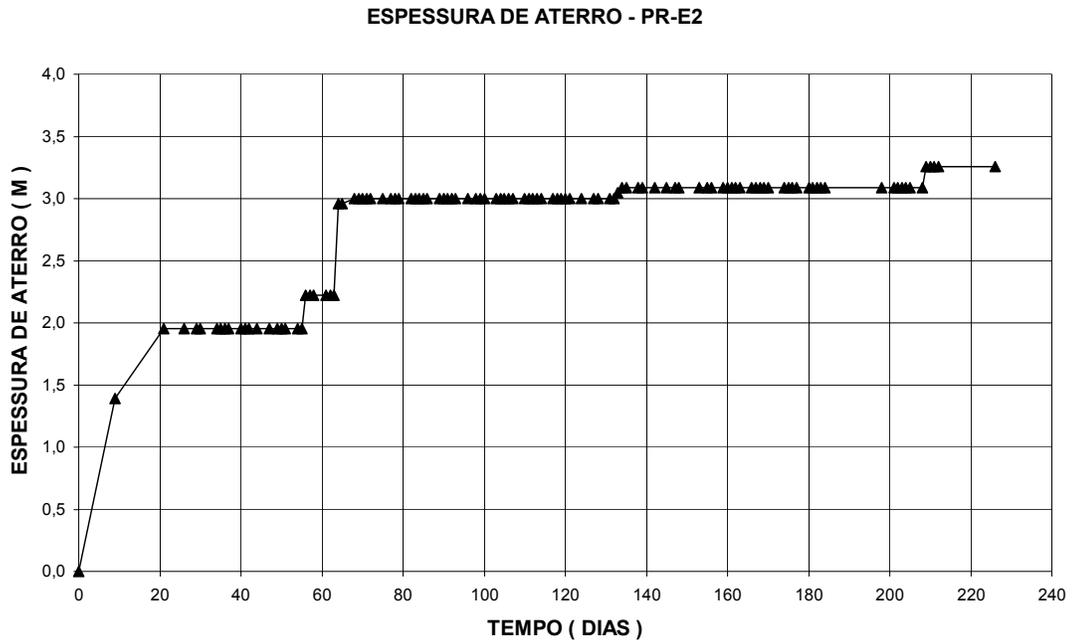
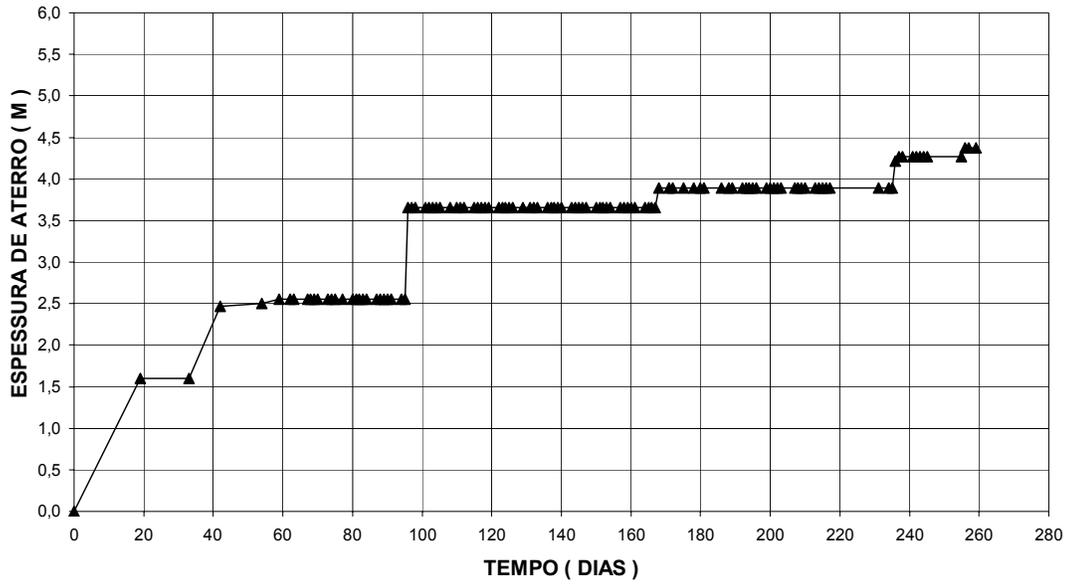


Figura (V.5) – Gráfico espessura de material e recalque da placa localizada na estação instrumentada E2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-T1



RECALQUE - PR-T1

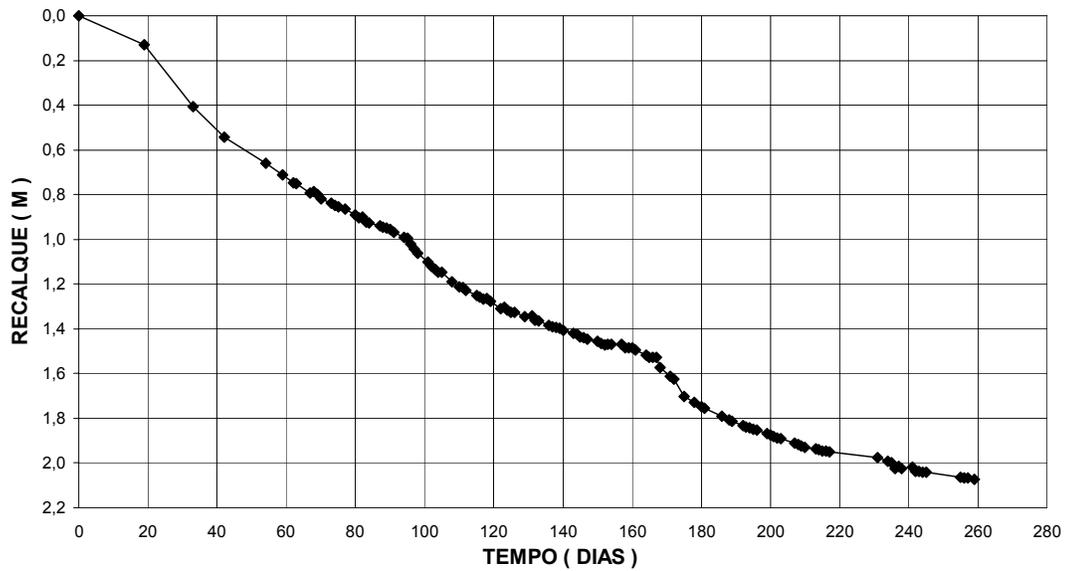
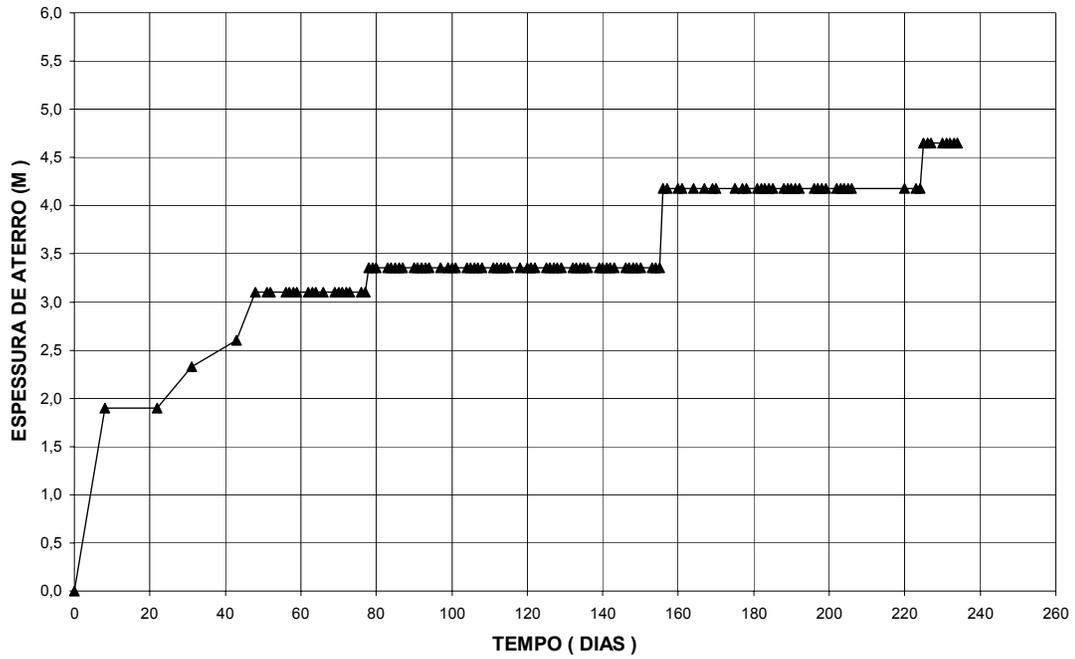


Figura (V.6) – Gráfico espessura de material e recalque da placa localizada no trecho de teste T1.

ESPESSURA DE ATERRO -PR-T2



RECALQUE - PR-T2

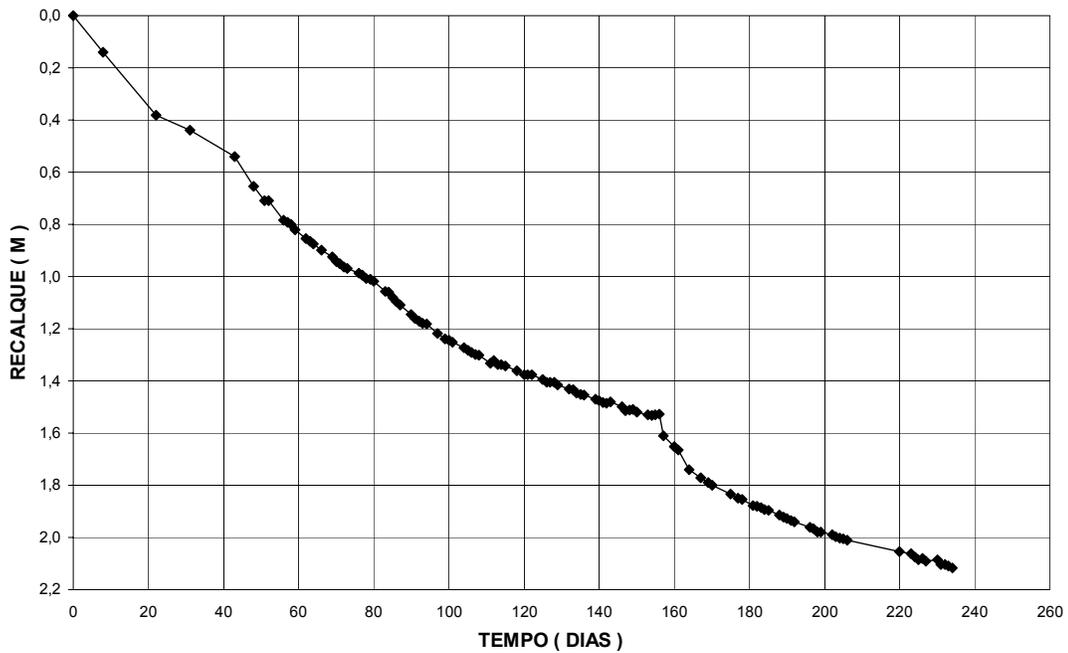
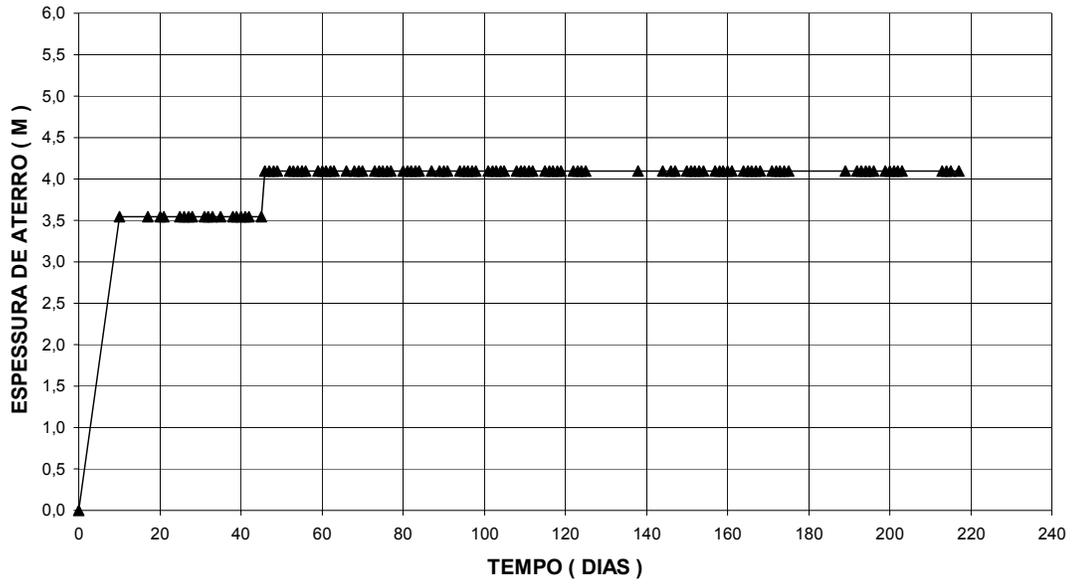


Figura (V.7) – Gráfico espessura de material e recalque da placa localizada no trecho de teste T2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-232



RECALQUE - PR-232

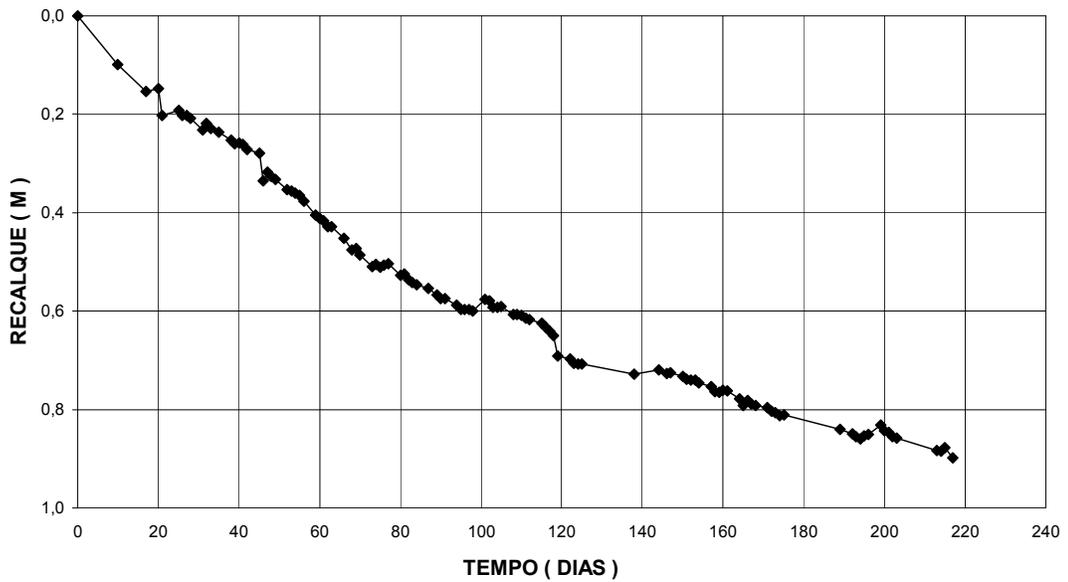
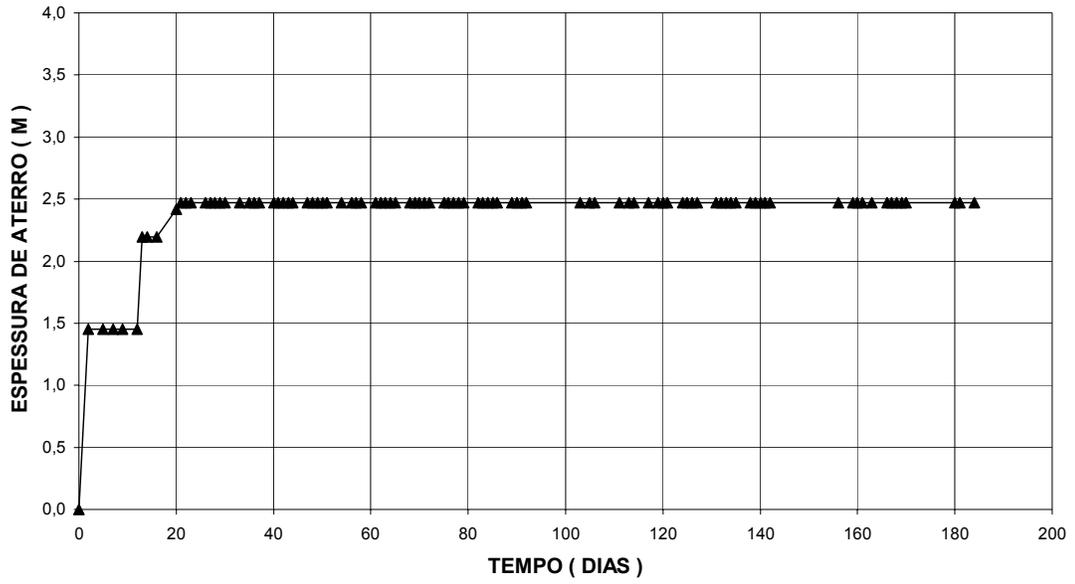


Figura (V.8) – Gráfico espessura de material e recalque da placa PR-232 localizada no jardim 7.

ESPESSURA DE ATERRO -PR-309



RECALQUE - PR-309

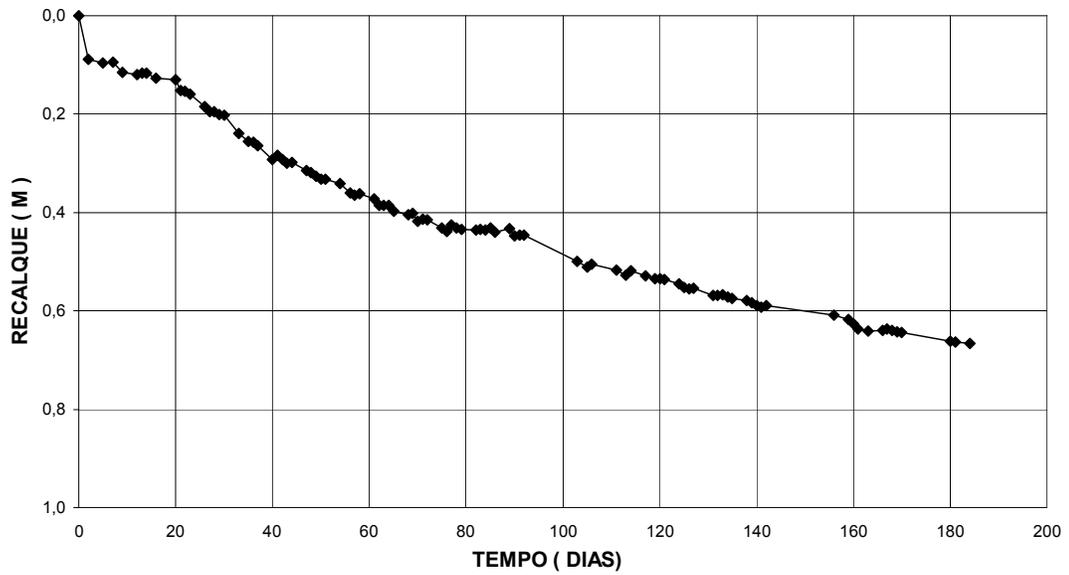
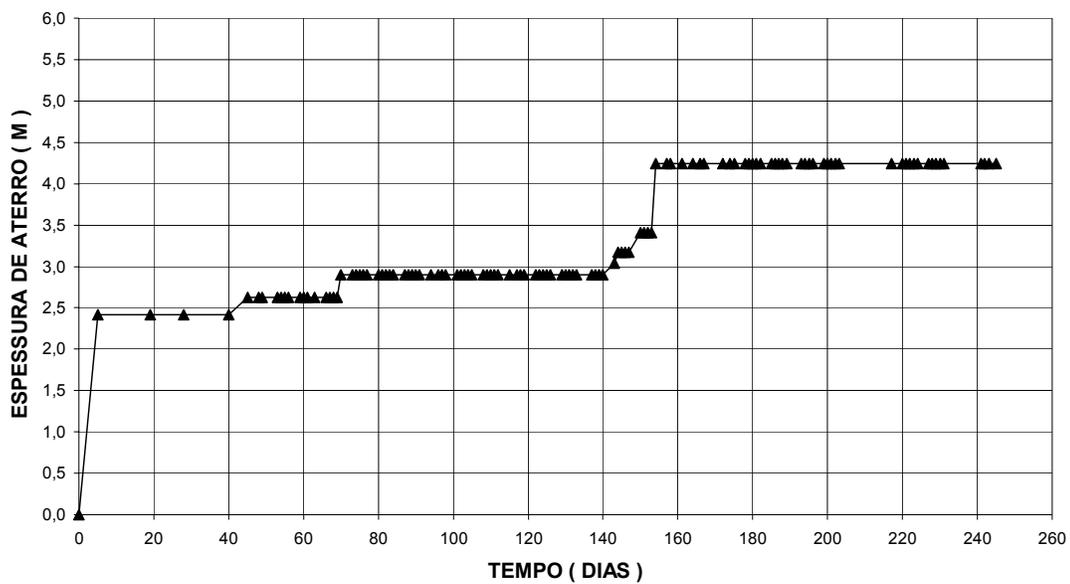


Figura (V.9) – Gráfico espessura de material e recalque da placa PR-309 localizada no jardim 7.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



RECALQUE - ARANHA MAGNÉTICA - AM-E1

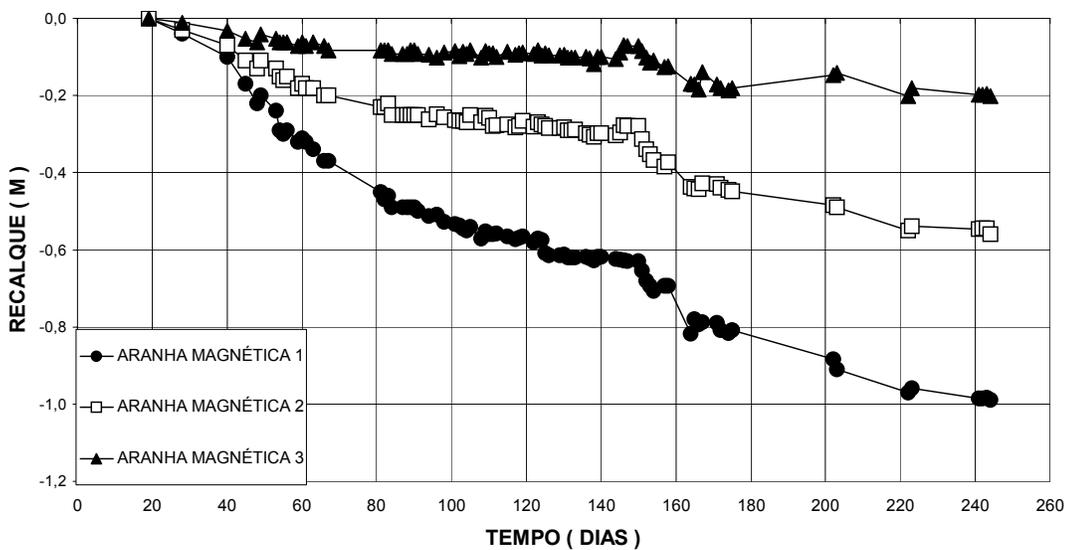


Gráfico (V.10) – Gráfico espessura de material e recalque da aranha magnética localizada na estação instrumentada E1.

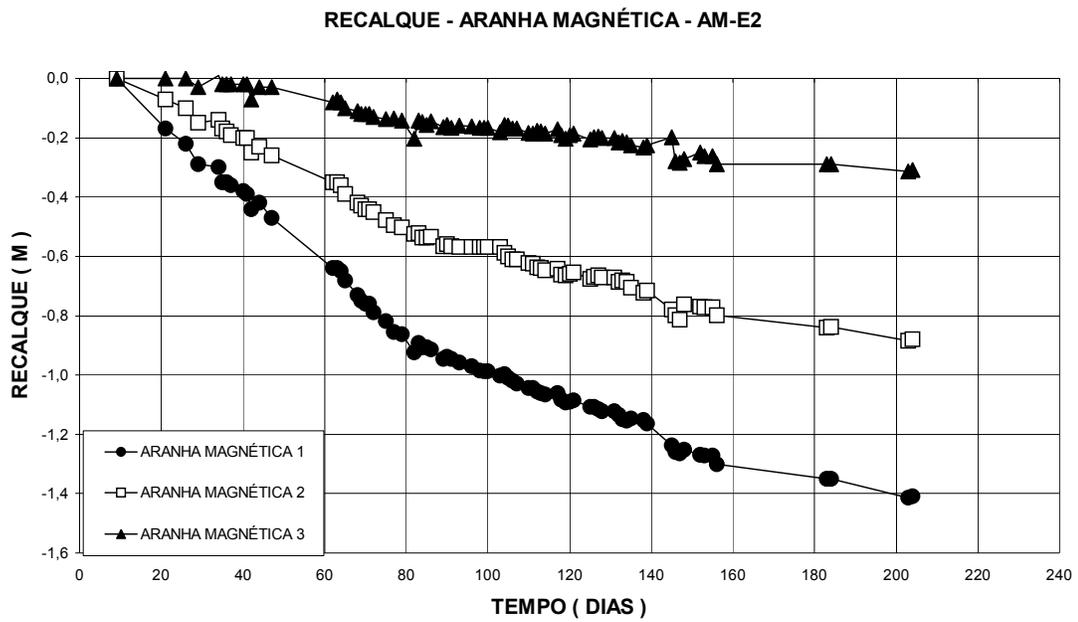
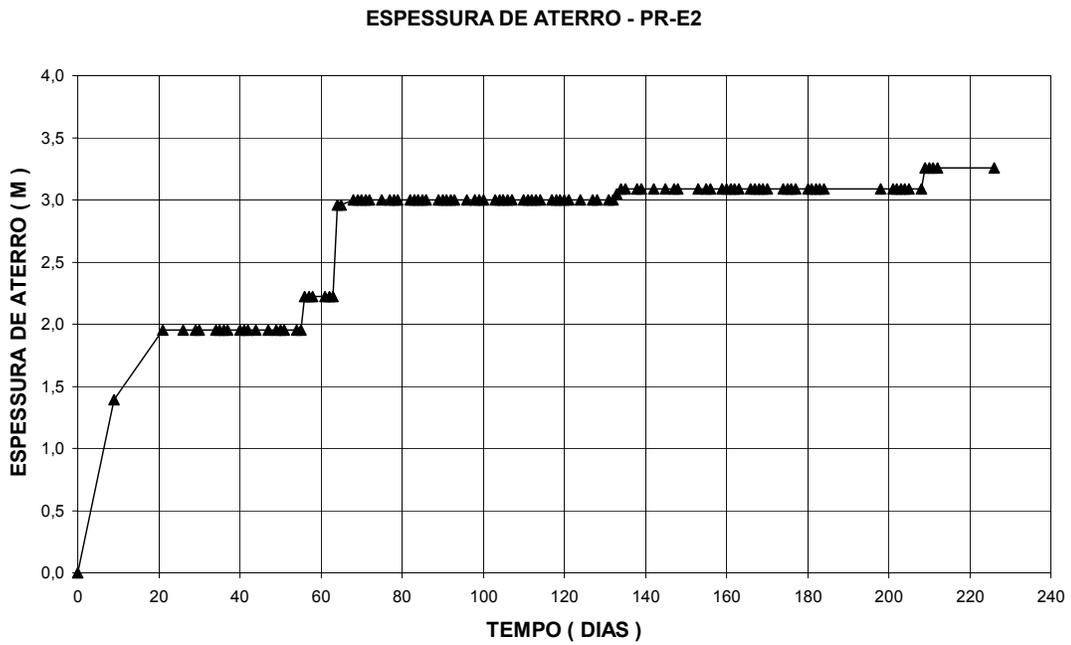


Figura (V.11) – Gráfico espessura de material e recalque da aranha magnética localizada na estação instrumentada E2.

V.3 – DADOS PIEZOMÉTRICOS

Na tabela (V.4) é apresentado o posicionamento dos piezômetros Casagrande dispostos na camada de argila orgânica. Os piezômetros elétricos, instalados nas estações instrumentadas, assim como os piezômetros Casagrande dos trechos de teste posicionam-se no meio da camada de argila.

Tabela (V.4) - Posicionamento dos piezômetros nas estações instrumentadas E1 e E2.

| LOCAL | DESIGNAÇÃO | POSICIONAMENTO NA CAMADA DE ARGILA |
|--------------------------|------------|------------------------------------|
| Estação instrumentada E1 | PC-E1-A | Meio da camada |
| | PC-E1-B | Terço inferior |
| | PC-E1-C | Terço superior |
| | PC-E1-D | Abaixo da camada de argila |
| Estação instrumentada E2 | PC-E2-A | Terço superior |
| | PC-E2-B | Meio da camada |
| | PC-E2-C | Terço inferior |

Os dados piezométricos serão apresentados, objetivando uma melhor ilustração, juntamente com o carregamento aplicado.

As figuras (V.12 a V.15), (V.16 a V.18) e (V.19 e V.20) apresentam os dados das leituras dos piezômetros Casagrande da estação instrumentada E1 e E2 e dos trechos de teste T1 e T2 respectivamente.

As leituras dos medidores de nível de água são apresentadas nas figuras (V.21 a V.24).

Os valores do excesso de poropressão, proveniente dos piezômetros Casagrande, foram obtidos pela diferença entre as cotas de nível de água no piezômetro e no medidor de nível de água. O excesso de poropressão das estações instrumentadas E1 e E2 e dos trechos de teste T1 e T2 são apresentadas nas figuras (V.25 a V.28), (V.29 a V.31) e (V.32 e V.33) respectivamente.

Baseado nos dados de recalque das aranhas magnéticas para obtenção da cota do bulbo, o excesso de poropressão provido do piezômetro elétrico foi obtido através da leitura corrigida do instrumento, sendo descontadas a cota do bulbo do mesmo e a leitura do medidor de nível de água. As figuras (V.34 e V.35) e (V.36 e V.37) apresentam os dados referentes ao excesso de poropressão obtido dos

piezômetros elétricos nas estações E1 e E2 e uma comparação com os resultados dos piezômetros Casagrande respectivamente.

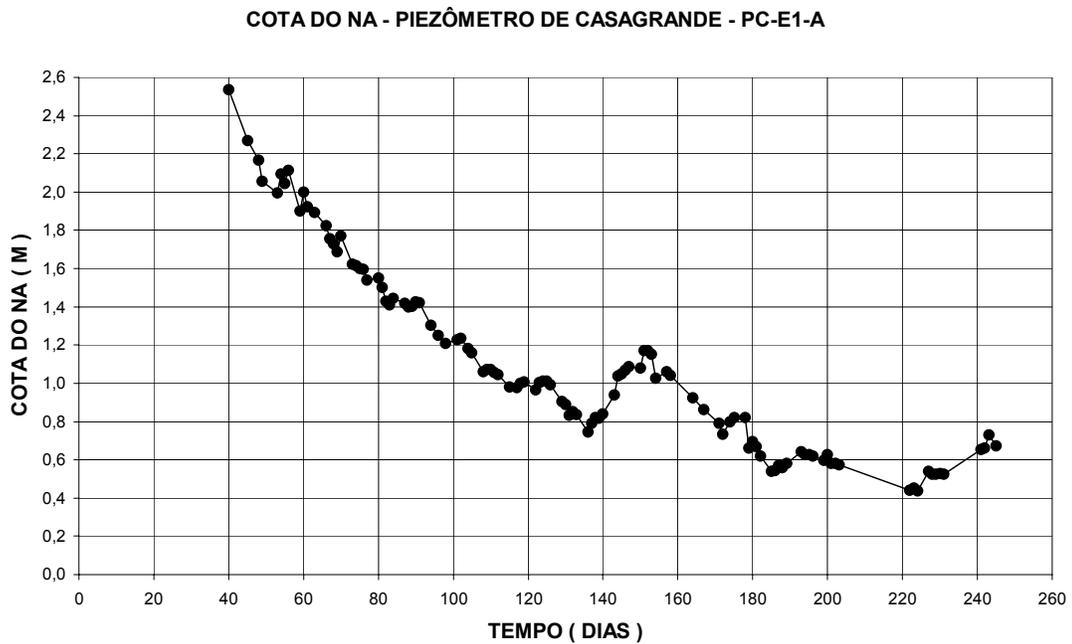
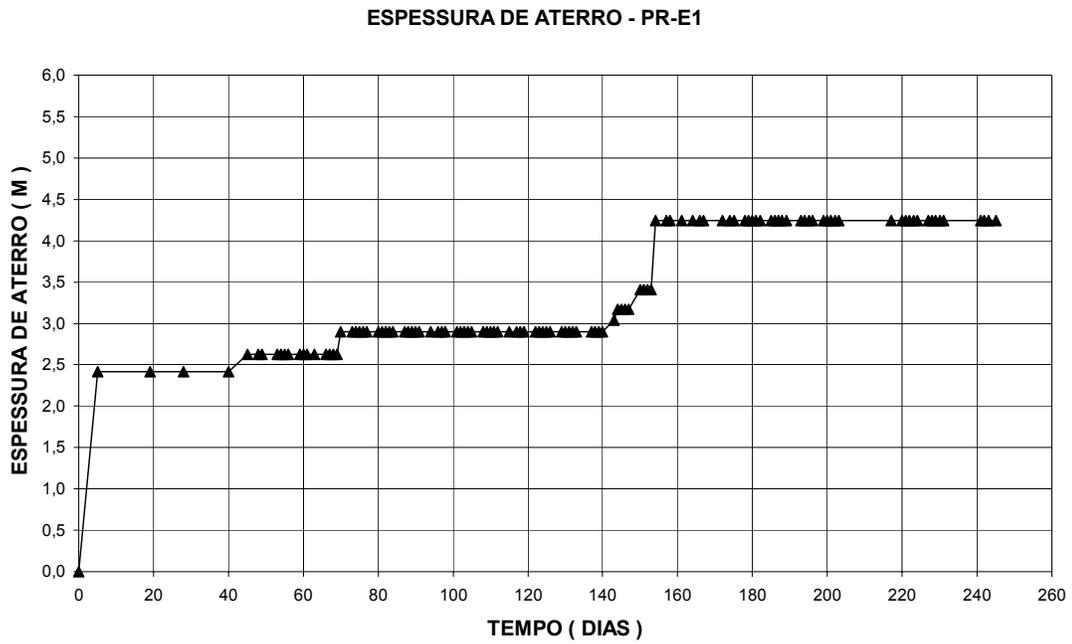
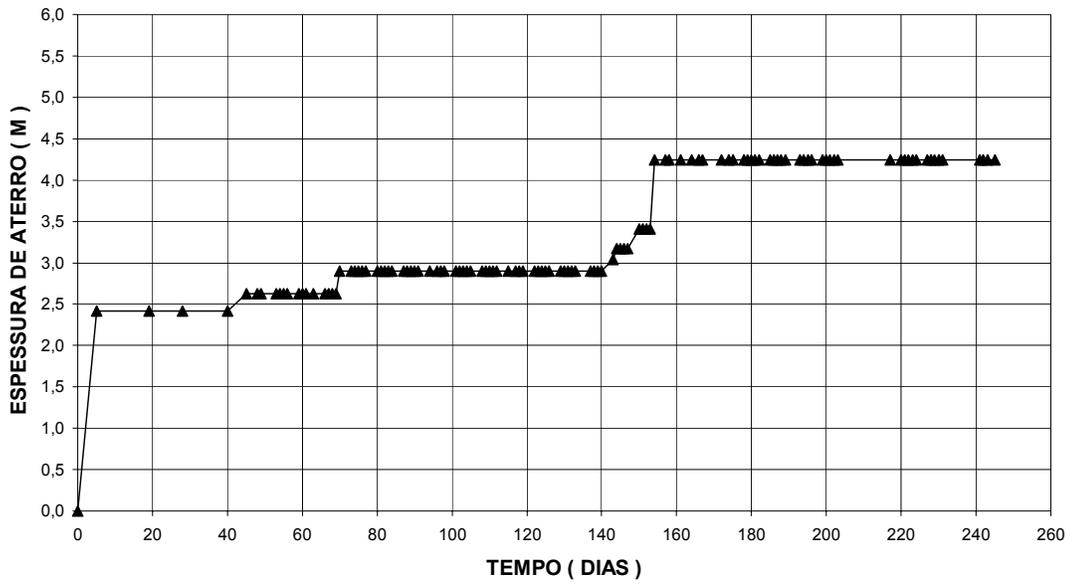


Figura (V.12) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E1-A.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



COTA DO NA - POEZÔMETRO DE CASAGRANDE - PC-E1-B

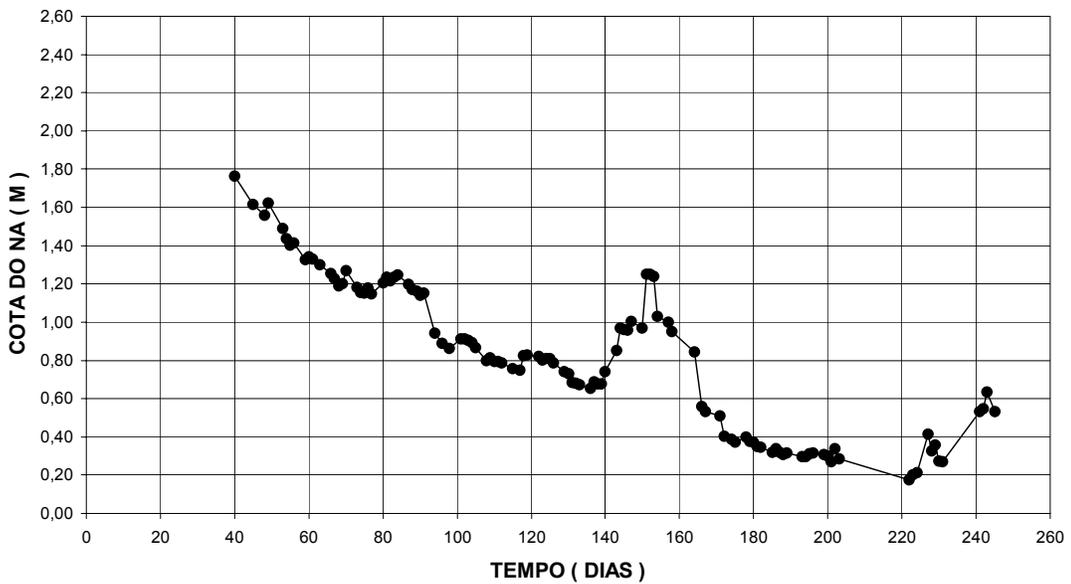
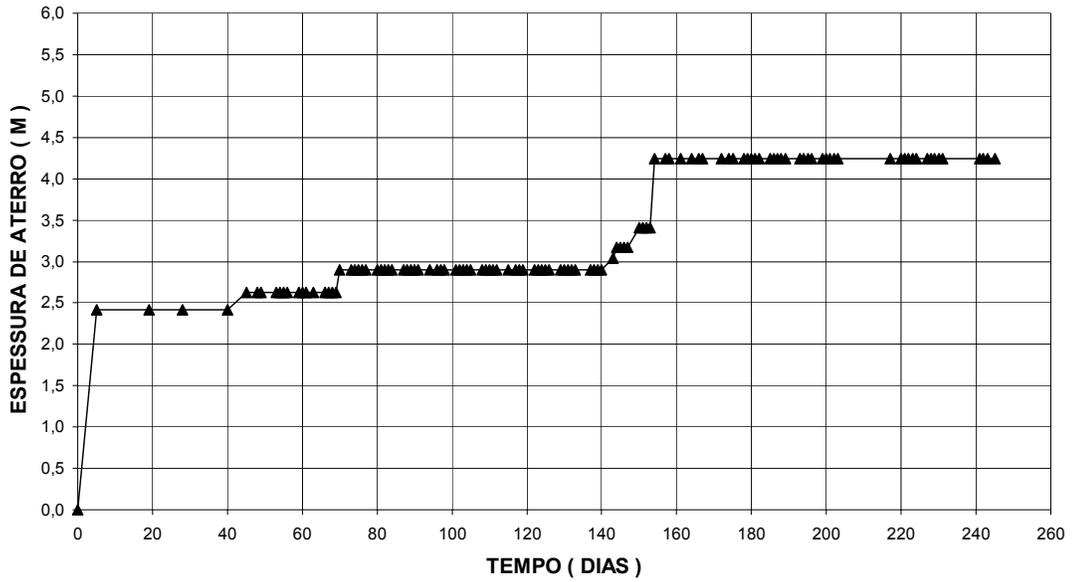


Figura (V.13) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E1-B.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



COTA DO NA - PIEZÔMETRO DE CASAGRANDE - PC-E1-C

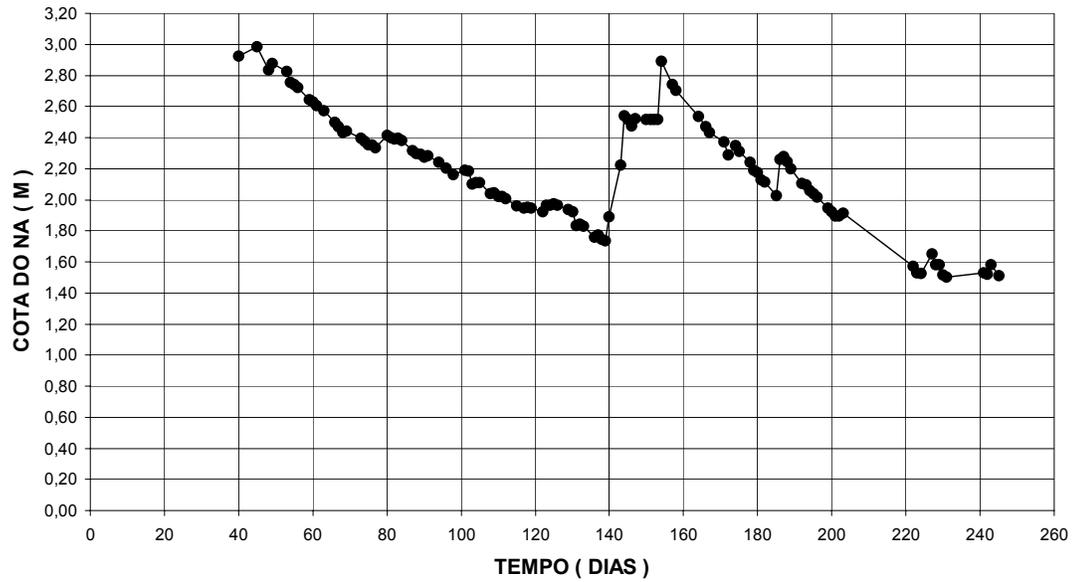
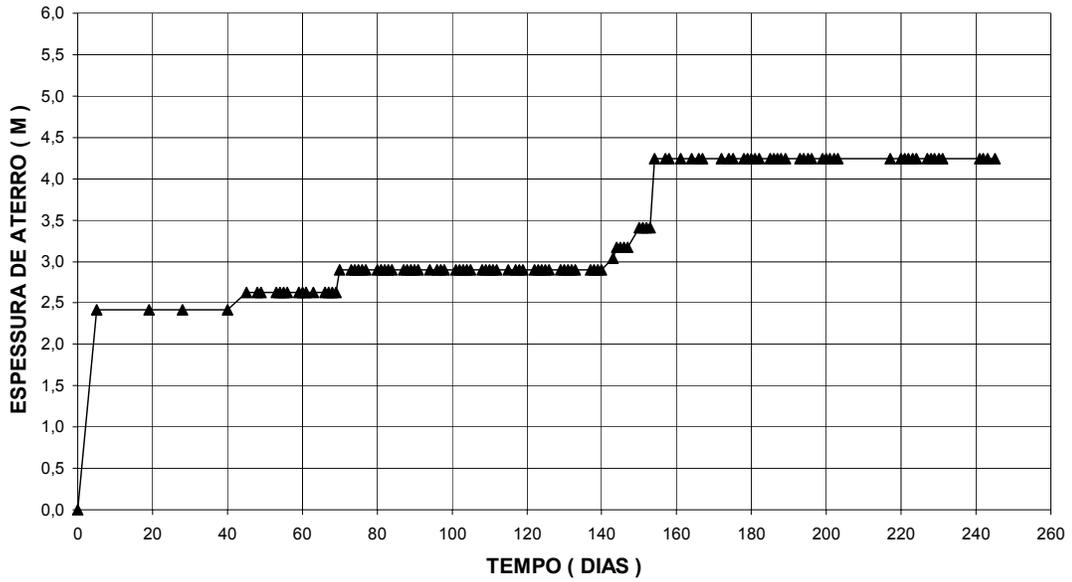


Figura (V.14) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E1-C.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



COTA DO NA - PIEZÔMETRO DE CASAGRANDE - PC-E1-D

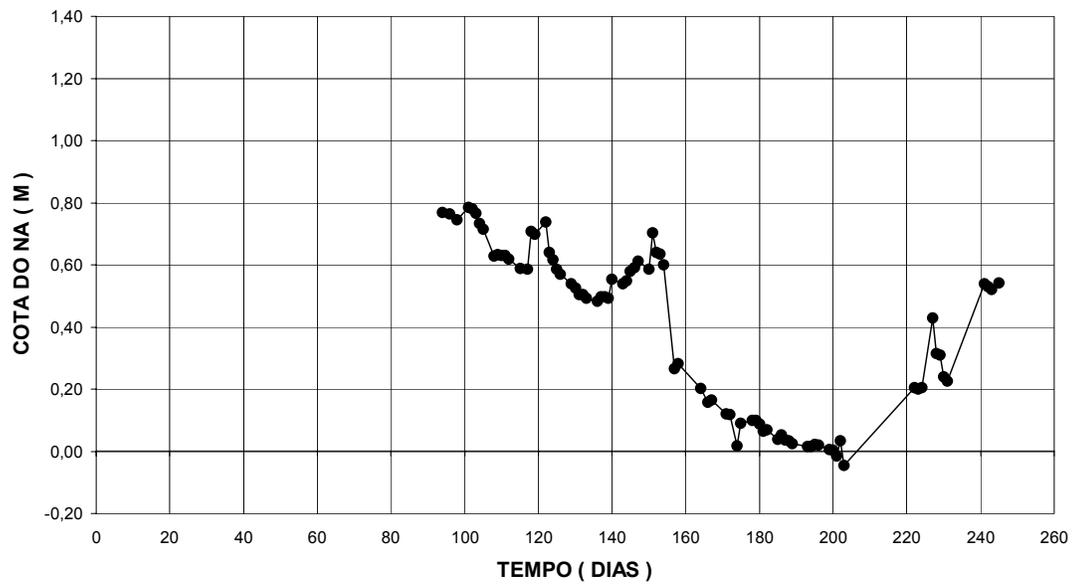


Figura (V.15) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E1-D.

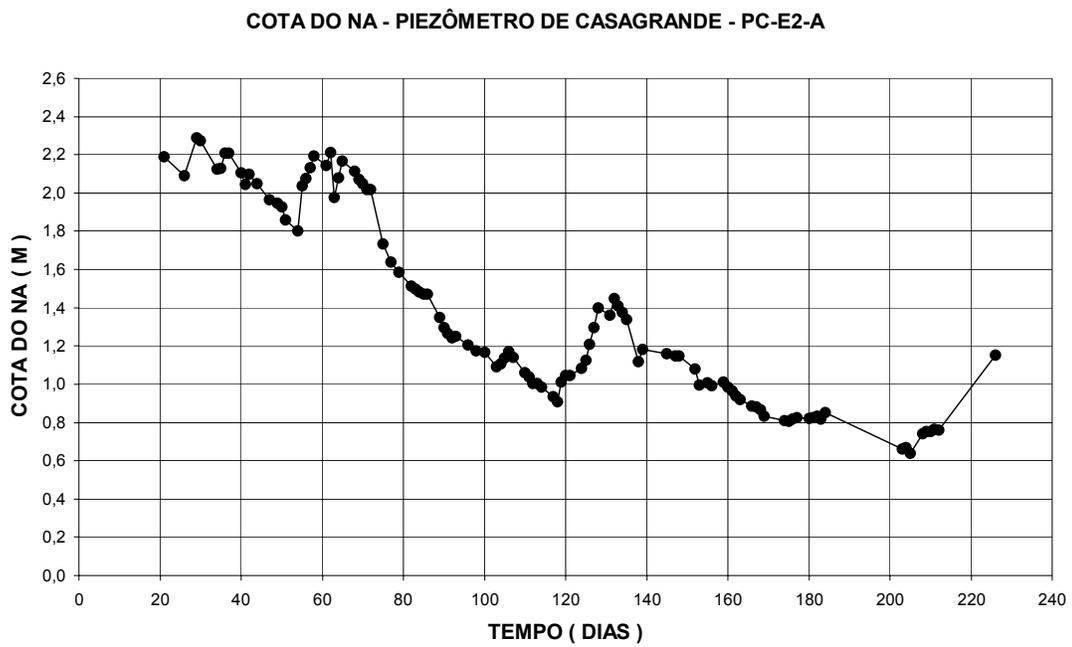
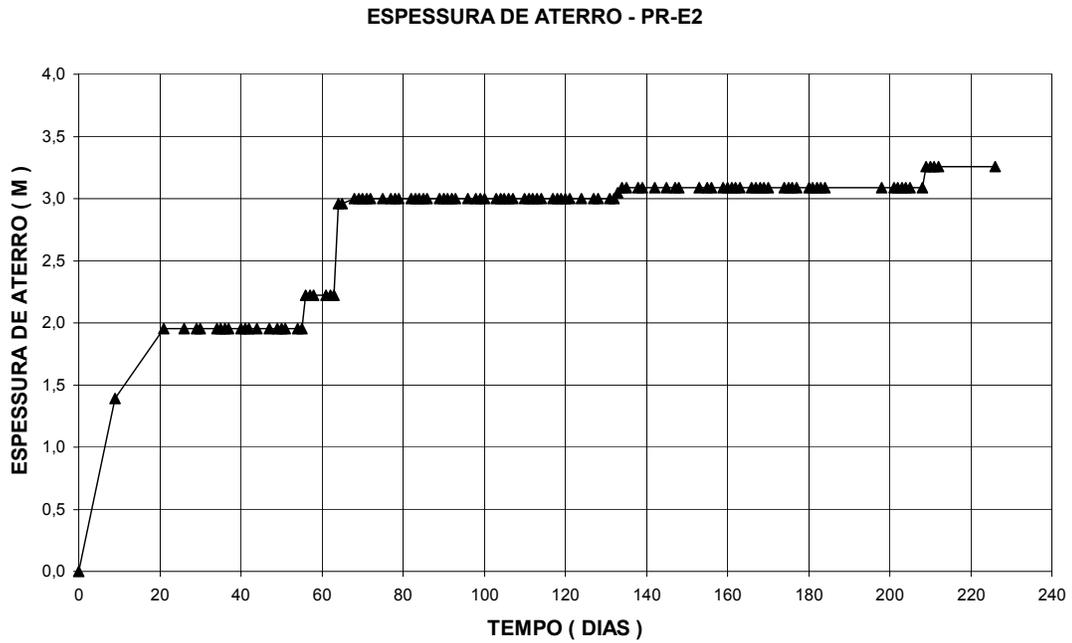


Figura (V.16) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E2-A.

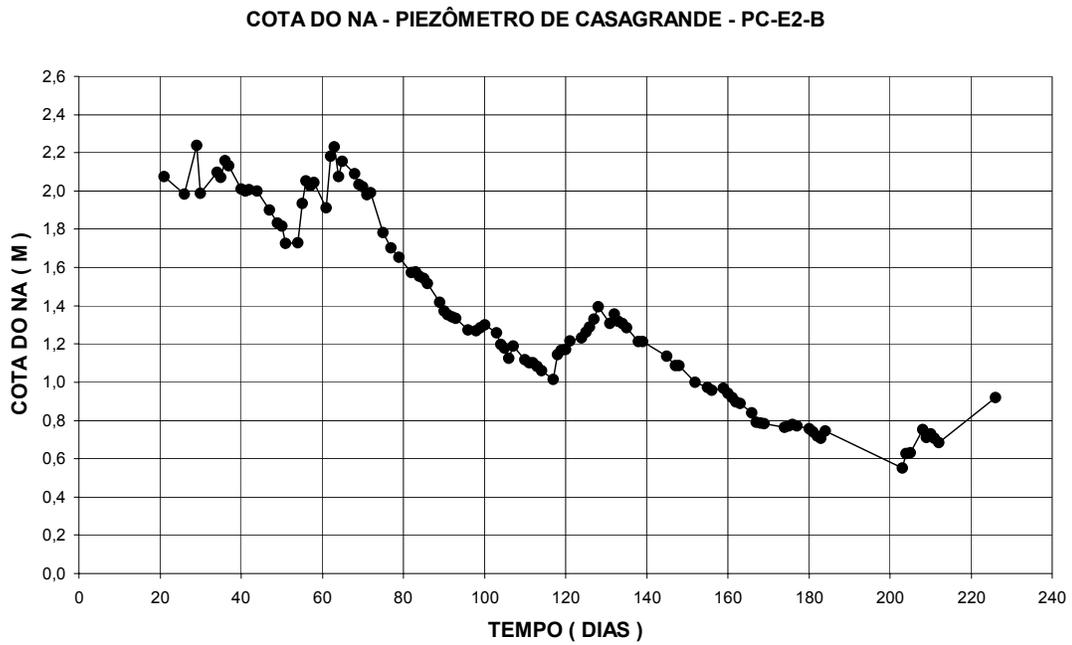
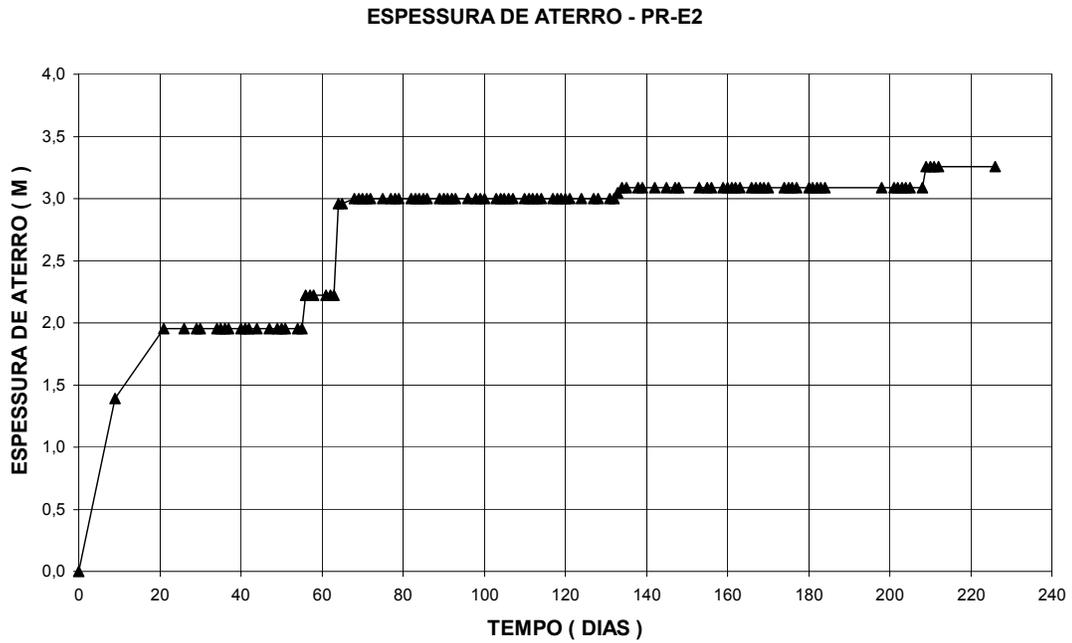


Figura (V.17) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E2-B.

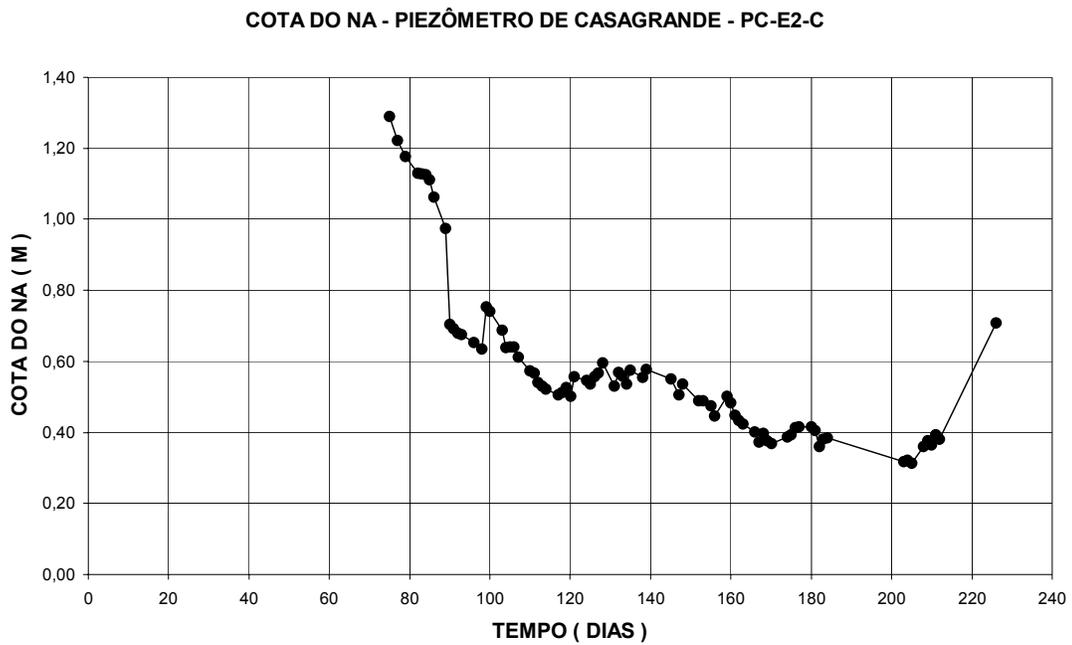
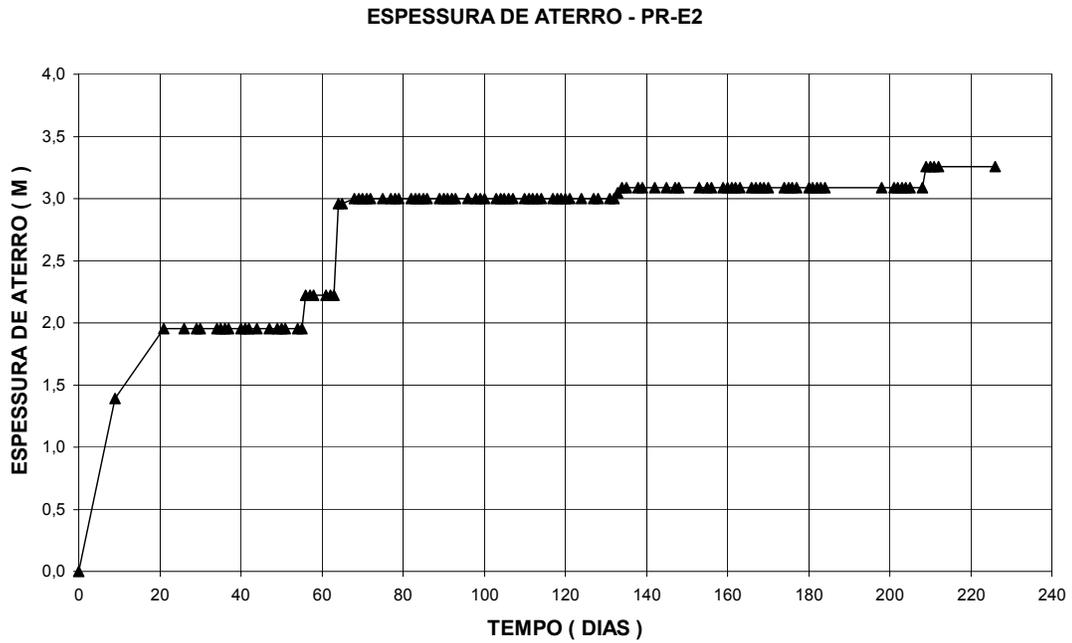
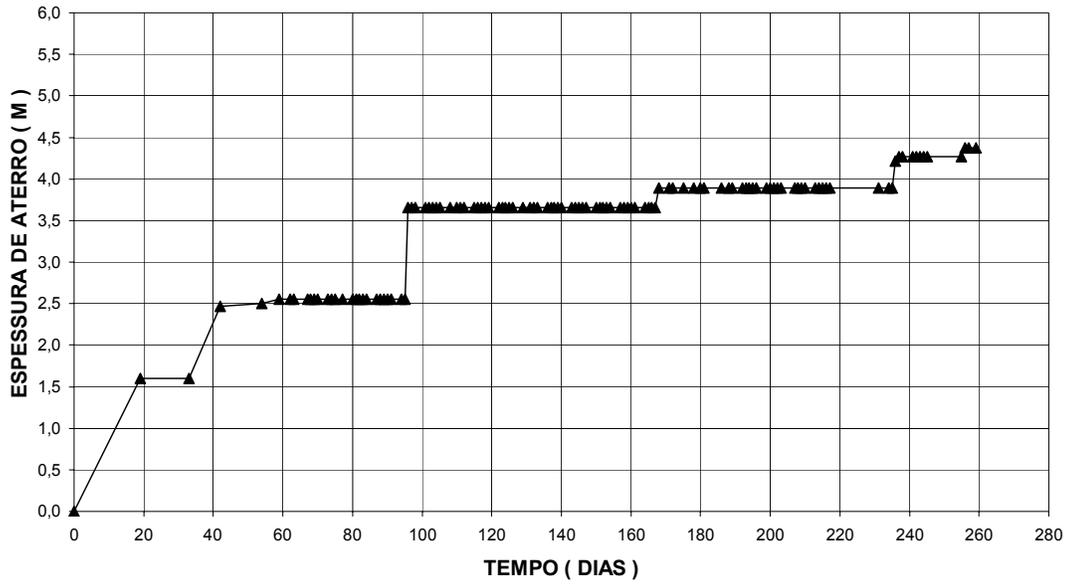


Figura (V.18) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-E2-C.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-T1



COTA DO NA - PIEZÔMETRO DE CASAGRANDE - PC-T1

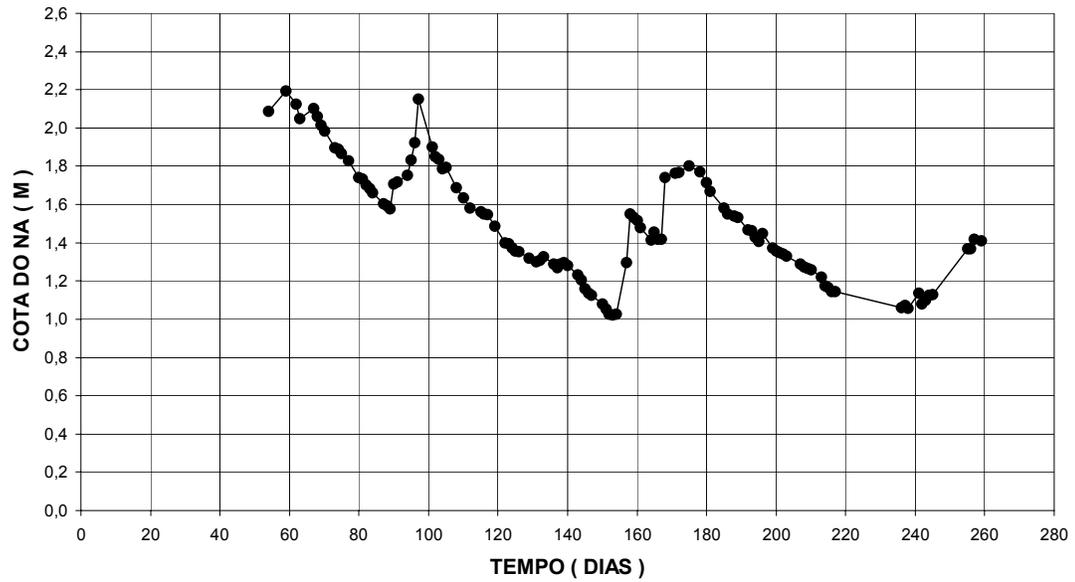
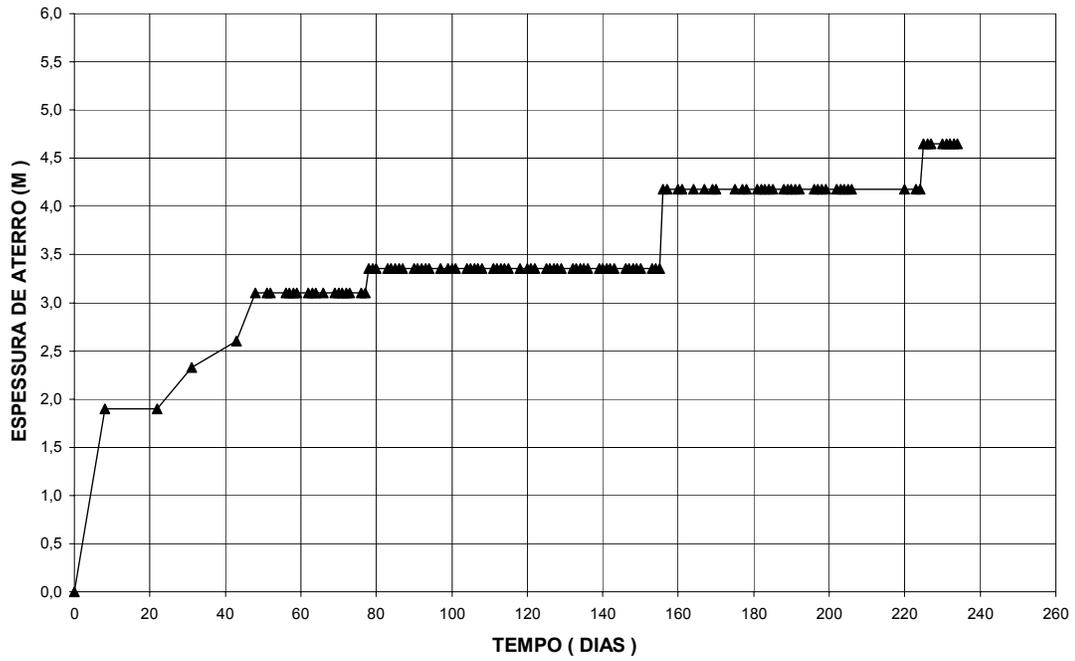


Figura (V.19) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-T1.

ESPESSURA DE ATERRO -PR-T2



COTA DO NA - PIEZÔMETRO DE CASAGRANDE - PC-T2

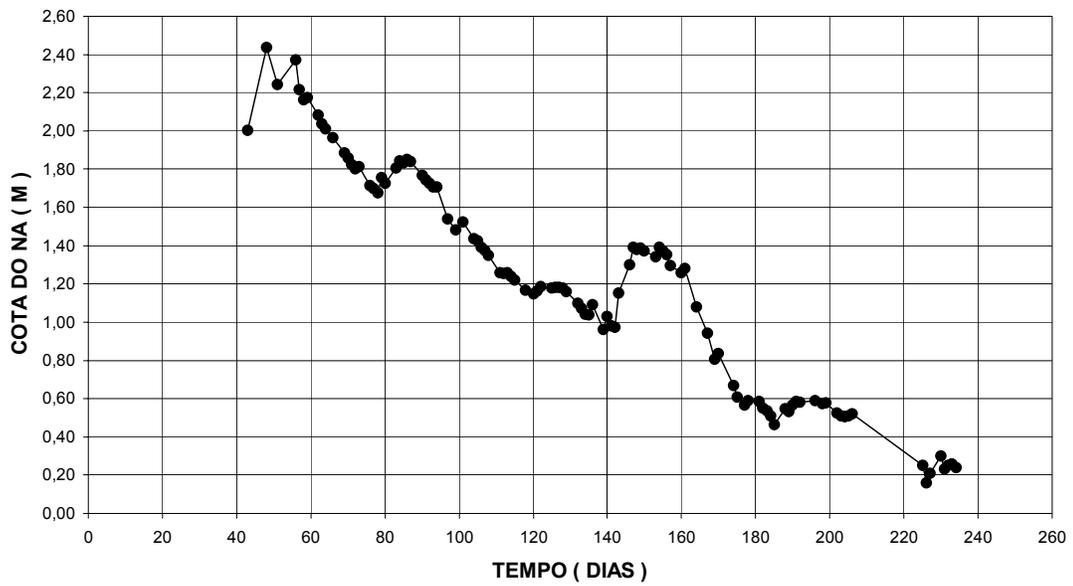
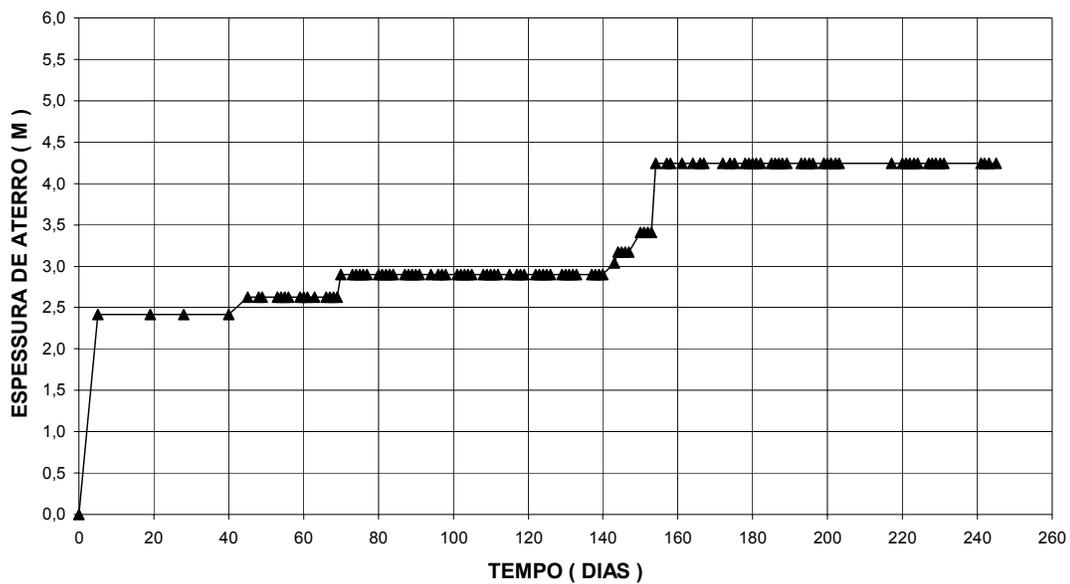


Figura (V.20) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no piezômetro de Casagrande PC-T2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



COTA DO NA - MEDIDOR DE NÍVEL D'ÁGUA - MN-E1

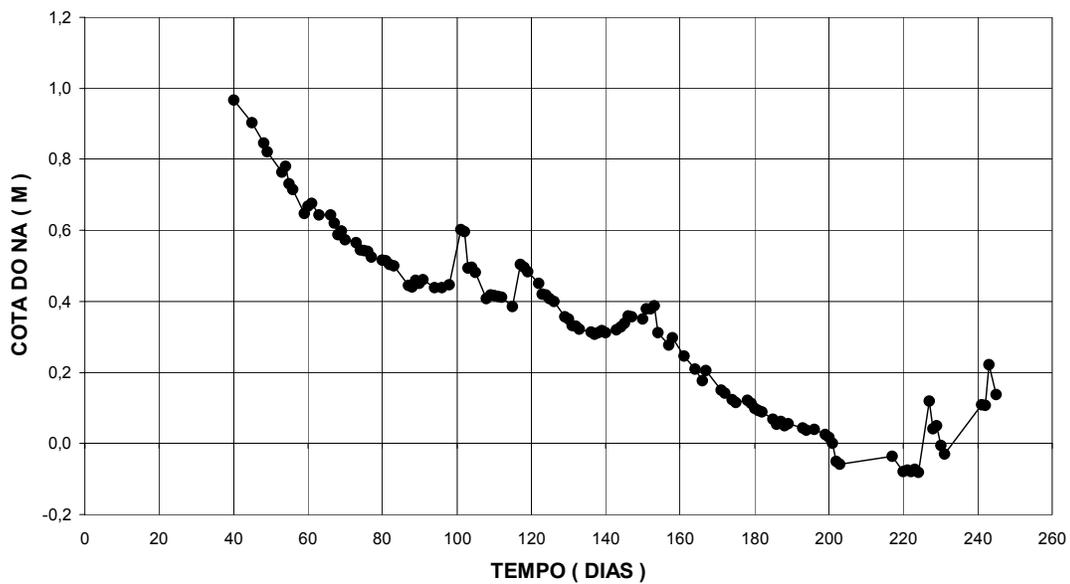


Figura (V.21) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no medidor de NA MN-E1.

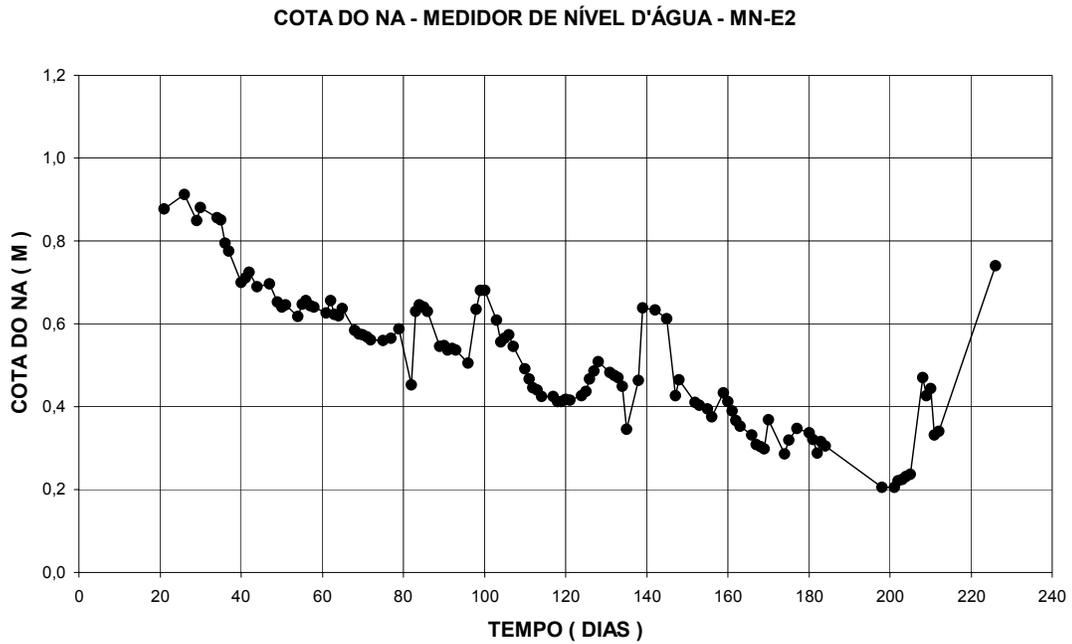
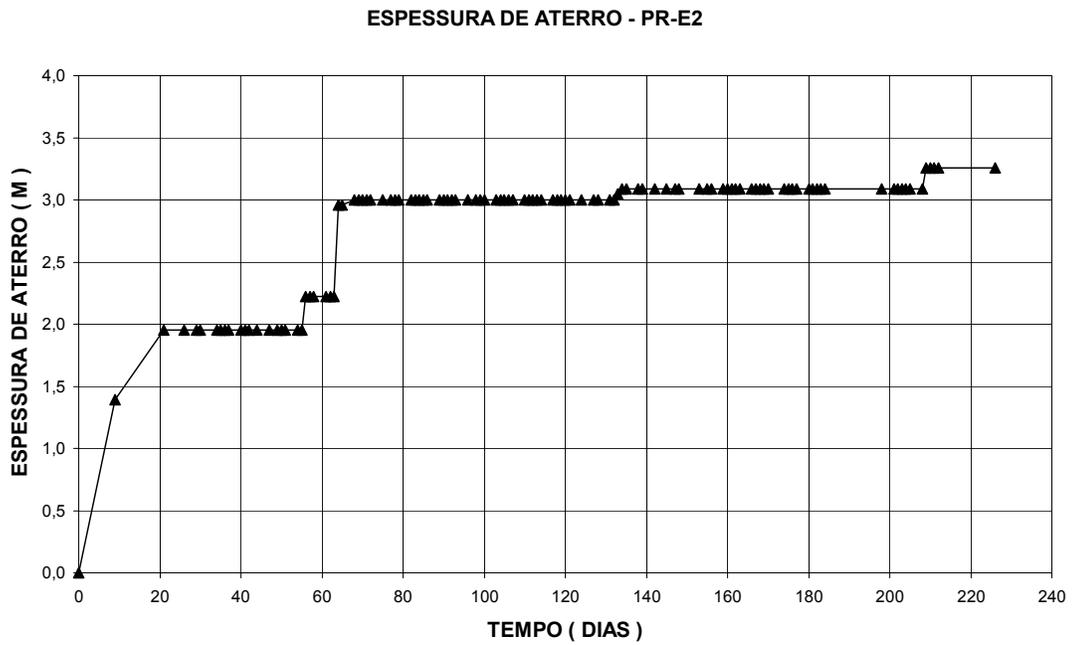
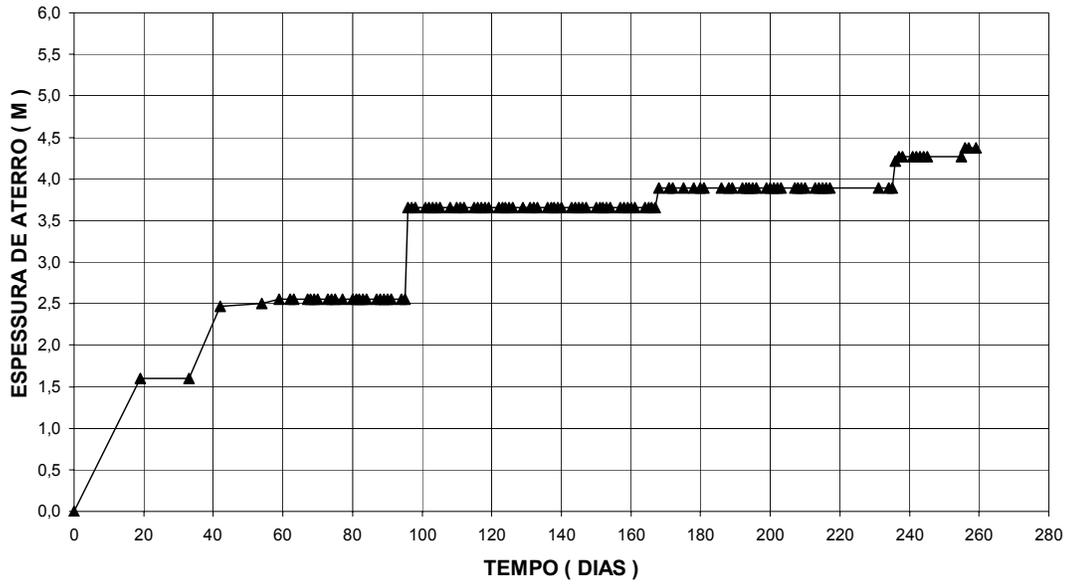


Figura (V.22) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no medidor de NA MN-E2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-T1



COTA DO NA - MEDIDOR DE NÍVEL D' ÁGUA - MN-T1

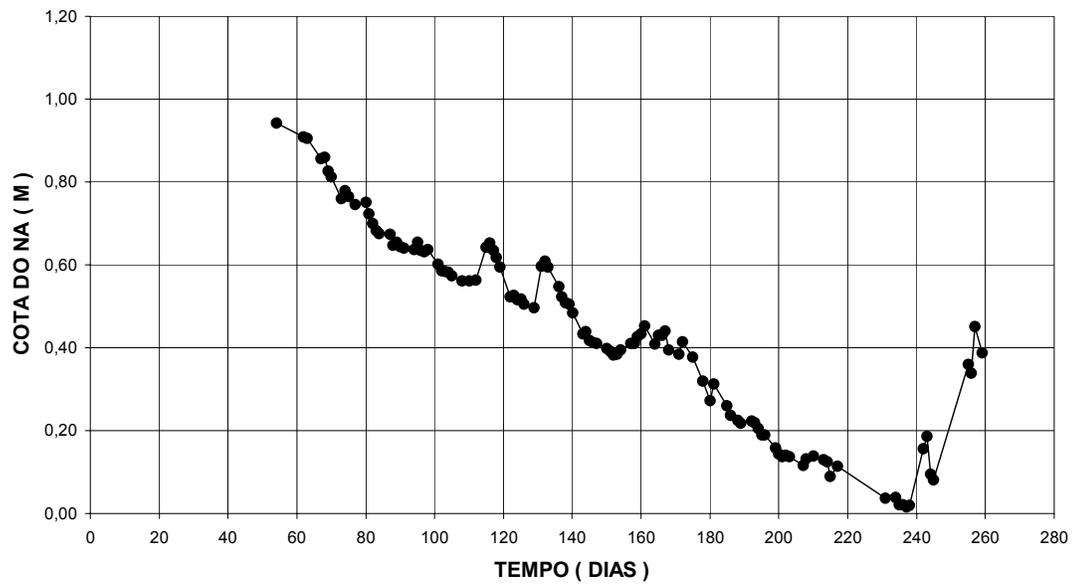
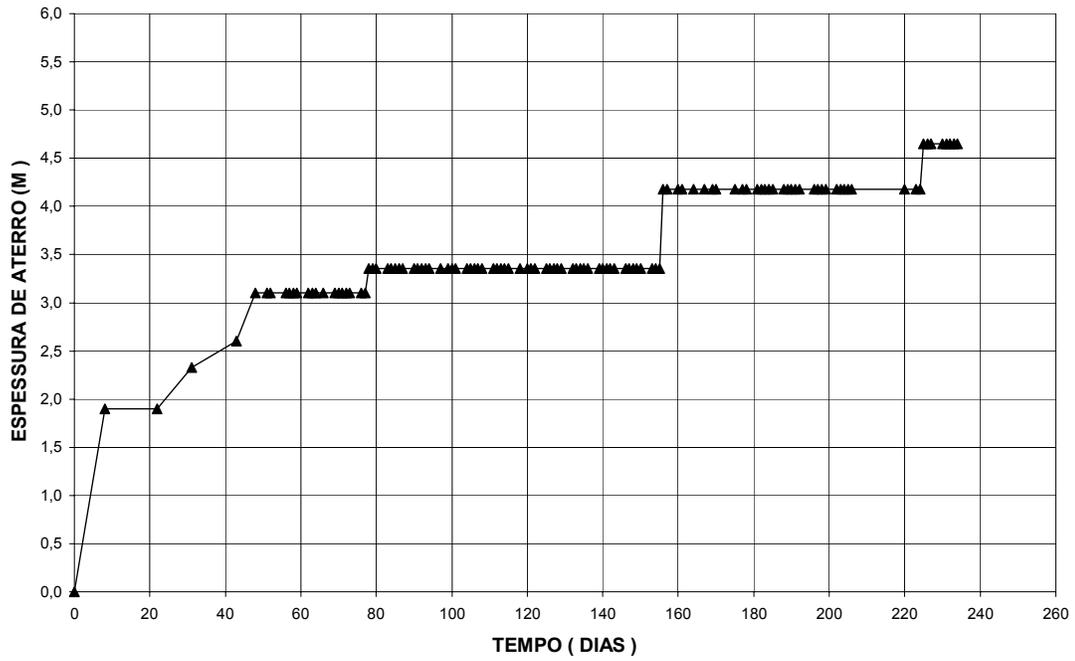


Figura (V.23) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no medidor de NA MN – T1.

ESPESSURA DE ATERRO -PR-T2



COTA DO NA - MEDIDOR DE NÍVEL D'ÁGUA - MN-T2

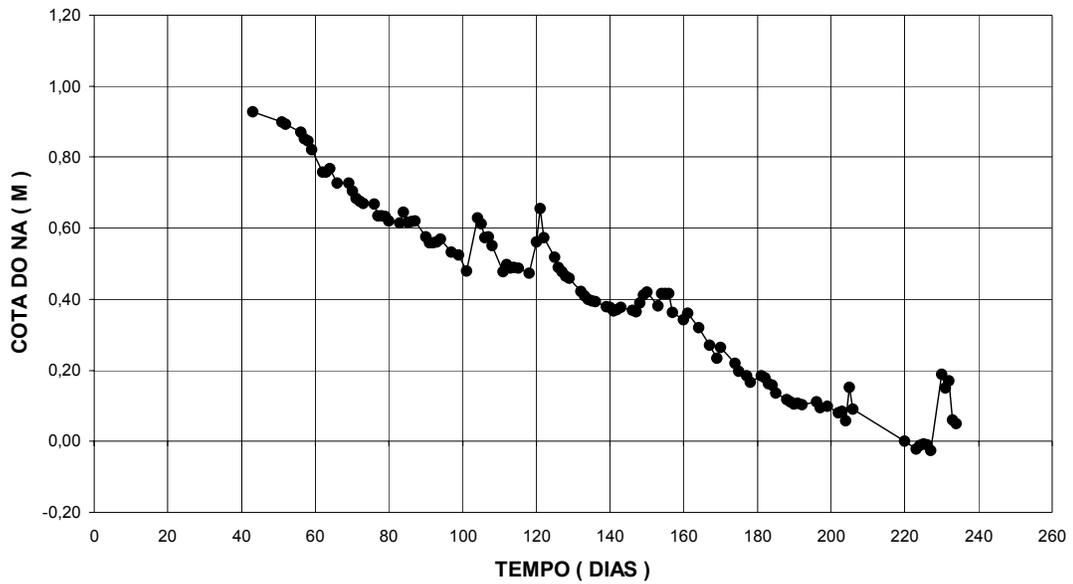
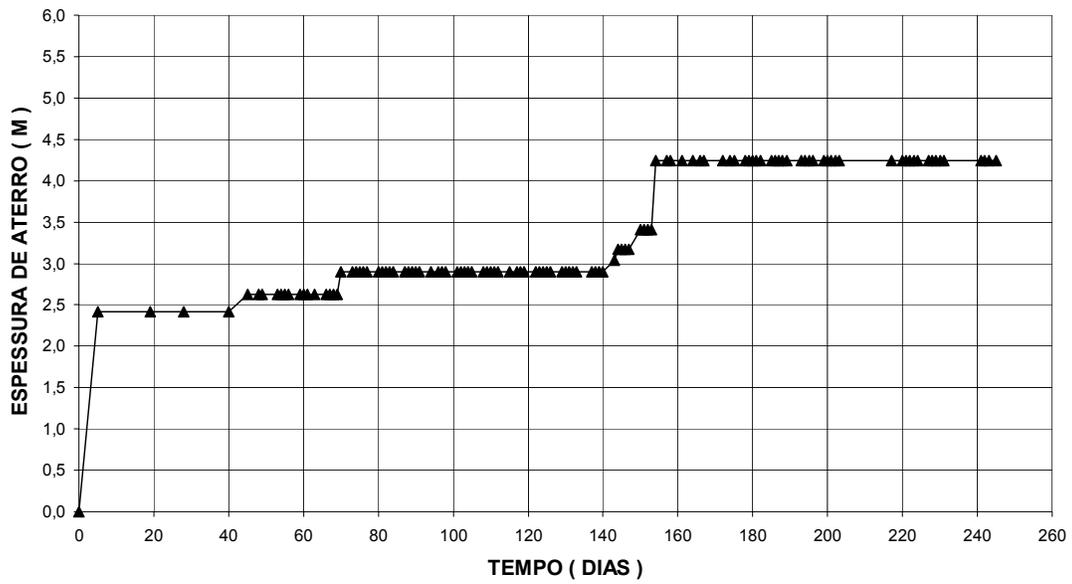


Figura (V.24) – Gráfico espessura de material e leituras das cotas dos níveis de água no medidor de NA MN – T2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E1-A

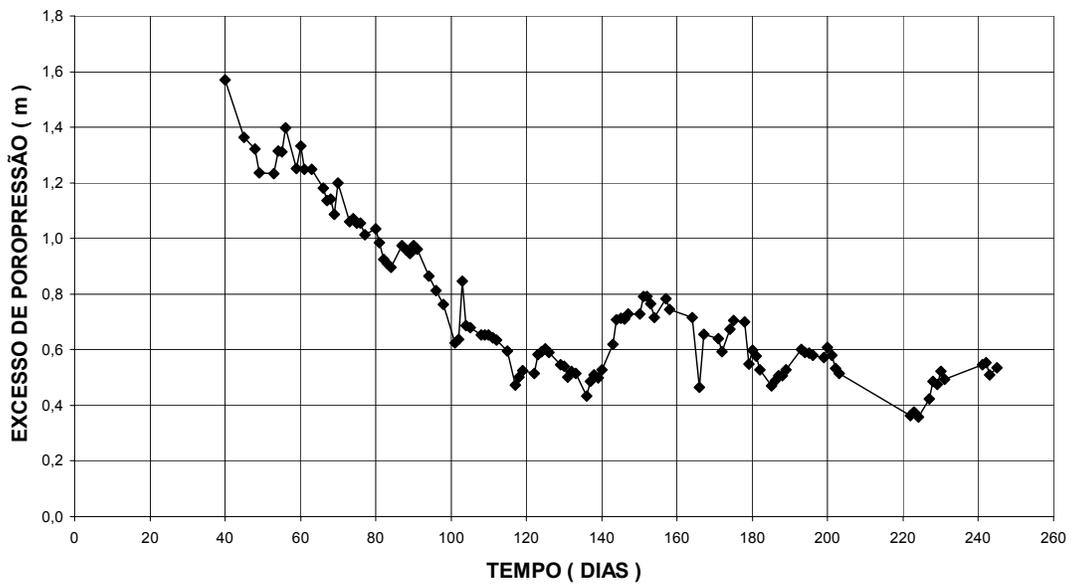
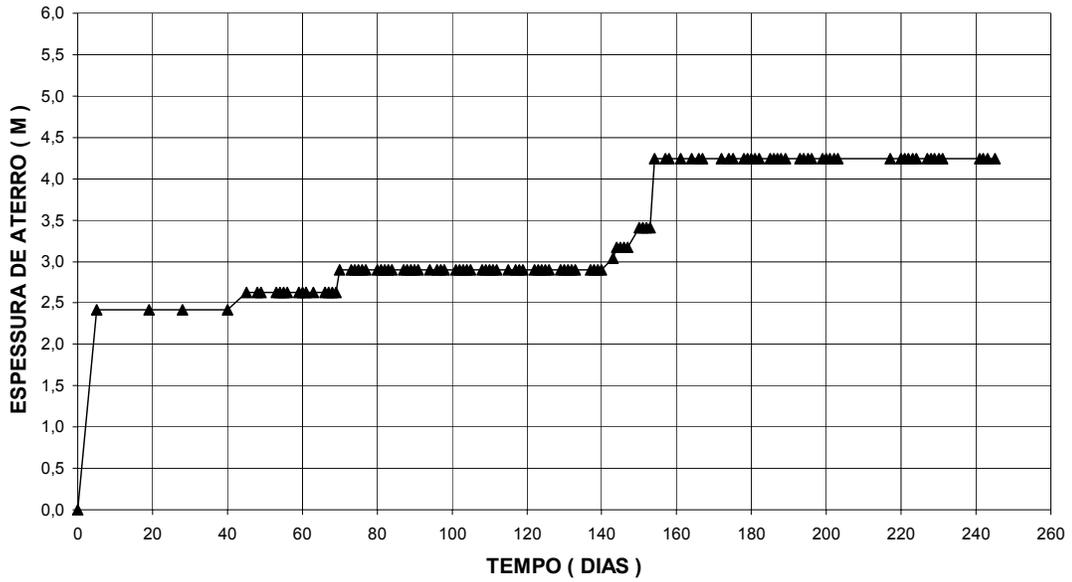


Figura (V.25) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E1-A.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E1-B

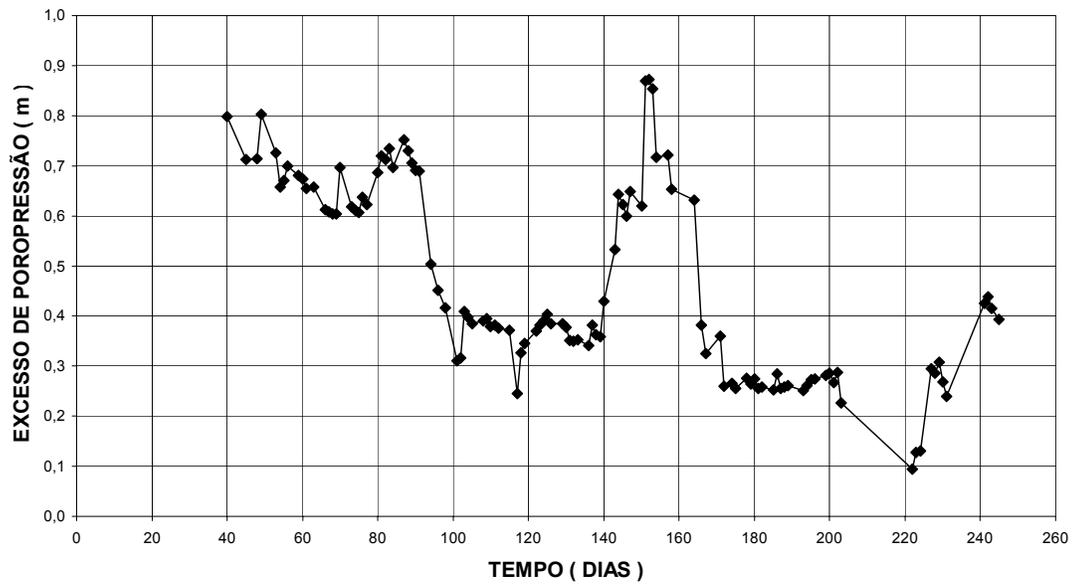
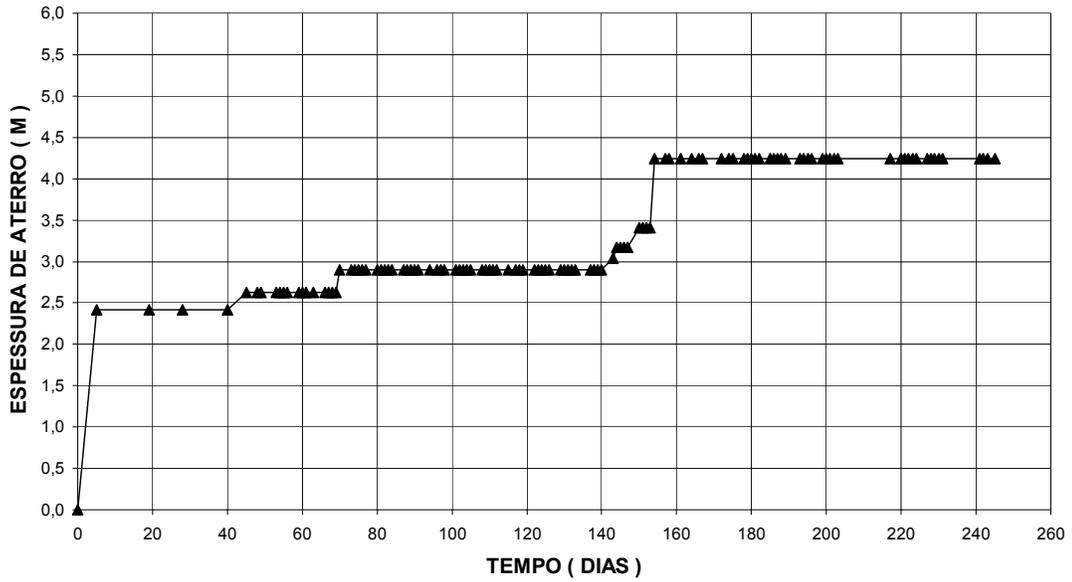


Figura (V.26) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E1-B.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E1-C

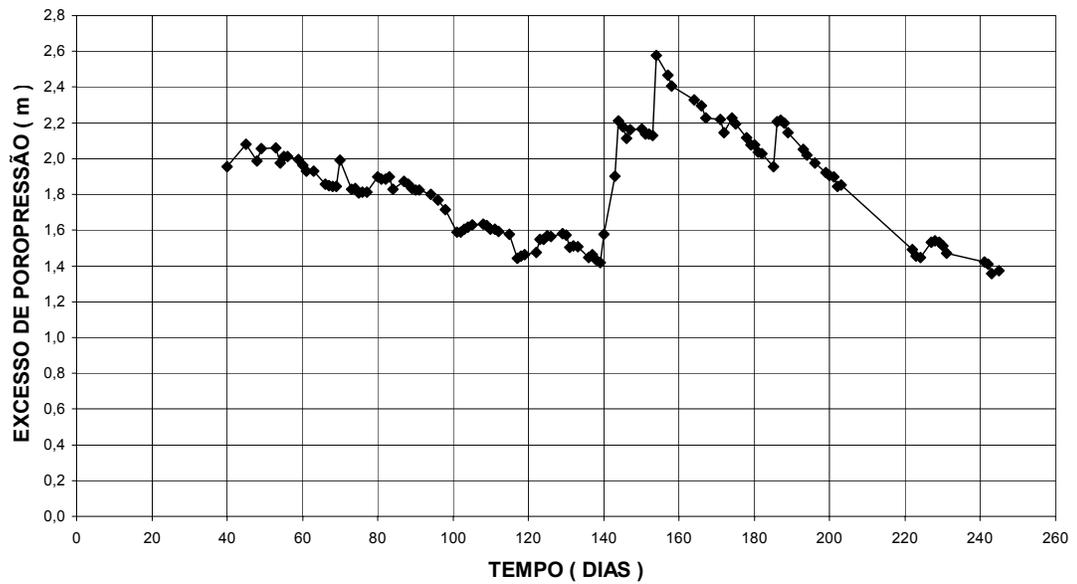
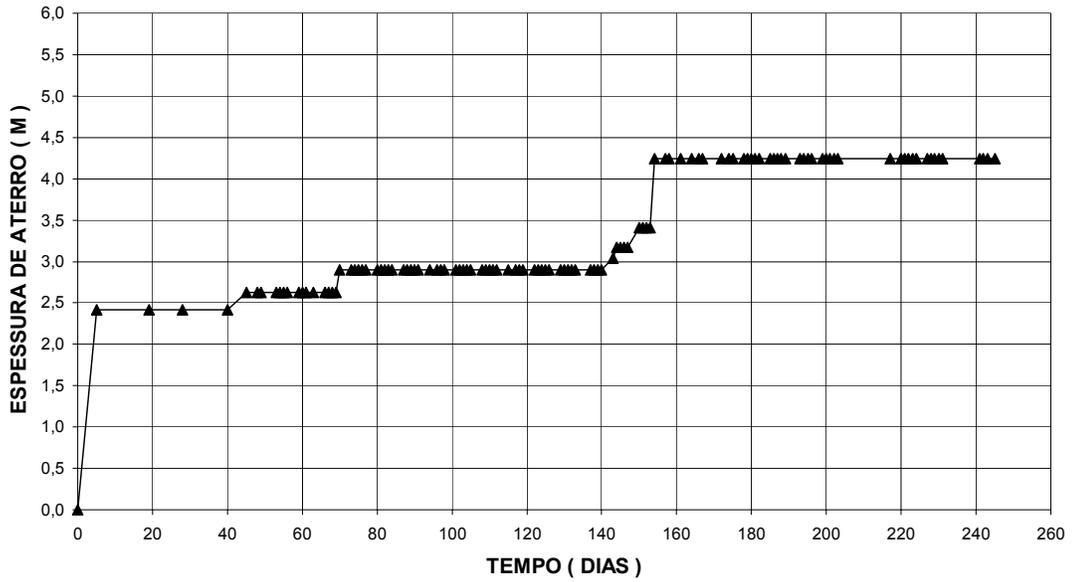


Figura (V.27) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E1-C.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E1-D

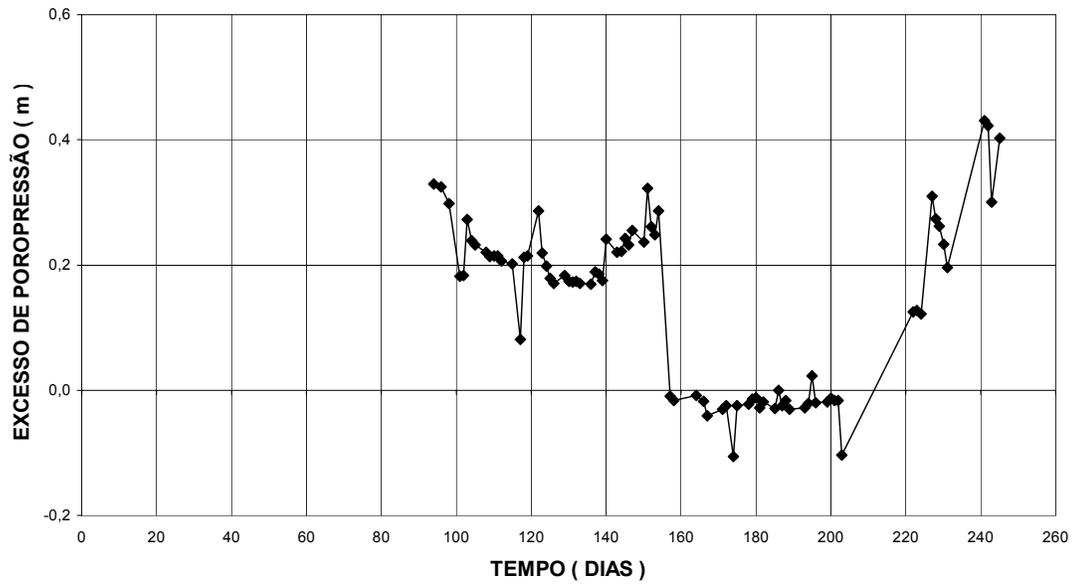
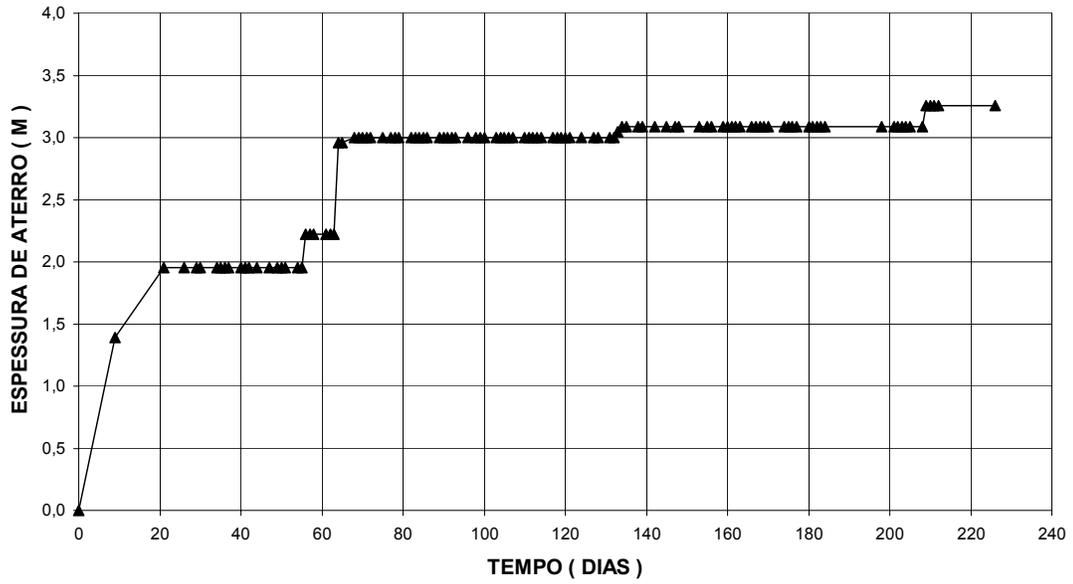


Figura (V.28) – Gráfico espeçura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E1-D.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E2



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E2-A

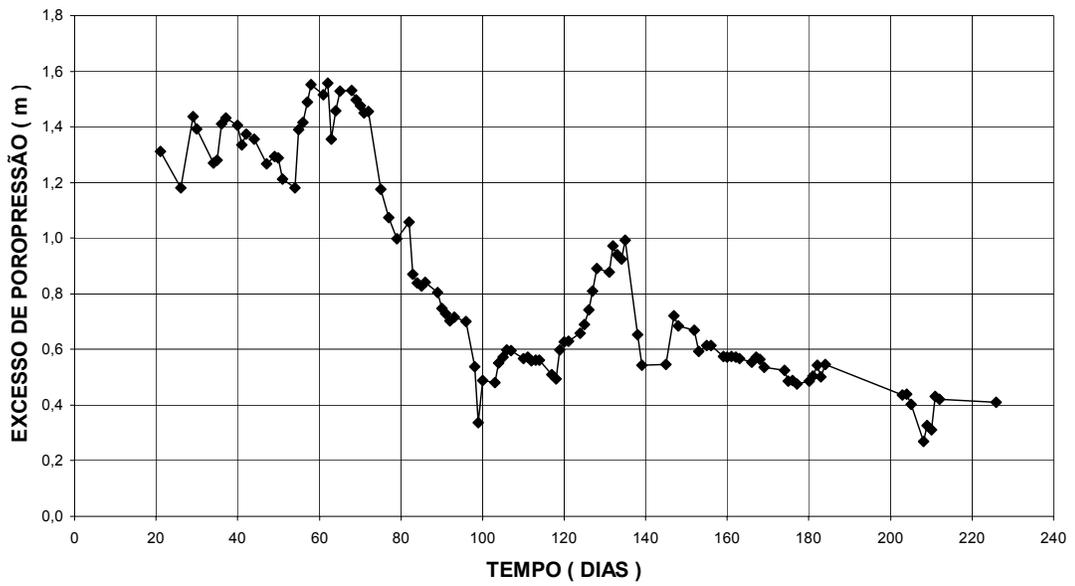


Figura (V.29) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E2-A.

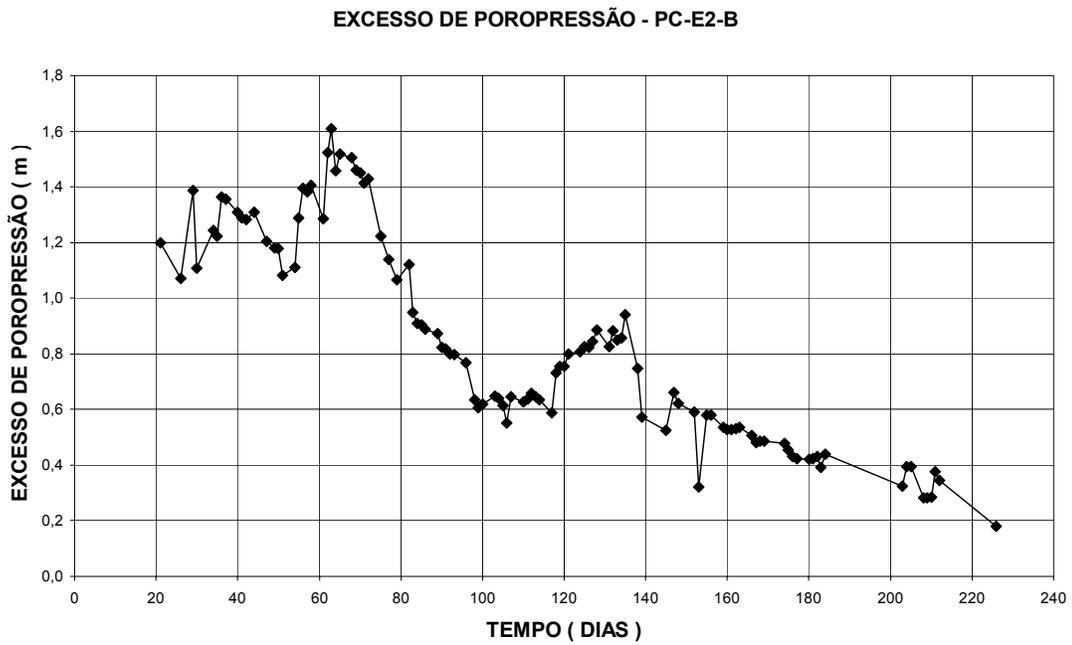
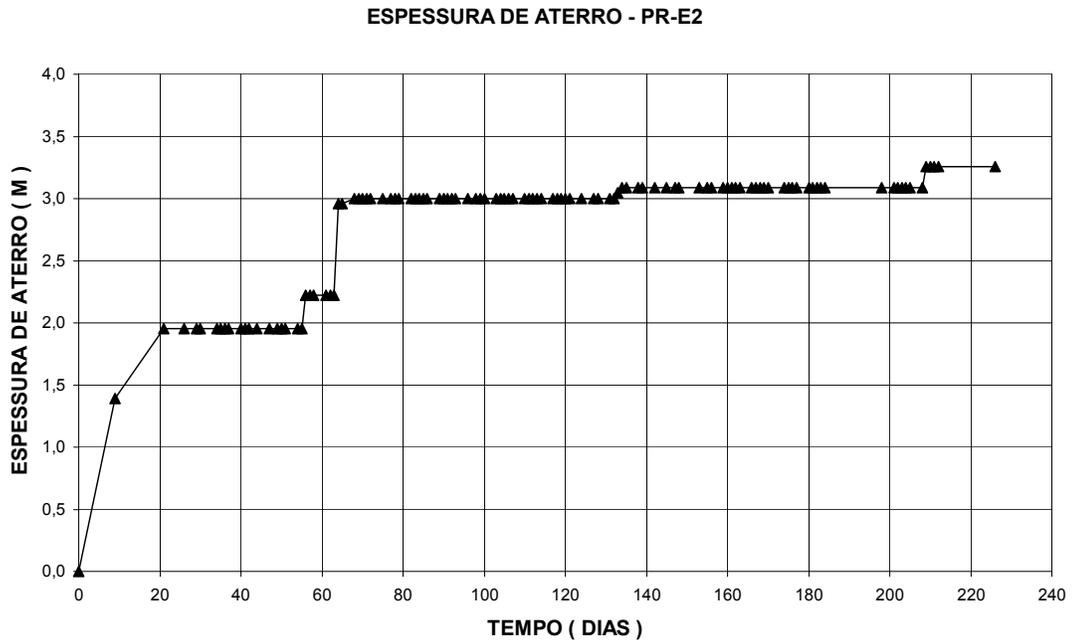
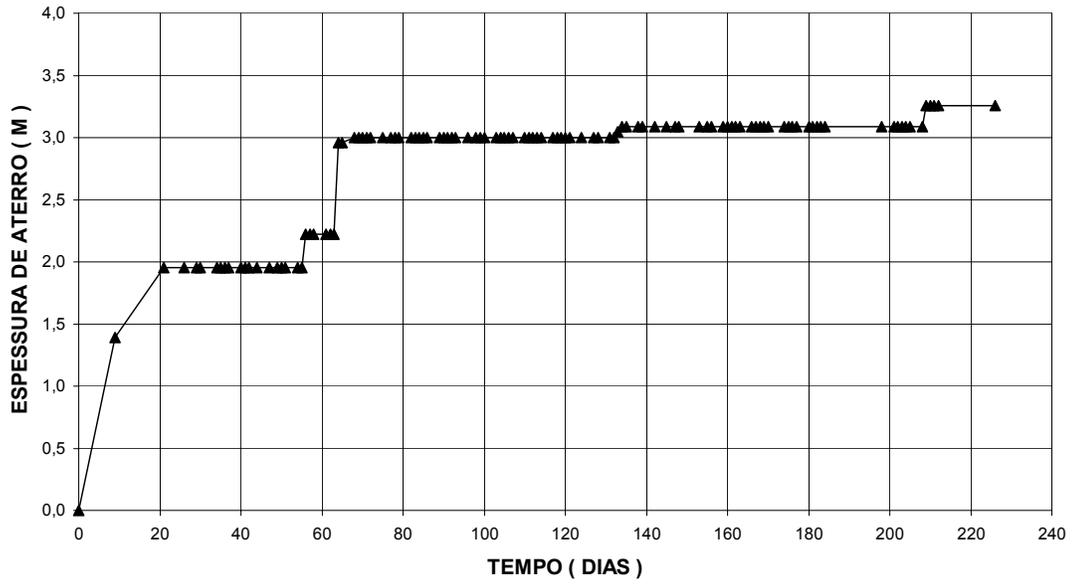


Figura (V.30) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E2-B.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E2



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-E2-C

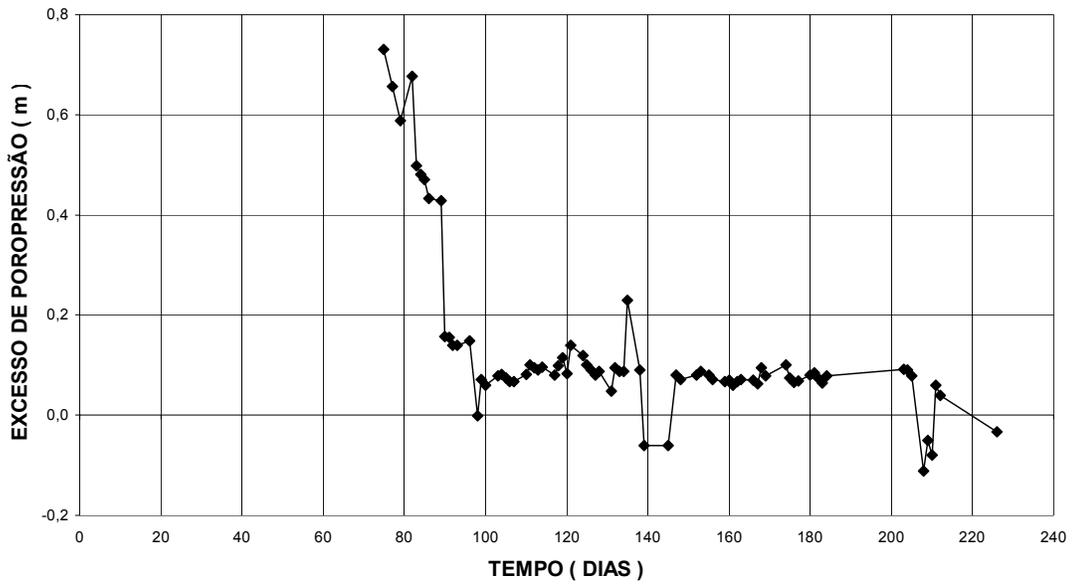
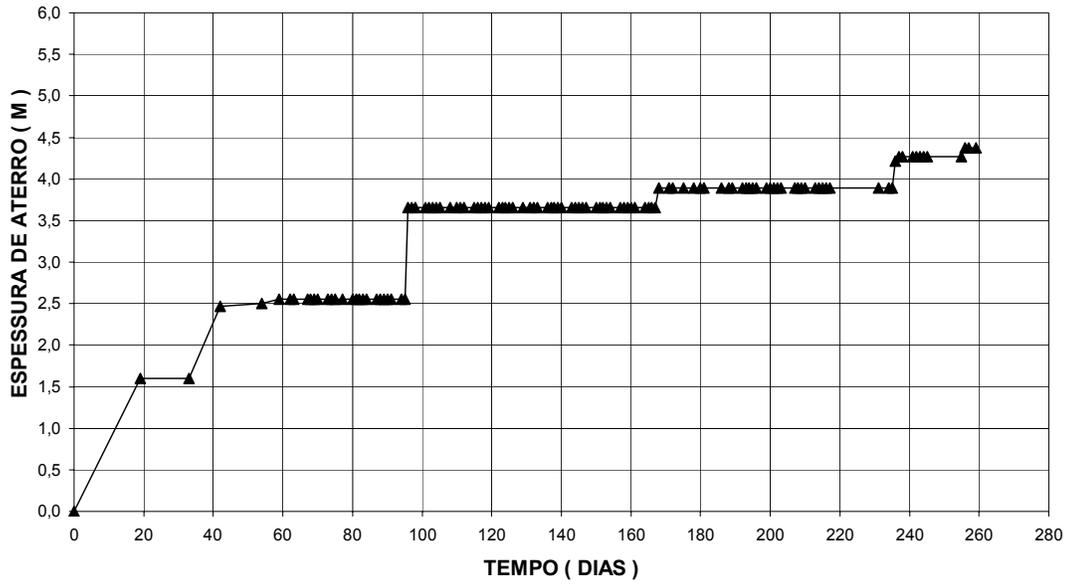


Figura (V.31) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-E2-C.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-T1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-T1

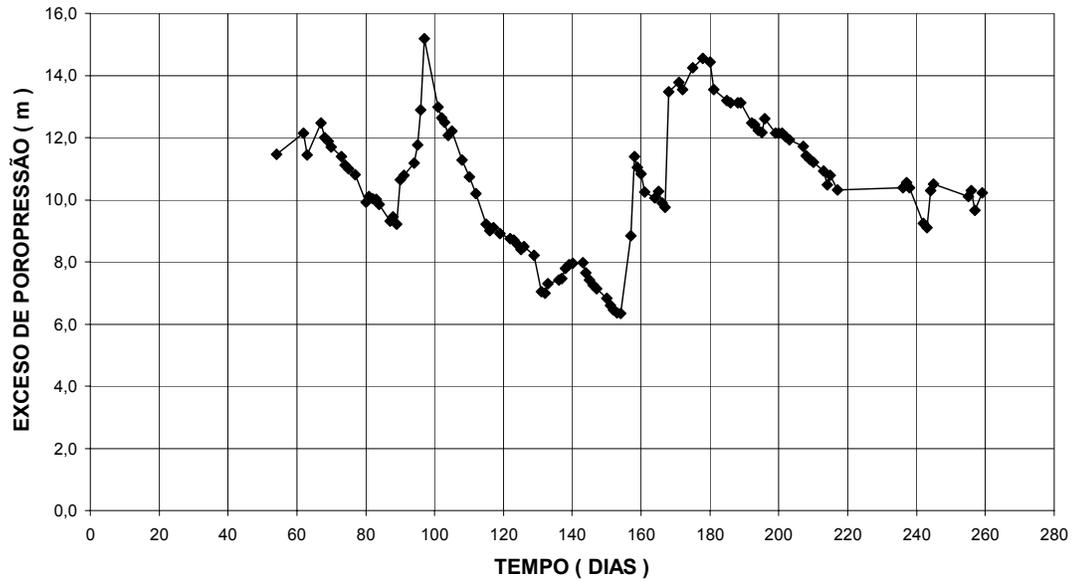
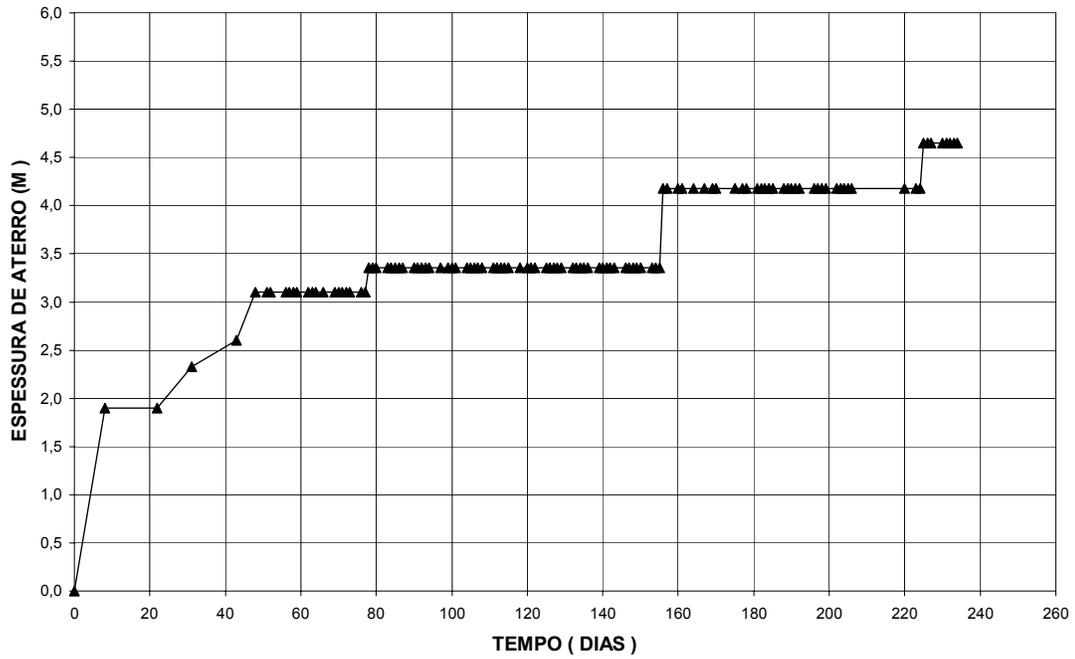


Figura (V.32) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-T1.

ESPESSURA DE ATERRO -PR-T2



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PC-T2

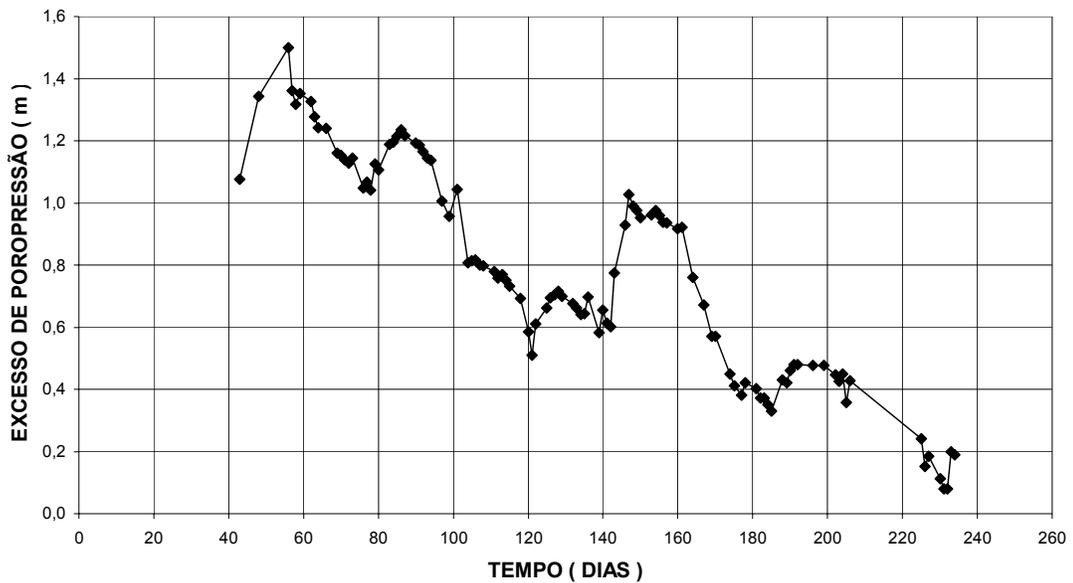
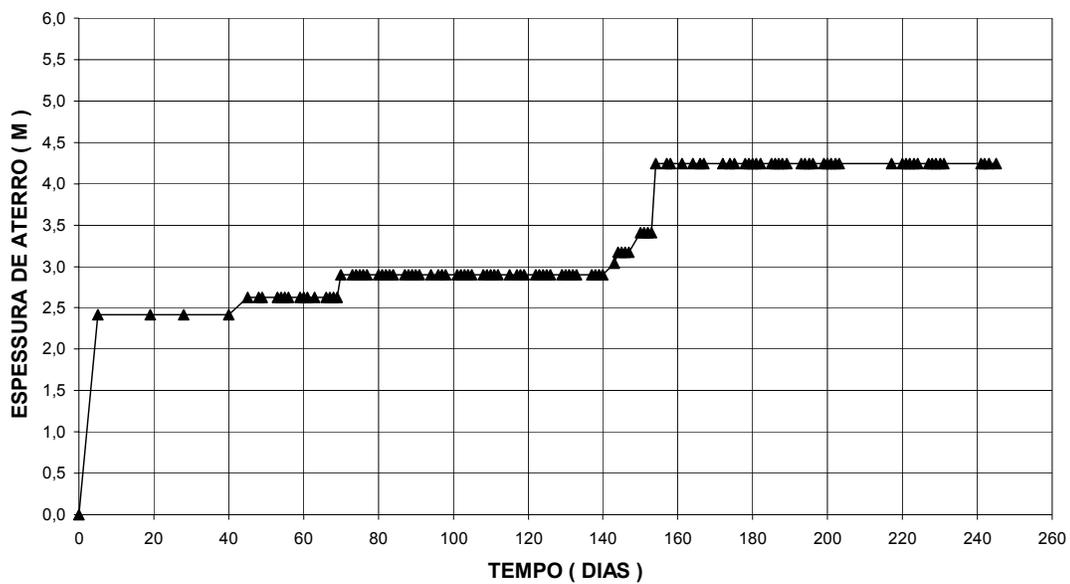


Figura (V.33) – Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro de Casagrande PC-T2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO - PE-E1

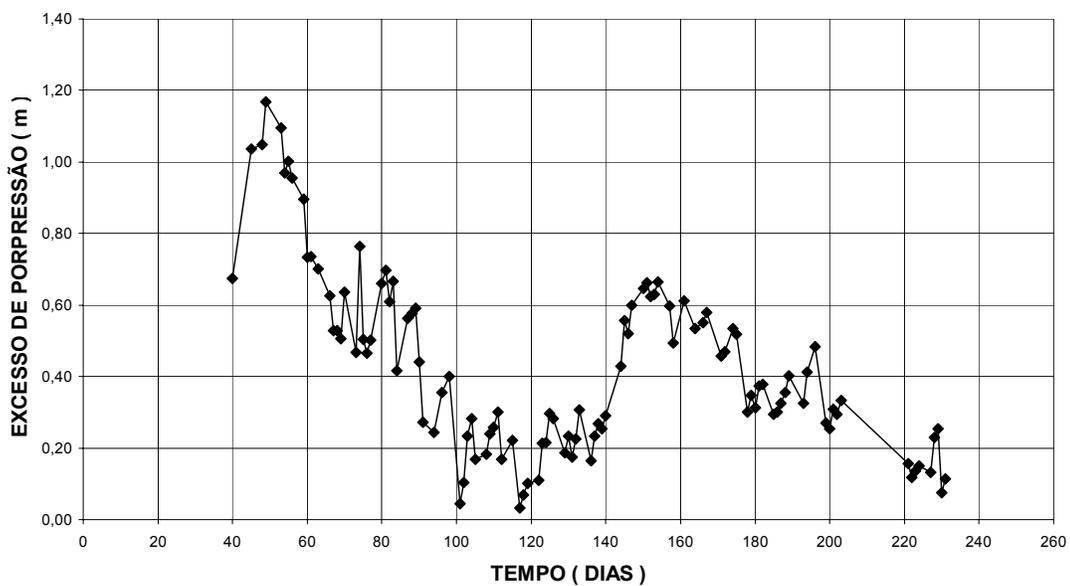


Figura (V.34) - Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro elétrico PE-E1.

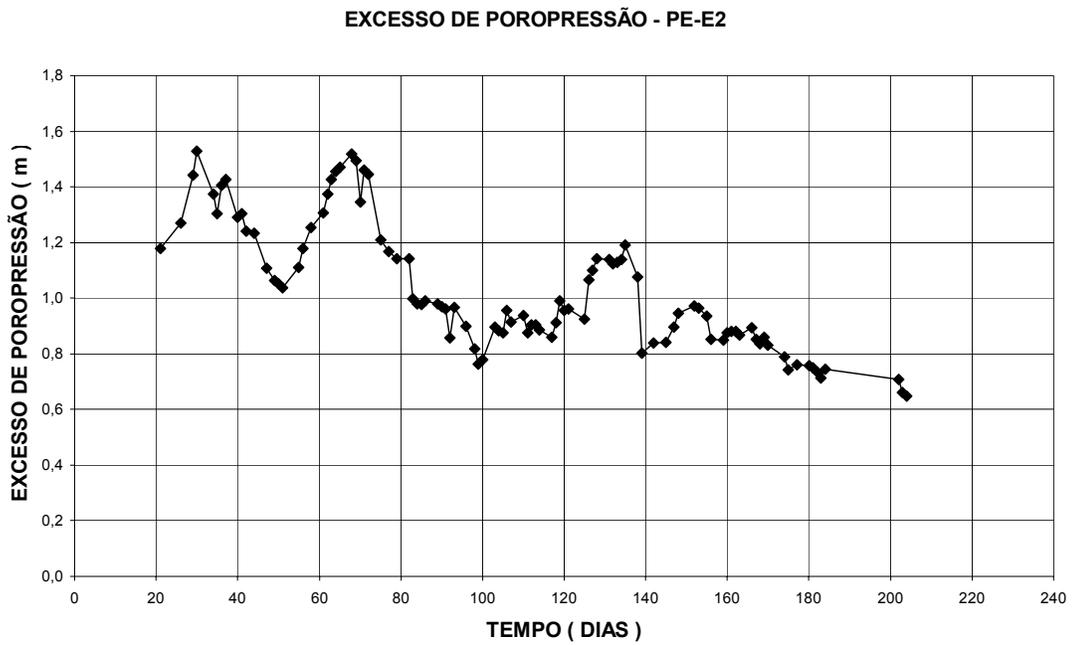
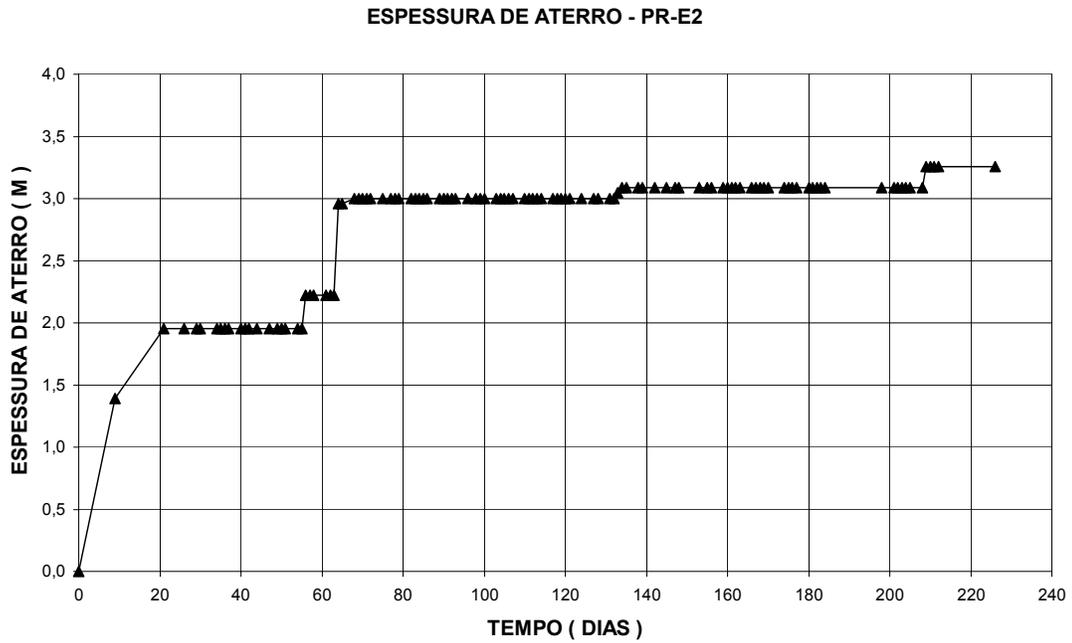
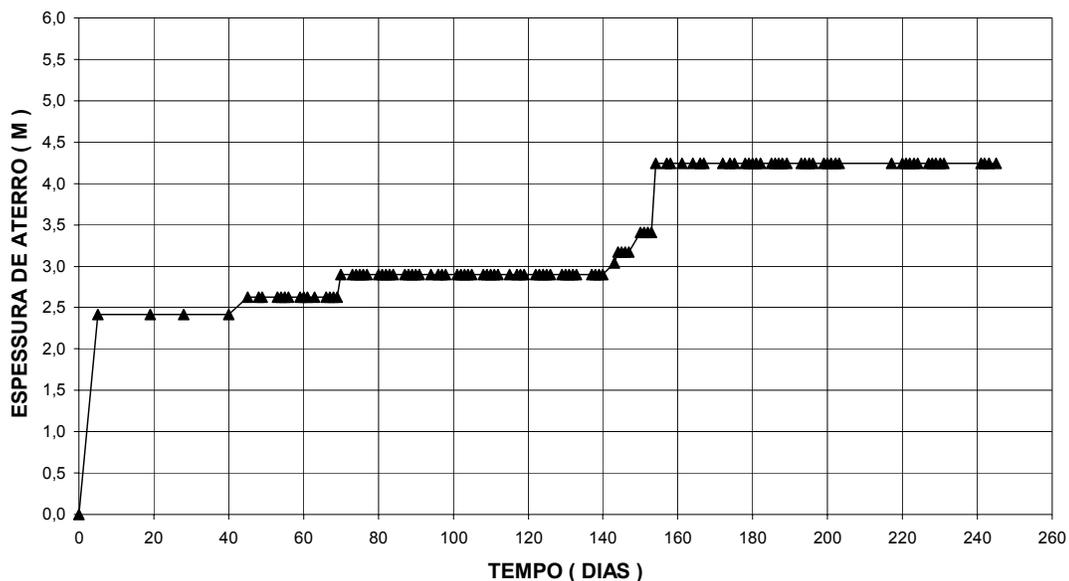


Figura (V.35) - Gráfico espessura de material e excesso de poropressão obtida do piezômetro elétrico PE-E2.

ESPESSURA DE ATERRO - PR-E1



EXCESSO DE POROPRESSÃO PC-E1-A x PE-E1

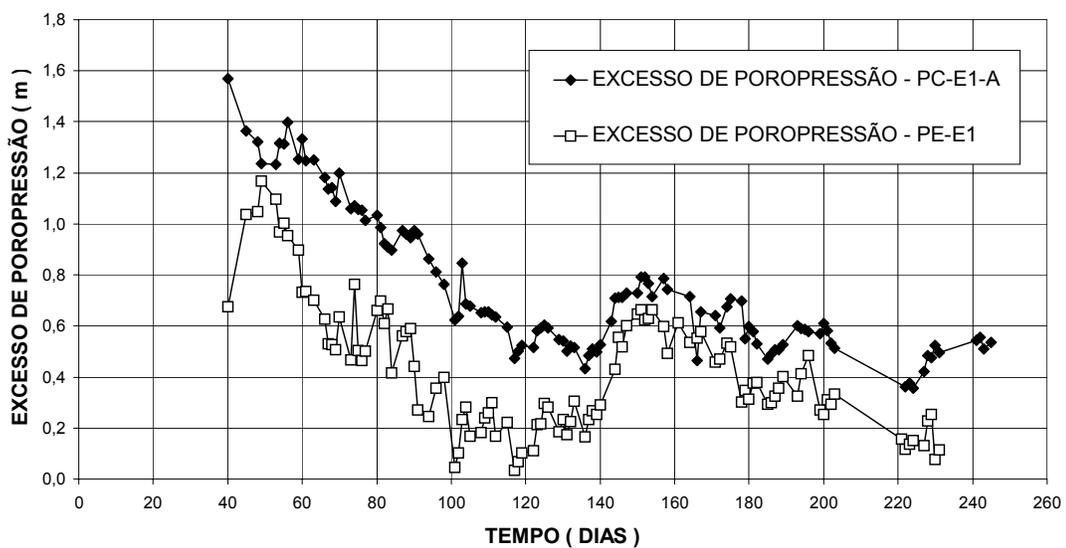


Figura (V.36) – Comparação dos resultados dos excessos de poropressão entre Piezômetros elétricos e de Casagrande locados no meio da camada na estação E1.

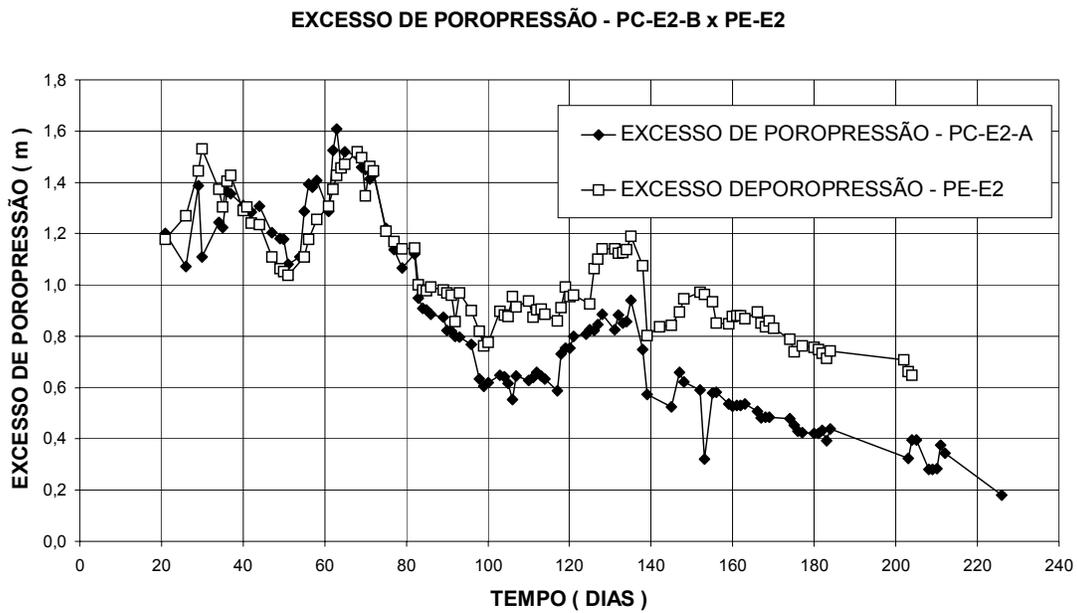
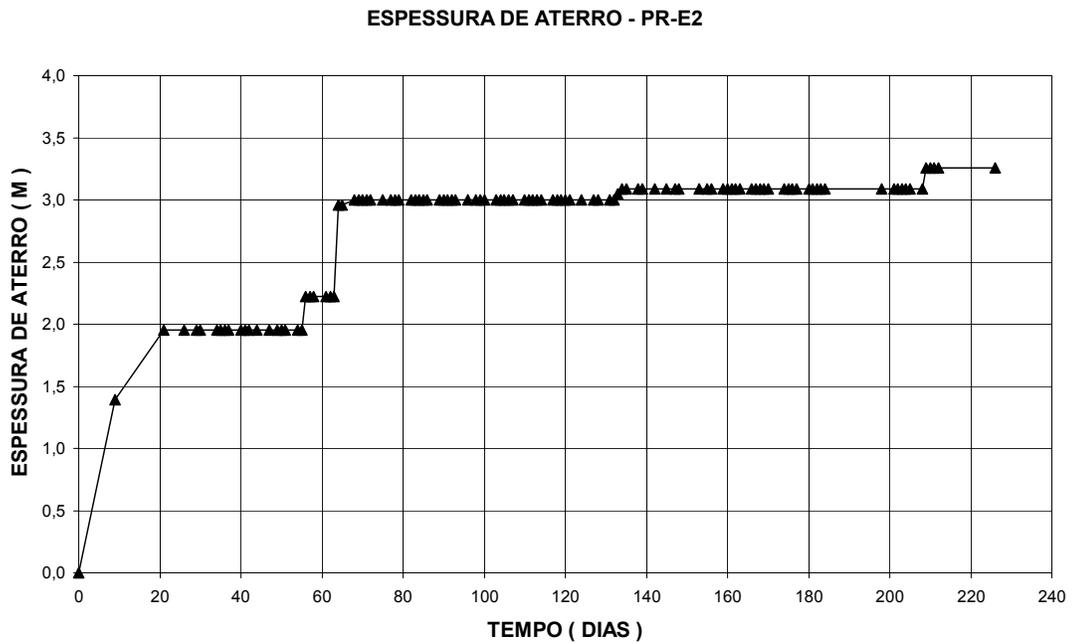


Figura (V.37) – Comparação dos resultados dos excessos de poropressão entre Piezômetros elétricos e de Casagrande locados no meio da camada na estação E2.

V.3.1 – TEMPO DE RESPOSTA DOS PIEZÔMETROS

Os piezômetros elétricos utilizados apresentam a vantagem do tempo de resposta ser muito pequeno, não necessitando ser quantificado. Diferentemente, os piezômetros Casagrande necessitam de um fluxo finito de água do solo para pressurizar o sistema, o que impede que Δu seja registrado imediatamente. Para um dado Δu a energia é diretamente proporcional ao volume a entrar no sistema. Tendo o solo uma permeabilidade finita, existe um “time lag” ou tempo de resposta entre Δu no terreno e o registro no piezômetro. O fator condicionante principal para isto reside no valor do coeficiente de permeabilidade da argila onde se encontra o trecho perfurado.

Segundo HVORSLEV (1951), a vazão no tempo t é expressa por:

$$q = F.K.H \quad (V.1)$$

onde:

F – fator de forma;

K – coeficiente de permeabilidade;

H – diferença de carga.

O tempo de resposta para a equalização da diferença de carga H nos piezômetros Casagrande é dado por:

$$T_r = \frac{V}{q} = \frac{A.H}{F.K.H} = \frac{A}{F.K} \quad (V.2)$$

onde:

T_r – tempo de resposta;

V – volume total;

A – área da seção transversal do tubo do piezômetro;

O fator de forma F definido para solo uniforme e piezômetro cilíndrico é dado por:

$$F = \frac{2\pi L}{\ln \left[\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D} \right)^2} \right]} \quad (V.3)$$

onde:

L – altura do bulbo onde se insere o trecho perfurado do piezômetro;

D – diâmetro do bulbo onde se insere o trecho perfutado do piezômetro.

Para a condição de carga hidráulica constante e variável, segundo Hvorslev (1951), a razão de equalização define-se como:

$$E = 1 - \frac{H}{H_0} = 1 - e^{-\frac{t}{T_r}} \quad (\text{V.4})$$

Com $t = T_r$, obtém-se $E = 0,63$, ou seja, 63% de equalização. Na prática considera-se $E = 90\%$, então:

$$t_{90\%} = 2,3 T_r \quad (\text{V.5})$$

Conforme descrito no item III.6.5 os dados necessários para o cálculo do tempo de resposta compreendem: diâmetro do tubo do piezômetro Casagrande, diâmetro e altura do bulbo, os quais se definem como sendo 2,54 cm, 6,35 cm e 20 cm, respectivamente.

Os piezômetros instalados na camada de argila mole apresentam tempo de resposta de $T_r = 7$ dias, assumindo um valor de coeficiente de permeabilidade igual a 10^{-7} cm²/s. Para uma equalização de 90% obtém-se o valor de $T_r = 16,15$ dias.

V.4 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE “IN SITU”

V.4.1 – DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Os ensaios foram realizados com piezômetro elétrico de corda vibrante (VW Piezometer – Borehole) e caixa leitora (Minilogger) da Slope Indicator.

Basicamente, o princípio de funcionamento do piezômetro é converter a pressão exercida em sinal de freqüência através de um diafragma ligado a um fio de aço tensionado (Corda Vibrante). Ao ligar o equipamento, uma bobina eletromagnética excita o fio tensionado que realiza leituras de freqüência referentes à pressão exercida no diafragma. Estas leituras de freqüência são armazenadas na caixa leitora, cujos fatores de calibração estão previamente inseridos, juntamente com a temperatura para conversão na unidade de pressão que se deseja trabalhar.

A caixa leitora utilizada tem capacidade de armazenar 2000 leituras sequenciais. Os intervalos para realização de leituras podem ser programados, variando desde 2 segundos até 7 dias.

V.4.2 – PROCEDIMENTO E SEQUÊNCIA DE ENSAIO

Os ensaios de permeabilidade foram realizados inserindo o piezômetro elétrico nos piezômetros Casagrande instalados na camada de argila orgânica em

diferentes profundidades. Após a inserção, era realizada a conferência do correto posicionamento do equipamento na cota desejada, através da medição do cabo excedente. O piezômetro era então ligado à caixa leitora, após permanecer imerso por 30 minutos a fim de garantir a saturação do elemento poroso.

O passo seguinte consiste na obtenção das leituras de referência, executadas de forma a deixar a unidade leitora realizar leituras num período de 5 minutos a intervalos de 10 segundos. Uma vez decorrido este tempo, iniciava-se o ensaio de fluxo descendente, inserindo-se 100 mililitros de água no piezômetro Casagrande. Os ensaios foram realizados deixando-se o equipamento executar leituras até que as mesmas estabilizassem após transcorridos, em média, 150 minutos.

Uma vez finalizado o ensaio no campo, transferia-se a unidade leitora para o laboratório para descarregar os dados no micro. Inicialmente, os dados eram inseridos em gráfico (poro-pressão x tempo) para a exata determinação do início do ensaio, determinado pelo pico observado ao término da inserção de água, assim como a leitura de referência e o tempo transcorrido para a estabilização das leituras.

O ensaio era considerado satisfatório, se, ao comparar as leituras de estabilização com as leituras de referência, obtidas no final e no início do ensaio respectivamente, se observasse a igualdade das mesmas, indicando a estabilização completa das leituras.

Os cálculos foram realizados utilizando-se fórmulas para determinação da permeabilidade segundo HVORSLEV (1949) utilizando o caso (G) com razão de transformação (m), relação referente a raiz quadrada dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, variando de 1 a 5. As equações utilizadas são apresentadas a seguir.

$$K_h = \frac{d^2 \ln \left[\frac{ml}{d} + \sqrt{1 + \left(\frac{ml}{d} \right)^2} \right]}{8l(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2} \text{ e } K_h = \frac{d^2 \ln \left(\frac{2ml}{D} \right)}{8l(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2} \text{ para } \frac{ml}{D} > 4$$

(V.6)

onde:

K_h – coeficiente de permeabilidade;

d – diâmetro do tubo do piezômetro Casagrande;

m – razão de transformação raiz da relação entre o coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical;

l - altura do bulbo de areia;

D – diâmetro do bulbo de areia;

H_1 e H_2 – Carga piezométrica para $t = t_1$ e para $t = t_2$ respectivamente.

V.4.3 – RESULTADO DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE “IN SITU”

Nas tabelas (V.5 e V.6) são apresentados os resultados dos ensaios de permeabilidade “in situ” realizados na estação instrumentada E1 e E2 respectivamente. A figura (V.38) ilustra um exemplo dos dados de poro-pressão ao longo do tempo obtidos dos ensaios.

Tabela (V.5) – Resultados dos ensaios de permeabilidade na estação E1.

| DESIGNAÇÃO | DATA DO ENSAIO | COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE – Kh (cm/s) | | |
|------------|-------------------|---|----------|----------|
| | | m = 1 | m = 3 | m = 5 |
| PC-E1-A | 25-jul-02 | 2,66E-06 | 4,06E-06 | 4,71E-06 |
| | 03-set-02 | 4,46E-07 | 6,78E-07 | 7,87E-07 |
| | 10-set-02 | 5,55E-07 | 8,45E-07 | 9,81E-07 |
| | 15-out-02 | 4,99E-07 | 7,58E-07 | 8,81E-07 |
| | 13-nov-02 | 1,68E-06 | 2,55E-06 | 2,97E-06 |
| PC-E1-B | 26-jul-02 | 5,75E-06 | 8,75E-06 | 1,02E-05 |
| | 04-set-02 | 1,89E-06 | 2,88E-06 | 3,34E-06 |
| | 10-set-02 | 1,76E-06 | 2,68E-06 | 3,11E-06 |
| | 15-out-02 | 1,91E-06 | 2,90E-06 | 3,37E-06 |
| | 13-nov-02 | 5,46E-07 | 8,31E-07 | 9,65E-07 |
| PC-E1-C | 24-jul-02 | 2,64E-06 | 4,01E-06 | 4,66E-06 |
| | 27-ago-02 | 1,05E-06 | 1,60E-06 | 1,86E-06 |
| | 11-set-02 | 1,57E-06 | 2,39E-06 | 2,78E-06 |
| | 17-out-02 | 6,93E-07 | 1,05E-06 | 1,22E-06 |
| | 18-nov-02 | 3,01E-06 | 4,57E-06 | 5,31E-06 |
| PC-E1-D | 11-set-02 | 2,04E-06 | 3,10E-06 | 3,60E-06 |
| | 14-nov-02 | 1,59E-06 | 2,42E-06 | 2,81E-06 |

Tabela (V.6) – Resultados dos ensaios de permeabilidade na estação E2.

| DESIGNAÇÃO | DATA DO ENSAIO | COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE – Kh (cm/s) | | |
|------------|-------------------|---|----------|----------|
| | | m = 1 | m = 3 | m = 5 |
| PC-E2-A | 19-jul-02 | 1,13E-05 | 1,73E-05 | 2,00E-05 |
| | 19-ago-02 | 5,06E-06 | 7,70E-06 | 8,95E-06 |
| | 16-set-02 | 2,55E-07 | 3,88E-07 | 4,51E-07 |
| | 18-nov-02 | 3,04E-07 | 4,63E-07 | 5,38E-07 |
| PC-E2-B | 19-jul-02 | 7,73E-06 | 1,18E-05 | 1,37E-05 |
| | 20-ago-02 | 1,81E-06 | 2,76E-06 | 3,20E-06 |
| | 13-set-02 | 4,56E-07 | 6,94E-07 | 8,06E-07 |
| | 08-jan-03 | 1,23E-06 | 1,87E-06 | 2,17E-06 |
| PC-E2-C | 18-set-02 | 9,47E-06 | 1,44E-05 | 1,67E-05 |
| | 24-out-02 | 8,89E-06 | 1,35E-05 | 1,57E-05 |
| | 22-nov-02 | 3,51E-06 | 5,34E-06 | 6,21E-06 |

ENSAIO DE PERMEABILIDADE "IN SITU" - PC-E2-B

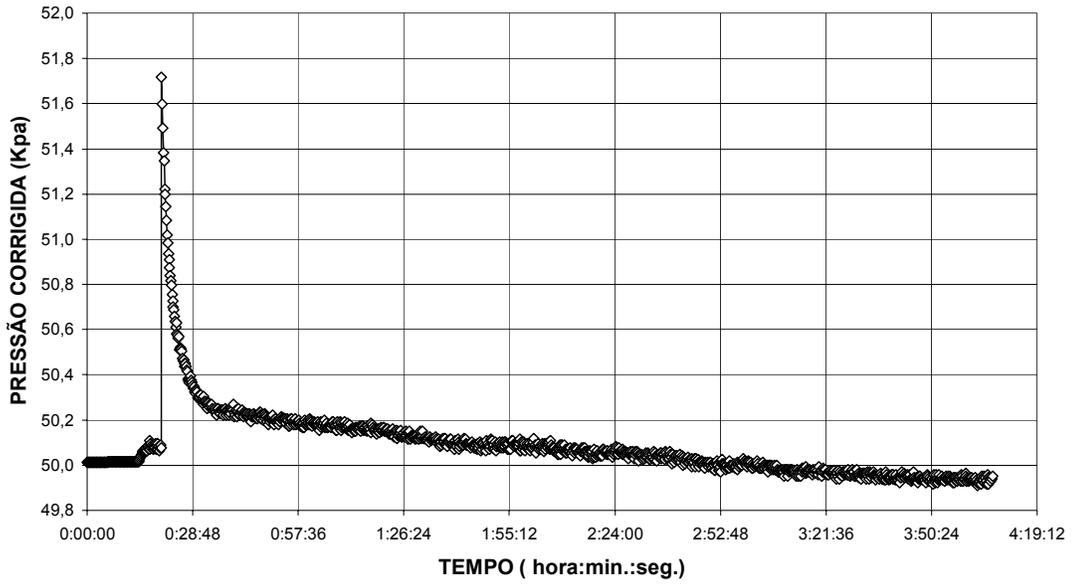


Figura (V.38) – Exemplo de resultado obtido com ensaio de permeabilidade “in situ”.

VI – ANÁLISES DOS DADOS DE RECALQUE E POROPRESSÃO

VI.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos coeficientes de adensamento e recalques a tempo infinito obtidos através de retroanálise dos dados de recalque baseada no método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DERROY (1980). Estes serão comparados com os resultados obtidos de dados de poropressão através do método de ORLEACH (1983), ensaios de campo, compreendendo ensaios de dissipação e permeabilidade “in situ” e ensaios de laboratório. Posteriormente, será realizada uma comparação entre as curvas recalque ao longo do tempo teóricas e as obtidas com a instrumentação.

VI.2 – ANÁLISE DOS DADOS DE RECALQUE

A análise dos dados de recalque, através do método adotado, permite boas estimativas do coeficiente de adensamento e do recalque a tempo infinito, desde que durante as observações a porcentagem de recalque seja superior a 60%, conforme descrito no item (II.4.2). A figura (VI.1) apresenta a porcentagem de recalque das placas consideradas.

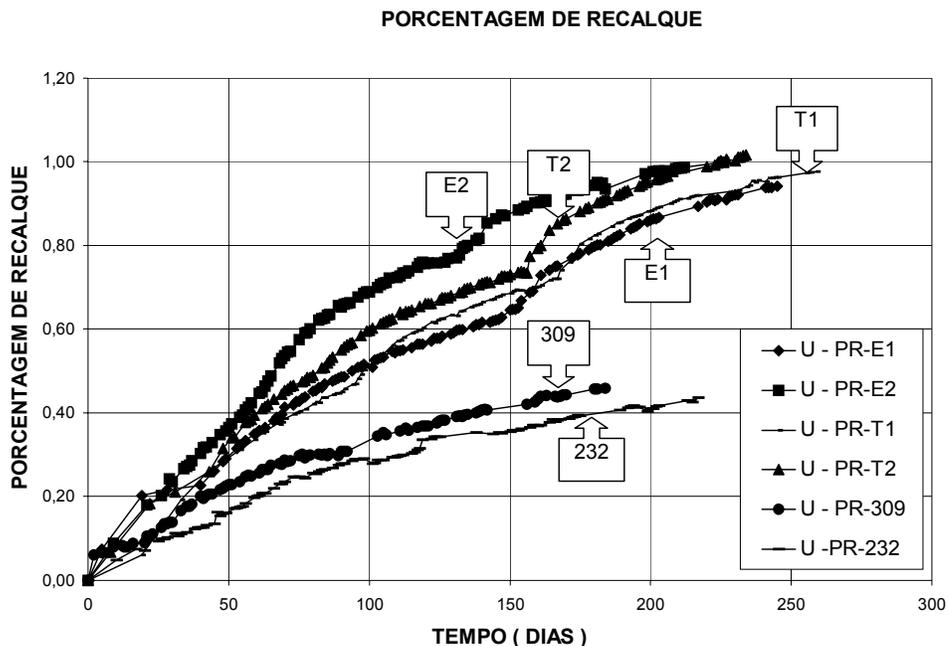


Figura (VI.1) – Gráfico porcentagem de recalque ao longo do tempo.

A estimativa do recalque final, baseada em correlações entre a umidade natural e parâmetros geotécnicos, apresentadas na figura (III.1), foi tomada a partir da espessura de aterro existente nos locais a serem analisados.

De acordo com a figura (VI.1), as placas de recalque PR-309 e PR-232, localizadas no trecho sem drenos verticais, não atingiram 60% de recalque e portanto não serão analisadas pelo método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DERROY (1980) como as demais. A análise destas serão realizadas de acordo com as recomendações sugeridas por SANDRONI (2004).

VI.2.1 – APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ASAOKA (1978) MODIFICADO POR MAGNAN E DERROY (1980)

Analisando-se as curvas de recalque ao longo do tempo, apresentadas no capítulo V, por prudência fazendo-se uso apenas dos dados após transcorridos 60% de recalque, o método foi aplicado no período final de carregamento. A tabela (VI.1) apresenta as informações gerais a respeito do período considerado para análise.

Tabela (VI.1) – Período de análise dos dados de recalque pelo método de Asaoka.

| DESIGNAÇÃO | ESPESSURA DE ATERRO (m) | PERÍODO DE ANÁLISE (DIAS) | U 60% (DIAS) |
|------------|-------------------------|---------------------------|--------------|
| PR-E1 | 4.24 | 160 a 240 | 133 |
| PR-E2 | 3.00 | 90 a 220 | 79 |
| PR-T1 | 4.29 | 190 a 230 | 119 |
| PR-T2 | 4.18 | 160 a 230 | 101 |

O período de tempo, $\Delta t = 10$ dias, foi adotado de maneira a uniformizar as análises, tendo em vista o pequeno período a ser analisado no trecho de teste T1.

A espessura de argila mole nos pontos de estudo é de 7 metros segundo informações geradas pelas sondagens. De acordo com os perfis de solo, apresentados no capítulo IV, nota-se uma continuidade de material drenante abaixo da argila, possibilitando a drenagem pelas duas faces, sendo então admitida uma distância de drenagem $H_d = 3,5$ m.

A tabela (VI.2) apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo.

Tabela (VI.2) – Parâmetros utilizados no cálculo.

| DESIGNAÇÃO | DIMENSÕES DOS | | d_w (cm) | d_e (cm) | n | F(n) sem smear |
|------------|---------------|------|---------------|---------------|-------|-------------------|
| | DRENOS (cm) | | | | | |
| | a | b | | | | |
| PR-E1 | 0.45 | 10.2 | 6.78 | 157.5 | 23.23 | 2.40 |
| PR-E2 | 0.45 | 10.2 | 6.78 | 157.5 | 23.23 | 2.40 |
| PR-T1 | 0.45 | 10.2 | 6.78 | 157.5 | 23.23 | 2.40 |
| PR-T2 | 0.25 | 10.2 | 6.66 | 157.5 | 23.65 | 2.41 |

As figuras (VI.2 a VI.5) apresentam os resultados da aplicação do método de ASAOKA (1978) modificado por MAGNAN e DERROY (1980) para as placas de recalque da estação instrumentada E1 e E2 e trechos de teste T1 e T2, respectivamente.

Inicialmente, os dados foram analisados sem levar em consideração o efeito de amolgamento, efeito “smear”, fazendo-se uso da equação (II.34), apresentada anteriormente, com a relação ($r = c_r/c_v$) variando de 1 a 3. A tabela (VI.3) apresenta os resultados obtidos dos recalques a tempo infinito pelo método de ASAOKA (1978) e o admitido através de ensaios de umidade juntamente com os coeficientes de adensamento.

Tabela (VI.3) – Resultado dos coeficientes de adensamento e recalques – sem “smear”.

| DESIG. | RECALQUE (m) | | | ERRO RELATIVO (%) | $c_h(10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s})$ valores de $r = (c_r/c_v)$ | | |
|--------|--------------|---------|--------|-------------------------|---|---------|---------|
| | MEDIDO | UMIDADE | ASAOKA | | $r = 1(*)$ | $r = 2$ | $r = 3$ |
| | | | | | | | |
| PR-E1 | 1,97 | 2.10 | 2.26 | 7,6 | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| PR-E2 | 1,69 | 1.70 | 1.88 | 10,6 | 0,8 | 0,9 | 0,9 |
| PR-T1 | 2,00 | 2.12 | 2.20 | 3,77 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |
| PR-T2 | 2,10 | 2.08 | 2.16 | 3,85 | 2,2 | 2,3 | 2,4 |

(*) – Valor utilizado para comparação com outros métodos e ensaios.

Analisando-se os recalques pelo método de Asaoka e os obtidos via umidade, este último utilizado para construção da figura (VI.1), estes apresentam boa concordância, com erro relativo médio de 6,5% para as placas analisadas. Através do recalque medido, conclui-se que ainda existem recalques por ocorrer na PR-E1 e PR-T1 e indicam uma estabilização dos recalques nas placas PR-E2 e PR-T2.

ASAOKA - PR-E1

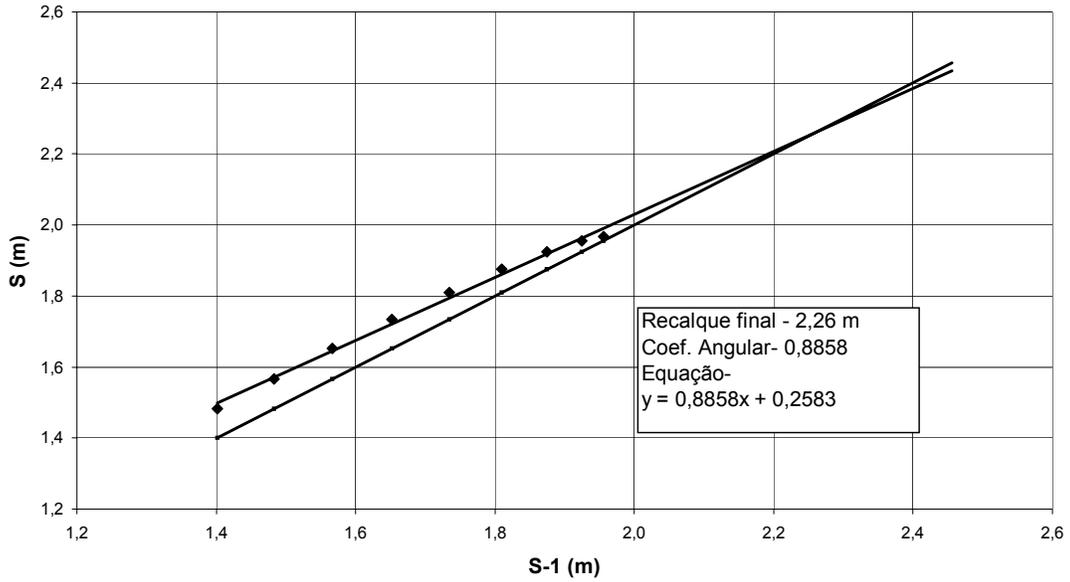


Figura (VI.2) – Construção de Asaoka – PR-E1.

ASAOKA - PR-E2

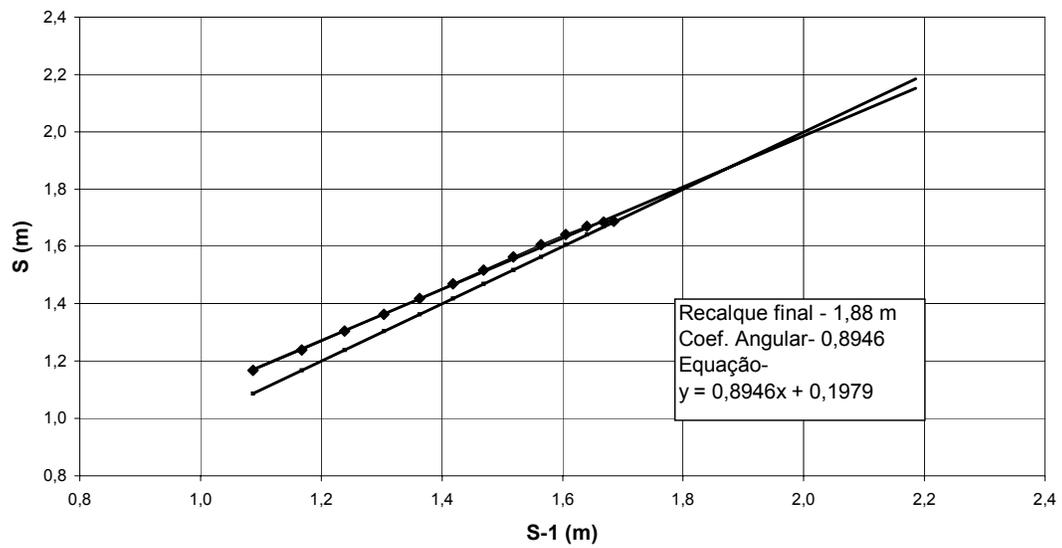


Figura (VI.3) – Construção de Asaoka – PR-E2.

ASAOKA - PR-T1

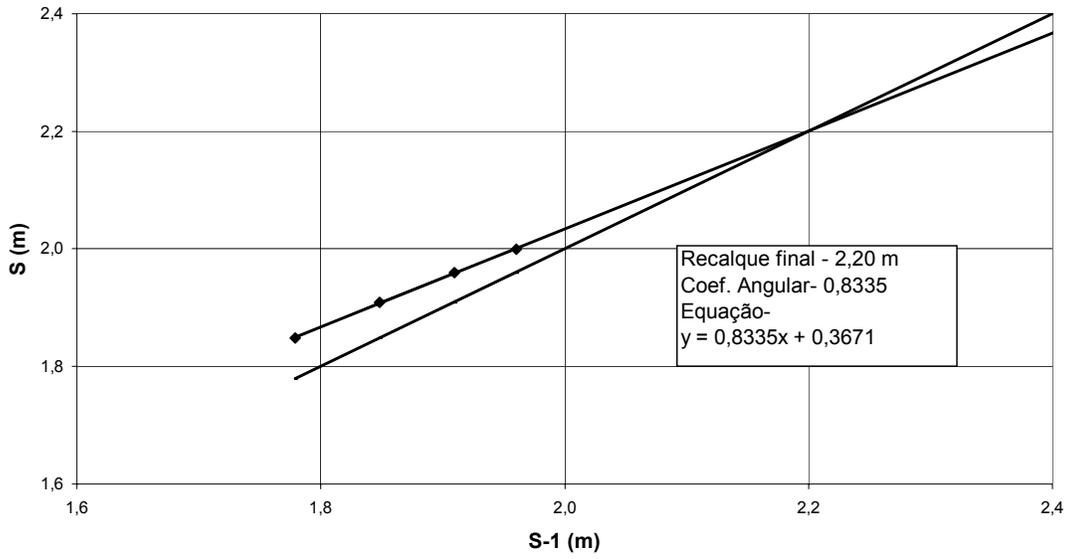


Figura (VI.4) – Construção de Asaoka – PR-T1.

ASAOKA - PR-T2

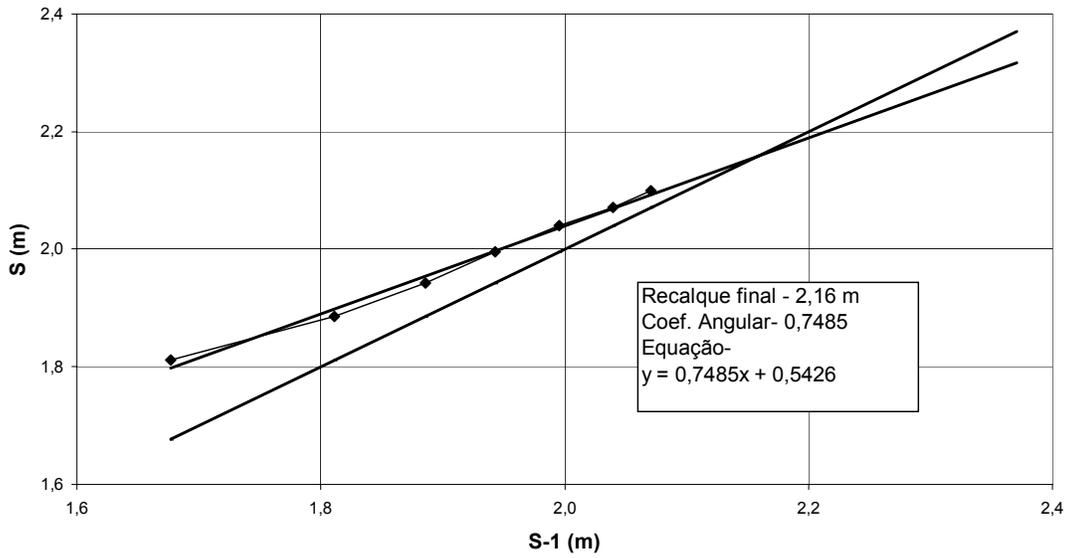


Figura (VI.5) – Construção de Asaoka – PR-T2.

A análise dos dados de recalque, considerando o efeito do amolgamento, foi realizada, inicialmente fixando-se o valor de $s = 1,5$ e variando-se a relação da permeabilidade na zona intacta e amolgada (k_h/k_s) de 1 a 3. Posteriormente, fixou-se o valor de ($k_h/k_s = 2$), variando-se os valores do parâmetro s de 1 a 4. A equação e os parâmetros utilizados no cálculo dos coeficientes de adensamento são os mesmos apresentados na tabela (VI.2), exceto pela substituição do parâmetro $F(n)$ calculado a partir da equação (II.22). As tabelas (VI.4 e VI.5) apresentam os resultados dos coeficientes de adensamento para os dois estudos realizados respectivamente.

Tabela (VI.4) – Resultado dos coeficientes de adensamento para $s = 1,5$.

| DESIGNAÇÃO | VALORES DE $r (c_h/c_v)$ | $c_h (10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s})$ | | |
|------------|-----------------------------|--|---------|-----|
| | | VALORES DE k_h/k_s | | |
| | | 1 | 2 | 3 |
| PR-E1 | 1 | 0,9 | 1,0 (*) | 1,2 |
| | 2 | 1,0 | 1,1 | 1,3 |
| | 3 | 1,0 | 1,2 | 1,3 |
| PR-E2 | 1 | 0,8 | 1,0 (*) | 1,1 |
| | 2 | 0,9 | 1,0 | 1,2 |
| | 3 | 0,9 | 1,1 | 1,2 |
| PR-T1 | 1 | 1,4 | 1,6 (*) | 1,7 |
| | 2 | 1,5 | 1,7 | 1,9 |
| | 3 | 1,5 | 1,7 | 2,0 |
| PR-T2 | 1 | 2,2 | 2,5 (*) | 2,8 |
| | 2 | 2,3 | 2,7 | 3,0 |
| | 3 | 2,4 | 2,8 | 3,1 |

(*) – Valores utilizados para comparação com outros métodos e ensaios.

Tabela (VI.5) - Resultado dos coeficientes de adensamento para $k_h/k_s = 2$.

| DESIGNAÇÃO | VALORES DE $r (c_h/c_v)$ | $c_h (10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s})$ | | | |
|------------|-----------------------------|--|-----|-----|-----|
| | | VALORES DE s | | | |
| | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| PR-E1 | 1 | 0,9 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |
| | 2 | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,5 |
| | 3 | 1,0 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |
| PR-E2 | 1 | 0,8 | 1,0 | 1,1 | 1,2 |
| | 2 | 0,9 | 1,1 | 1,3 | 1,4 |
| | 3 | 0,9 | 1,2 | 1,3 | 1,4 |
| PR-T1 | 1 | 1,4 | 1,7 | 1,9 | 2,0 |
| | 2 | 1,5 | 1,8 | 2,1 | 2,2 |
| | 3 | 1,5 | 1,9 | 2,1 | 2,3 |
| PR-T2 | 1 | 2,2 | 2,7 | 3,0 | 3,2 |
| | 2 | 2,3 | 2,9 | 3,3 | 3,5 |
| | 3 | 2,4 | 3,0 | 3,4 | 3,7 |

Conforme descrito no item (VI.1), os resultados obtidos para os coeficientes de adensamento através dos dados de recalque serão comparados com resultados de outros métodos e ensaios, necessitando assim arbitrar parâmetros para realização de tal análise. Para isto, definiu-se a relação ($r = c_h/c_v = 1$), o parâmetro ($s = 1,5$) geralmente adotado para drenos pré-fabricados, e a relação ($k_h/k_s = 2$) adotada em geral na faixa de 1,5 a 3,0.

VI.2.2 – ANÁLISE DOS DADOS DE RECALQUE DAS PLACAS PR-309 E PR-232

A porcentagem de recalque das placas PR-309 e PR-232 não atingiu os 60% de recalque requeridos para a aplicação do método de Asaoka (1978) conforme ilustrado na figura (VI.1).

O método de análise utilizado neste caso, proposto por SANDRONI (2004), consiste no ajuste de uma reta, passando pela origem, ao gráfico dos dados de recalque traçados com a raiz do tempo. Esta reta ajustada fornece o parâmetro m , coeficiente angular da reta, o qual é utilizado na equação (VI.1) para obtenção do coeficiente de adensamento vertical.

$$c_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{mH_d}{\rho_{total}} \right)^2 \quad (VI.1)$$

As condições de contorno envolvidas na análise, foram baseadas em informações oriundas das sondagens, espessura de argila mole e distância de drenagem, e os recalques finais assumidos via umidade apresentado na figura (III.1).

Analisando-se as curvas de recalque ao longo do tempo, apresentadas no capítulo V, optou-se pela análise dos dados de recalque de dois períodos para a placa PR-232, devido à permanência do carregamento constante durante estes períodos, e apenas um período de análise para a placa PR-309. A tabela (VI.6) apresenta os dados necessários para a análise, assim como os resultados dos coeficientes de adensamento vertical. As figuras (VI.6 a VI.8) ilustram a obtenção do parâmetro m para as placas PR-232 e PR-309 respectivamente.

Tabela (VI.6) – Dados utilizados para a análise e os resultados dos coeficientes de adensamento.

| DESIG. | ESPESSURA (m) | | Hd (m) | PERÍODO (DIAS) | RECALQUE (m) | | U (%) | m | c_v ($10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$) |
|--------|---------------|--------|--------|----------------|--------------|--------|-------|-------|---|
| | ATERRO | ARGILA | | | UMIDADE | MEDIDO | | | |
| PR-232 | 3,54 | 7,00 | 3,5 | 0 a 45 | 1,85 | 0,28 | 0,15 | 0,053 | 0,91 |
| | 4,10 | 7,00 | 3,5 | 144 a 217 | 2,06 | 0,90 | 0,44 | 0,062 | 1,01 |
| PR-309 | 2,47 | 7,00 | 3,5 | 20 a 184 | 1,45 | 0,66 | 0,46 | 0,057 | 1,73 |

PR-232- CARREGAMENTO 1

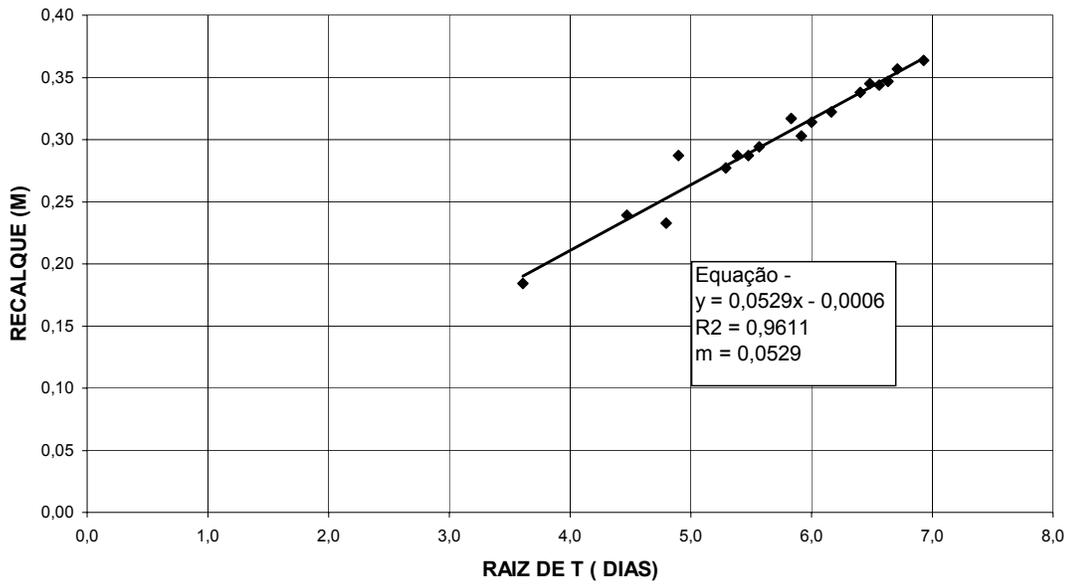


Figura (VI.6) – Construção gráfica para obtenção do parâmetro m – PR-232 – Carregamento 1.

PR-232- CARREGAMENTO 2

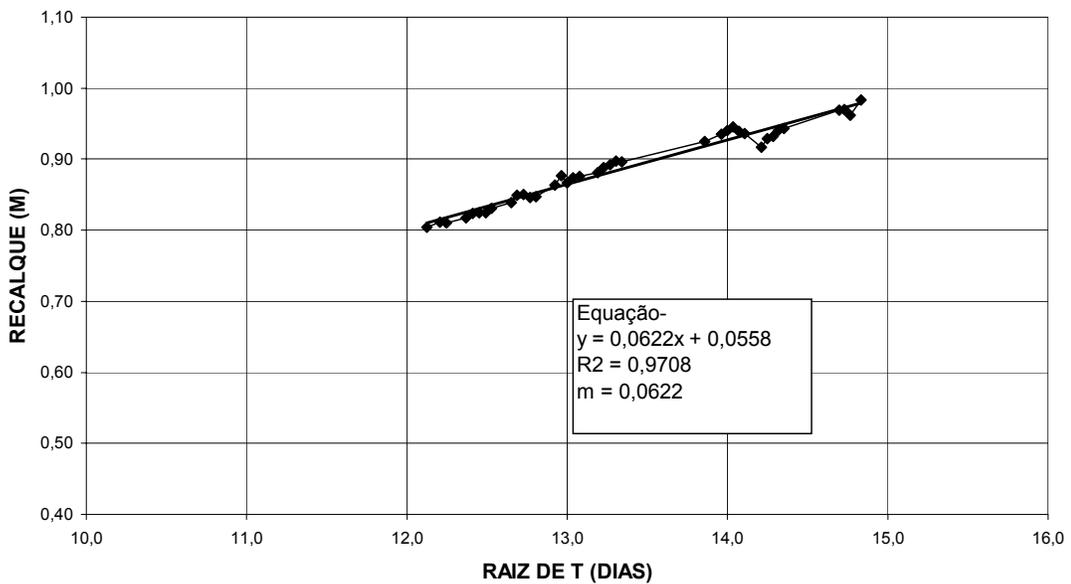


Figura (VI.7) – Construção gráfica para obtenção do parâmetro m – PR-232 – Carregamento 2.

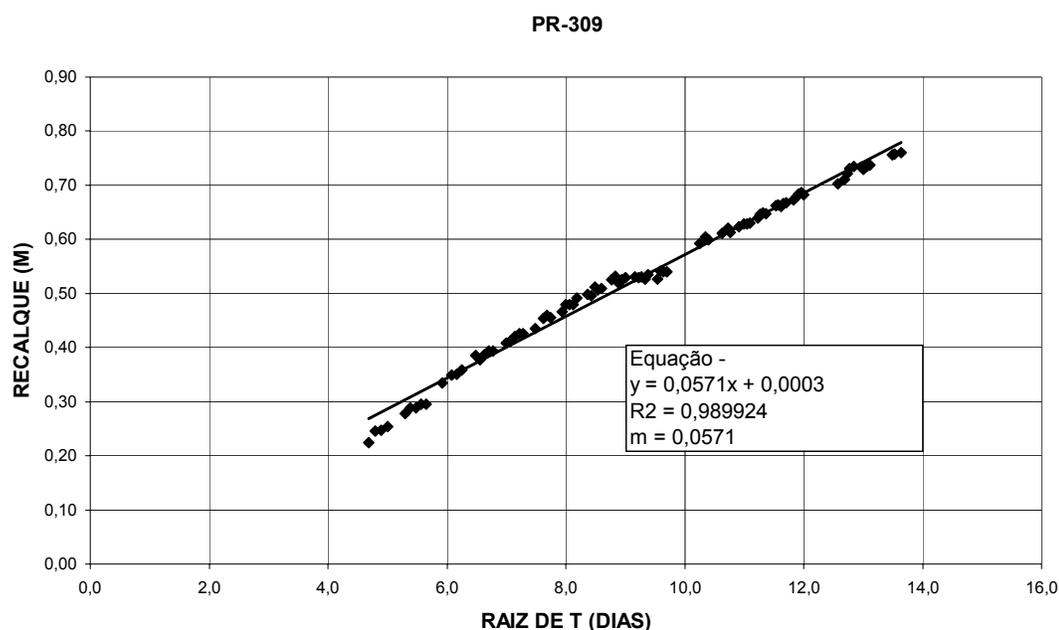


Figura (VI.8) – Construção gráfica para obtenção do parâmetro m – PR-309

VI.3 – ANÁLISE DOS DADOS DE PORO-PRESSÃO PELO MÉTODO DE ORLEACH (1983)

As análises dos dados de poro-pressão foram realizadas para os piezômetros de Casagrande e piezômetros elétricos, locados no meio da camada de argila mole, fazendo-se uso da equação (II.39) para adensamento puramente radial com e sem o efeito do amolgamento.

Para a análise foram considerados três períodos de observação, sendo estes apresentados juntamente com os resultados dos coeficientes de adensamento na tabela (VI.7). Para efeito de comparação, considerando-se o efeito do amolgamento, foram fixados os valores de s e kh/k_s como sendo 1,5 e 2,0, respectivamente.

As figuras (VI.9 a VI.14) apresentam os gráficos dos dados de excesso de poropressão versus tempo, utilizados para a obtenção do parâmetro α_1 , são apresentados em seguida.

Analisando-se os resultados dos coeficientes de adensamento entre os piezômetros de Casagrande e elétrico, locados na mesma estação e à mesma profundidade, nota-se uma boa concordância para os valores encontrados, sendo esta, mais acentuada para a estação E1 do que para a E2.

Os trechos de teste T1 e T2 apresentaram valores próximos, quando comparados com os resultados das estações E1 e E2 para o mesmo carregamento, exceto o último valor para o trecho T2.

Tabela (VI.7) – Resultados dos coeficientes de adensamento para os dados de poropressão.

| DESIGNAÇÃO | ESPESSURA DE ATERRO (m) | PERÍODO (DIAS) | α_1 (10^{-07}) | c_h sem smear (10^{-03} cm ² /s) | c_h com smear (10^{-03} cm ² /s) |
|------------|----------------------------|-------------------|------------------------------|--|--|
| PC-E1-A | 2,41 | 40 a 49 | 3,08 | 2,3 | 2,7 |
| | 2,90 | 91 a 98 | 3,84 | 2,9 | 3,3 |
| | 4,24 | 157 a 172 | 2,16 | 1,6 | 1,9 |
| PE-E1 | 2,41 | 49 a 59 | 3,06 | 2,3 | 2,7 |
| | 2,90 | 81 a 110 | 3,95 | 2,9 | 3,4 |
| | 4,24 | 157 a 172 | 1,86 | 1,4 | 1,6 |
| PC-E2-B | 1,96 | 37 a 51 | 1,87 | 1,4 | 1,6 |
| | 3,00 | 75 a 96 | 2,57 | 1,9 | 2,2 |
| | 3,00 | 138 a 183 | 1,66 | 1,2 | 1,4 |
| PE-E2 | 1,96 | 30 a 51 | 2,14 | 1,6 | 1,9 |
| | 3,00 | 70 a 96 | 1,80 | 1,3 | 1,6 |
| | 3,00 | 138 a 183 | 1,06 | 0,8 | 0,9 |
| PC-T1 | 1,60 | 67 a 89 | 1,59 | 1,2 | 1,4 |
| | 2,50 | 97 a 117 | 2,96 | 2,2 | 2,6 |
| | 3,67 | 158 a 167 | 2,00 | 1,5 | 1,7 |
| PC-T2 | 3,10 | 63 a 78 | 1,59 | 1,2 | 1,4 |
| | 3,35 | 91 a 94 | 1,60 | 1,2 | 1,4 |
| | 4,18 | 161 a 177 | 6,39 | 4,2 | 5,6 |

ORLEACH - PC-E1-A

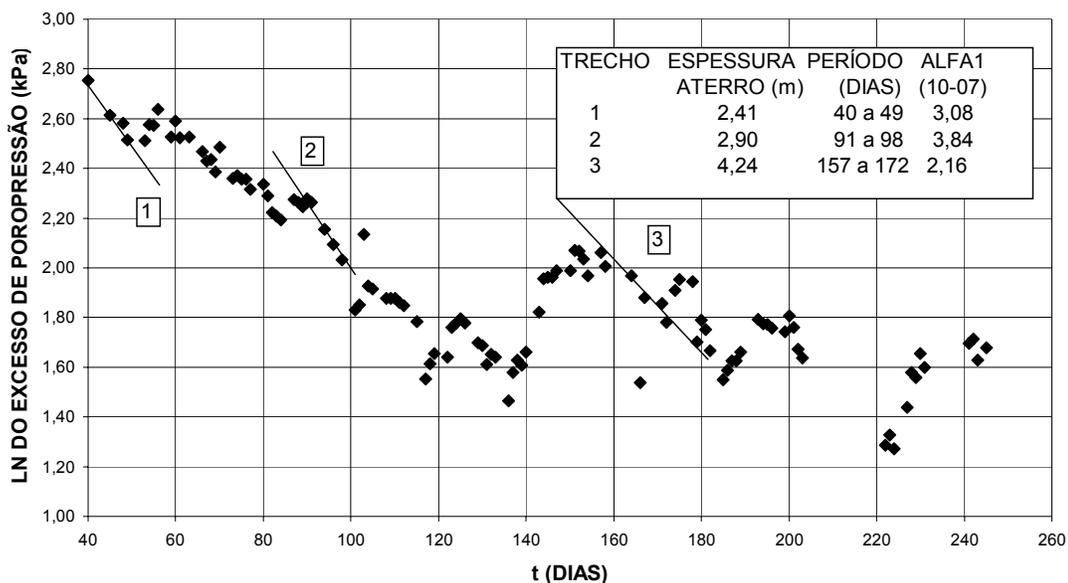


Figura (VI.9) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PC-E1-A.

ORLEACH - PE-E1

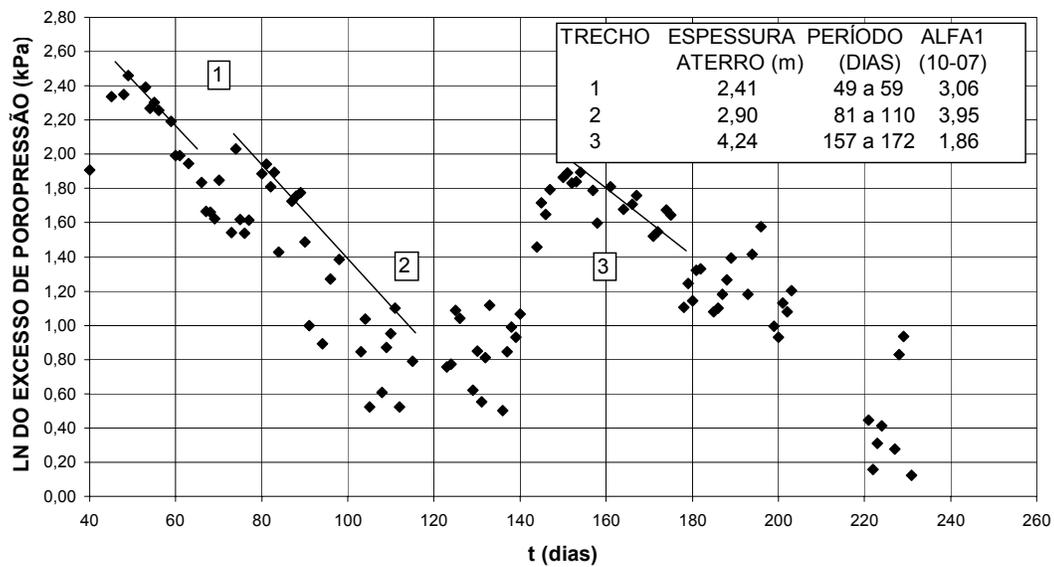


Figura (VI.10) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PE-E1.

ORLEACH - PC-E2-B

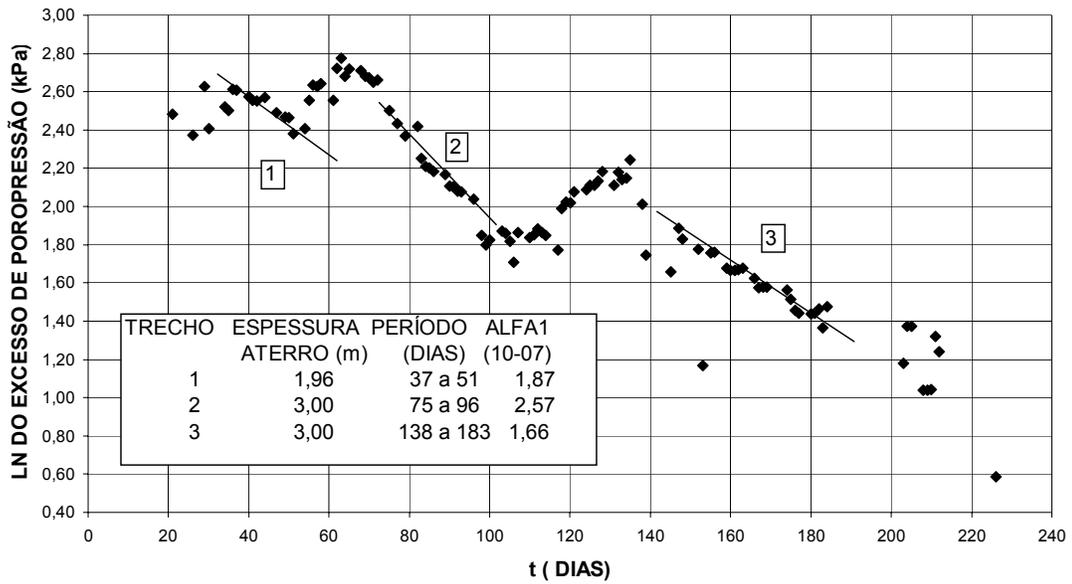


Figura (VI.11) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PC-E2-B.

ORLEACH - PE-E2

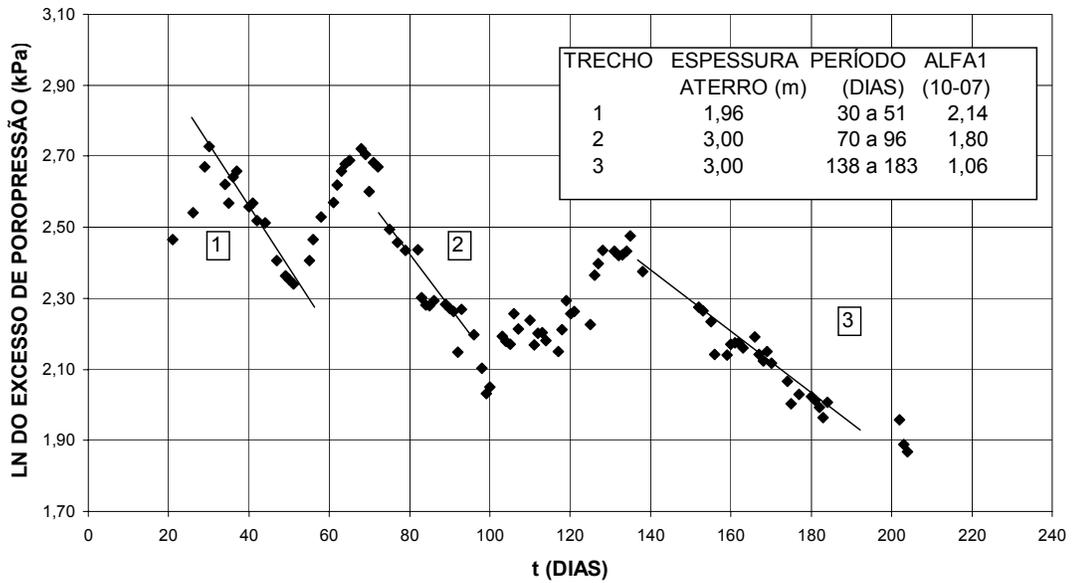


Figura (VI.12) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PE-E2.

ORLEACH - PC-T1

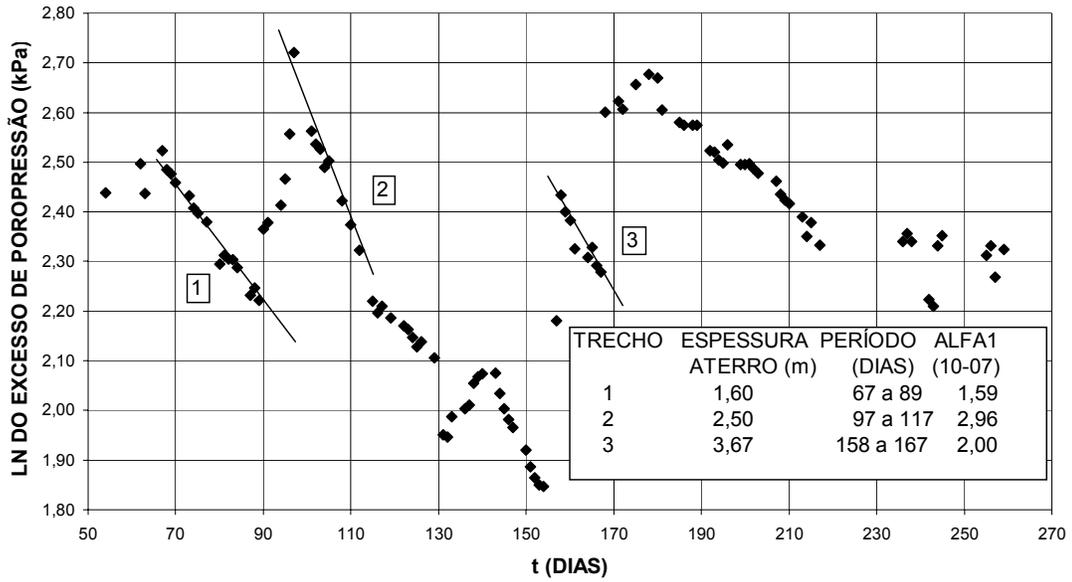


Figura (VI.13) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PC-T1.

ORLEACH - PC-T2

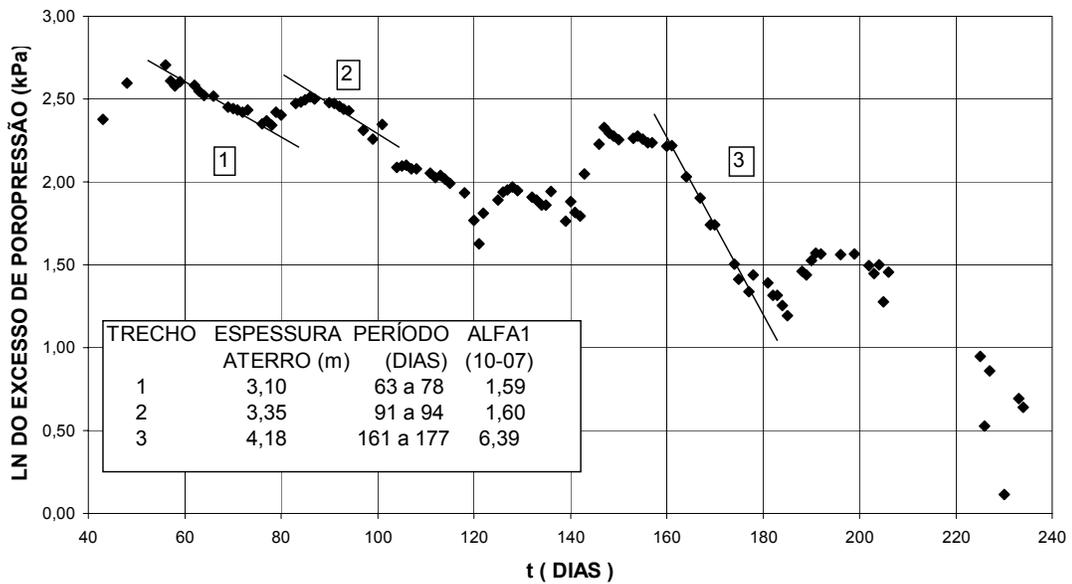


Figura (VI.14) – Curvas de excesso de poropressão versus tempo – PC-T2.

VI.4 – ANÁLISE DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO COM O PIEZOCONE

Para a determinação dos coeficientes de adensamento horizontal, através dos ensaios de dissipação das poropressões, os quais foram apresentados nas figuras (IV.7 e IV.8), fez-se uso do método proposto por HOULSBY e TEH (1988), o qual admite a consideração do índice de rigidez do solo I_r . Com base na literatura disponível para depósitos naturais de argila em solos brasileiros, o índice de rigidez admitido para o depósito em análise foi de $I_r = 100$.

A estimativa do coeficiente de adensamento, feita através da expressão (VI.2), considerou uma porcentagem de dissipação ($u = 50\%$) para todos os casos, exceto para o ensaio realizado (E1-01) na profundidade de 2,03 metros, sendo admitido uma dissipação ($u = 40\%$) por razão do ensaio não ter atingido 50% de dissipação.

$$c_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (\text{VI.2})$$

Os valores de c_h obtidos por este procedimento correspondem a propriedades do solo na faixa pré-adensada. Para a obtenção dos mesmos na faixa de comportamento normalmente adensado, fez-se uso da formulação sugerida por BALIGH e LEVADOUX (1986), admitindo o valor de 0,10 para a relação (RR/CR) entre o índice de compressão e recompressão. A tabela (VI.8) apresenta os resultados dos coeficientes de adensamento obtidos através dos ensaios de dissipação.

Tabela (VI.8) – Resultado das análises dos ensaios de dissipação.

| ENSAIO | PROF. (m) | u_i (kPa) | u_0 (kPa) | $u_{50\%}$ (kPa) | tempo (s) | c_h (pa.) ($10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s}$) | c_h (na.) ($10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s}$) |
|--------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------|---|---|
| E1-01 | 2,03 | 35,00 | 19,30 | 28,72 | 4088 | 1,1 (*) | 0,1 (*) |
| E1-02 | 4,01 | 59,00 | 39,10 | 49,05 | 4586 | 1,7 | 0,2 |
| E1-03 | 6,38 | 109,00 | 62,80 | 85,90 | 1093 | 7,3 | 0,7 |
| E2-01 | 3,03 | 59,00 | 29,30 | 44,15 | 3811 | 2,1 | 0,2 |
| E2-02 | 5,98 | 101,00 | 58,80 | 79,90 | 1226 | 6,5 | 0,6 |

(*) – Valores obtidos para porcentagem de dissipação de 40%.

Os resultados dos coeficientes de adensamento para a faixa de comportamento normalmente adensado, numa análise inicial, apresentam-se muito inferiores aos obtidos pelos métodos descritos anteriormente, excetuando os ensaios realizados em maiores profundidades. Observou-se durante a análise, que o equipamento utilizado não oferecia uma definição acurada dos valores de poro-

pressão, sendo estes sem casas decimais, gerando dificuldades para a obtenção correta do tempo para estabilização das leituras. Outro problema observado refere-se a saturação da pedra porosa, conforme pode ser observado nos ensaios de dissipação apresentados nas figuras do item IV.6.3.

VI.5 – ANÁLISE DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO A PARTIR DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE “IN SITU”

Os ensaios de permeabilidade “in situ”, descritos detalhadamente no item (V.4), têm seus resultados apresentados nas tabelas (V.5 e V.6) para as estações instrumentadas E1 e E2 respectivamente. A análise limitou-se aos resultados obtidos para os piezômetros de Casagrande locados no meio da camada de argila mole.

O coeficiente de adensamento, determinado através da equação (II.2), foi calculado fazendo-se uso do coeficiente de compressibilidade volumétrica, obtido através dos recalques das aranhas magnéticas e da variação das tensões efetivas.

Para isto fez-se uso da variação dos recalques das aranhas, mais próximas aos piezômetros analisados, tomados a partir da distância inicial entre as mesmas.

O cálculo das tensões no solo foi realizado admitindo o peso específico do aterro como sendo 18 kN/m^3 , baseado nos ensaios de densidade “in situ” realizados e apresentados na tabela (IV.3). O peso específico do solo, admitido como sendo 12 kN/m^3 , foi obtido através de correlações via umidade e dos ensaios de adensamento conforme apresentado na tabela (IV.8). A variação das tensões no solo foi obtida a partir das tensões geostáticas iniciais na posição dos piezômetros. A tabela (VI.9) apresenta as tensões no solo assim como os valores dos coeficientes de compressibilidade.

Tabela (VI.9) – Resultado das tensões no solo e valores de mv.

| DESIG. | DATA | RECALQUE DAS ARANHAS (m) | | | TENSÕES NO SOLO (kPa) | | | | mv |
|---------|-----------|--------------------------|------|------------|-----------------------|-------|-----------|-----------------|----------------------|
| | | AM-S | AM-I | ΔH | σ | U | σ' | $\Delta\sigma'$ | (m ² /KN) |
| PC-E1-A | Inicial | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 42,00 | 35,00 | 7,00 | - | - |
| | 25-jul-02 | 0,30 | 0,16 | 0,14 | 85,15 | 58,76 | 26,39 | 19,39 | 0,0036 |
| | 03-set-02 | 0,51 | 0,25 | 0,26 | 90,84 | 54,5 | 36,34 | 29,34 | 0,0045 |
| | 10-set-02 | 0,54 | 0,27 | 0,27 | 90,70 | 54,56 | 36,14 | 29,14 | 0,0047 |
| | 15-out-02 | 0,62 | 0,30 | 0,32 | 90,34 | 51,78 | 38,56 | 31,56 | 0,0051 |
| | 13-nov-02 | 0,79 | 0,44 | 0,35 | 116,36 | 53,49 | 62,87 | 55,87 | 0,0032 |
| PC-E2-B | Inicial | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 42,00 | 35,00 | 7,00 | - | - |
| | 19-jul-02 | 0,15 | 0,03 | 0,12 | 87,49 | 68,70 | 18,79 | 11,79 | 0,0045 |
| | 20-ago-02 | 0,35 | 0,08 | 0,27 | 89,83 | 70,20 | 19,63 | 12,63 | 0,0095 |
| | 13-set-02 | 0,54 | 0,15 | 0,39 | 102,18 | 65,43 | 36,75 | 29,75 | 0,0058 |
| | 08-jan-03 | 0,88 | 0,31 | 0,57 | 101,14 | 59,40 | 41,74 | 34,74 | 0,0073 |

NOTA – Distância inicial entre as aranhas superior (S) e inferior(I) (1 e 2) na E1 = 1,98 e (2 e 3) na E2 = 2,25.

Com base nos coeficientes de compressibilidade calculados, a tabela (VI.10) apresenta os resultados dos coeficientes de adensamento.

Tabela (VI.10) – Coeficientes de adensamento a partir de ensaios de permeabilidade “in situ”.

| DESIG. | DATA | TEMPO (DIAS) | ESPESSURA DE ATERRO (m) | COEF. DE PERMEABILIDADE (10 ⁻⁰⁷ cm/s) | | | COEF. DE ADENSAMENTO (10 ⁻⁰³ cm ² /s) | | |
|-----------|-----------|--------------|-------------------------|--|-----------|-------|---|------|------|
| | | | | m=1 | m=3 | m=5 | m=1(*) | m=3 | m=5 |
| | | | | PC-E1-A | 25-jul-02 | 55 | 2,625 | 26,6 | 40,6 |
| 03-set-02 | 95 | 2,900 | 4,5 | | 6,8 | 7,9 | 1,0 | 1,5 | 1,8 |
| 10-set-02 | 102 | 2,900 | 5,6 | | 8,4 | 9,8 | 1,2 | 1,8 | 2,1 |
| 15-out-02 | 137 | 2,900 | 5,0 | | 7,6 | 8,8 | 1,0 | 1,5 | 1,7 |
| 13-nov-02 | 166 | 4,243 | 16,8 | | 25,5 | 29,7 | 5,3 | 8,1 | 9,4 |
| PC-E2-B | 19-jul-02 | 30 | 1,955 | 77,3 | 118,0 | 137,0 | 17,1 | 26,1 | 30,3 |
| | 20-ago-02 | 62 | 2,222 | 18,1 | 27,6 | 32,0 | 1,9 | 2,9 | 3,4 |
| | 13-set-02 | 86 | 3,000 | 4,6 | 6,9 | 8,1 | 0,8 | 1,2 | 1,4 |
| | 08-jan-03 | 203 | 3,000 | 12,3 | 18,7 | 21,7 | 1,7 | 2,6 | 3,0 |

(*) – Valores utilizados para comparação com outros métodos e ensaios.

De acordo com os resultados encontrados, nota-se uma boa concordância entre os valores de ch para o carregamento de 2,0 a 3,0 metros de espessura nos dois pontos analisados. Estes compreendem valores de 0,8 a 1,9x10⁻⁰³ cm²/s. O primeiro e o último ensaio realizados na estação E1, assim como o primeiro ensaio na estação E2, apresentaram-se destoados da faixa de variação encontrada.

VI.6 – ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os dados obtidos dos ensaios de adensamento foram apresentados previamente nas tabelas (IV.9 a IV.14) e ilustrados nas figuras (IV.11 a IV.22).

Nota-se, através dos gráficos apresentados, que o trecho de maior curvatura das curvas apresentou-se menos acentuado, dificultando a determinação da tensão de pré-adensamento e possivelmente subestimando seu valor. Este aspecto é observado de forma mais acentuada nas amostras ensaiadas da estação E1. De acordo com o critério estabelecido por LUNNE et al (1997) para avaliar a qualidade das amostras, o qual é apresentado na tabela (VI.11), as amostras da estação E1 apresentam-se como sendo de má qualidade diferentemente da estação E2 que apresentaram boa qualidade. Com base em informações disponíveis na literatura a respeito de depósitos naturais de argila mole e os resultados apresentados na tabela (VI.11), conclui-se que se trata de um depósito de argila levemente sobreadensado.

Tabela (VI.11) – Análise da qualidade das amostras e razão de sobreadensamento.

| DESIG. | PROF. MÉDIA (m) | σ'_{VM} (kPa) | σ'_{v0} (kPa) | RSA | e_0 | e_0 para σ'_{v0} | $\Delta e/e_0$ | CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS |
|--------|--------------------|-------------------------|-------------------------|-----|-------|------------------------------|----------------|-------------------------------|
| E1-01 | 1,80 | 5,0 | 3,6 | 1,4 | 9.02 | 8.41 | 0.07 | Ruim |
| E1-02 | 3,98 | 8,0 | 7,9 | 1,0 | 5.85 | 5.11 | 0.13 | Ruim |
| E1-03 | 5,95 | 13,0 | 11,9 | 1,1 | 5.24 | 4.41 | 0.16 | Muito Ruim |
| E2-01 | 2,93 | 11,0 | 5,7 | 1,9 | 7.32 | 7.06 | 0.04 | Boa |
| E2-02 | 5,20 | 30,0 | 10,4 | 2,9 | 4.29 | 4.12 | 0.04 | Boa |

VI.7 – AJUSTE DE CURVAS TEÓRICAS AOS DADOS DE RECALQUE

Os ajustes foram realizados com base na teoria de adensamento combinado proposta por CARRILLO (1942), subdivididas na teoria de adensamento vertical, proposta por TERZAGHI e FROLICH (1936) e estudos desenvolvidos por SCOTT (1963), baseados na teoria do adensamento radial proposta por BARRON (1948).

Para o cálculo da porcentagem de adensamento vertical fez-se uso das equações descritas por TAYLOR(1948), sendo utilizadas a equação (II.9), para $U_v < 60\%$, e a equação (II.10) para $U_v > 60\%$.

O cálculo da porcentagem de adensamento radial foi realizado através da equação (II.17), com base na solução para o caso de deformações verticais iguais considerando a zona amolgada a partir das dimensões do mandril.

O período analisado consistiu na primeira etapa de carregamento de forma a obter o melhor ajuste das curvas teóricas e de campo, não sendo, portanto, analisados os efeitos de superposição gerados por carregamentos posteriores.

Para os valores do parâmetro K_h/K_s , relação entre o coeficiente de permeabilidade na zona intacta e amolgada, geralmente arbitrados dentro da faixa de variação 1,5 a 3,0, foi fixado o valor igual a 2. Para a relação entre o raio do “smear” e o raio do mandril R_{sm}/R_{man} foi fixado o valor de 1,6 com base nos estudos desenvolvidos por ONOUE *et al* (1991). Para a obtenção do raio do “smear” foram utilizadas as dimensões do mandril, para o cálculo do raio equivalente, multiplicado pela relação R_{sm}/R_{man} .

Inicialmente, o ajuste constava de uma variação nos dias dos dados obtidos de campo de forma a transladar os mesmos, segundo o eixo do tempo, objetivando uma aproximação inicial das curvas teóricas com as obtidas da instrumentação. Posteriormente, fixava-se o valor do recalque final e, por tentativas, realizava-se o refino do ajuste, variando-se o coeficiente de adensamento. Com isso obtiveram-se pares ordenados, recalque e coeficiente de adensamento, os quais são apresentados na figura (VI.15). Para realização da análise comparativa fez-se necessário assumir pares ordenados que melhor representasse tal análise, sendo estes apresentados na tabela (VI.12).

PARES ORDENADOS - RECALQUE E COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

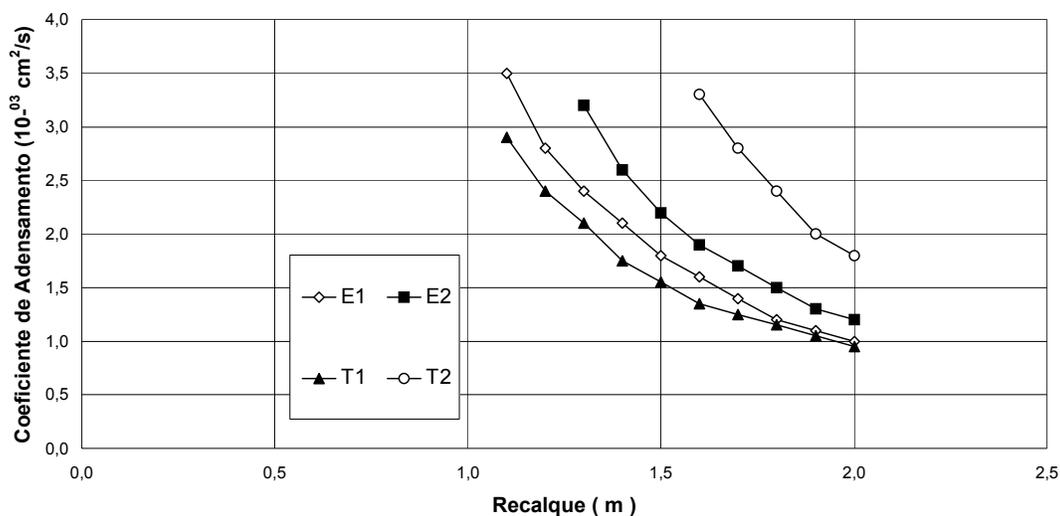


Figura (VI.15) – Pares ordenados (Recalque e Coeficiente de Adensamento) obtidos das análises.

A tabela (VI.12) apresenta os resultados encontrados para esta análise, assim como os pares ordenados admitidos como ideais.

Os recalques encontrados, referentes a um carregamento parcial, apresentam boa concordância com os recalques finais previstos via umidade para o mesmo carregamento, conforme apresentado na figura (III.1). As figuras (VI.16 a VI.19) ilustram o ajuste realizado entre as curvas teóricas e as obtidas em campo.

Tabela (VI.12) – Resultado das análises das curvas teóricas e da instrumentação.

| DESIG | ATERRO (m) | $R_{SM}/$ R_{MAN} | R_{SM} (m) | n | s | K_r/K_s | m | ρ (m) | C_v (10^{-03} cm ² /s) |
|-------|---------------|------------------------|-----------------|------|-----|-----------|------|---------------|---|
| E1 | 2,90 | 1,6 | 0,107 | 23,2 | 3,2 | 2,0 | 6,70 | 1,40 | 2,1 |
| E2 | 3,00 | 1,6 | 0,107 | 23,2 | 3,2 | 2,0 | 6,70 | 1,50 | 2,2 |
| T1 | 2,55 | 1,6 | 0,107 | 23,2 | 3,2 | 2,0 | 6,70 | 1,40 | 1,8 |
| T2 | 3,35 | 1,6 | 0,107 | 23,7 | 3,2 | 2,0 | 6,84 | 1,80 | 2,4 |

**ADENSAMENTO VERTICAL E RADIAL COMBINADOS AJUSTE DOS DADOS DE
RECALQUE DA PLACA E1 - CARREGAMENTO 1**

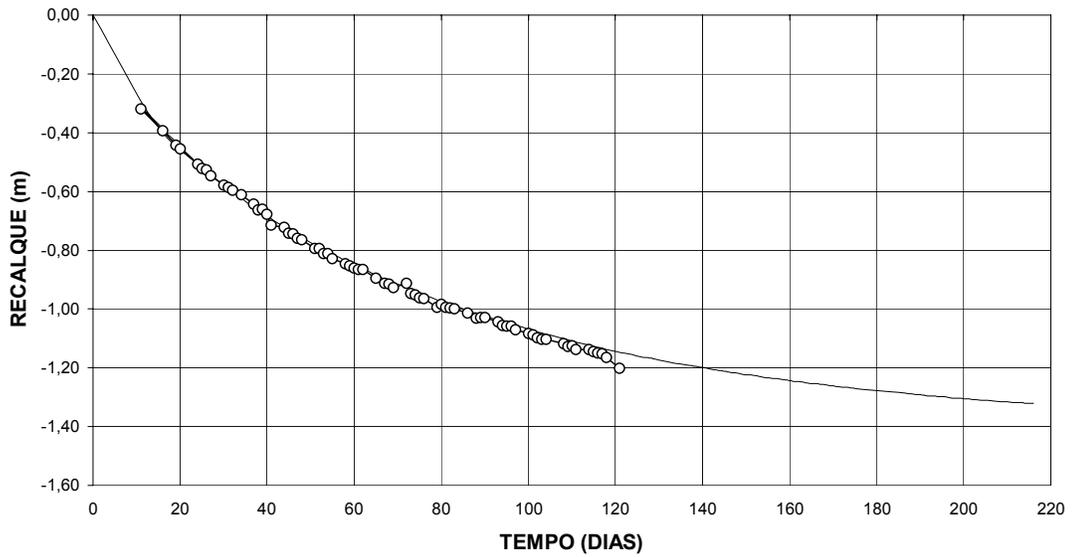


Figura (VI.16) – Ajuste da curva teórica com as obtidas da instrumentação PR-E1.

**ADENSAMENTO VERTICAL E RADIAL COMBINADOS AJUSTE DOS DADOS DE
RECALQUE DA PLACA E2 - CARREGAMENTO 1**

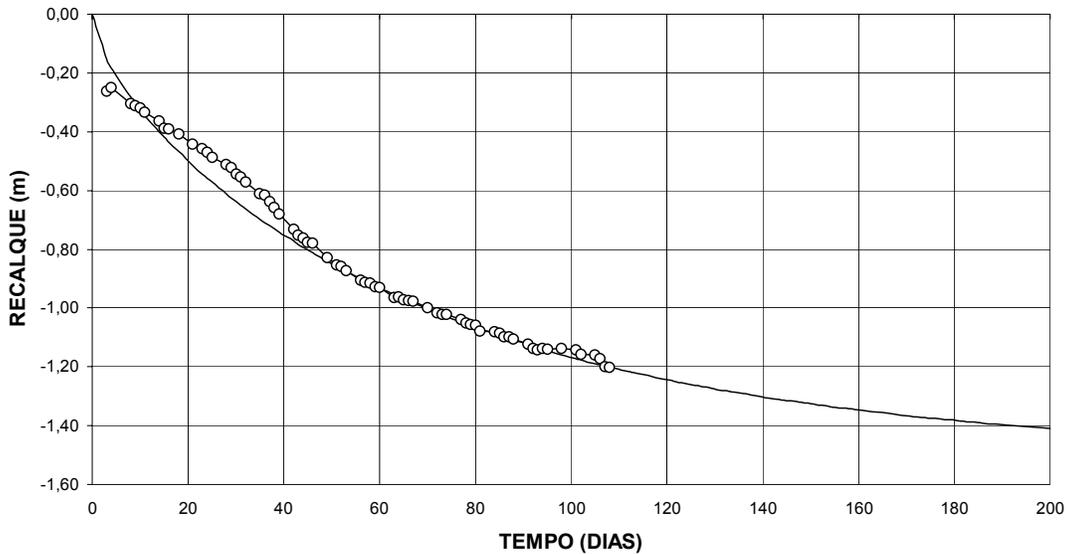


Figura (VI.17) – Ajuste da curva teórica com as obtidas da instrumentação PR-E2.

ADENSAMENTO VERTICAL E RADIAL COMBINADOS AJUSTE DOS DADOS DE
RECALQUE DA PLACA T1 - CARREGAMENTO 1

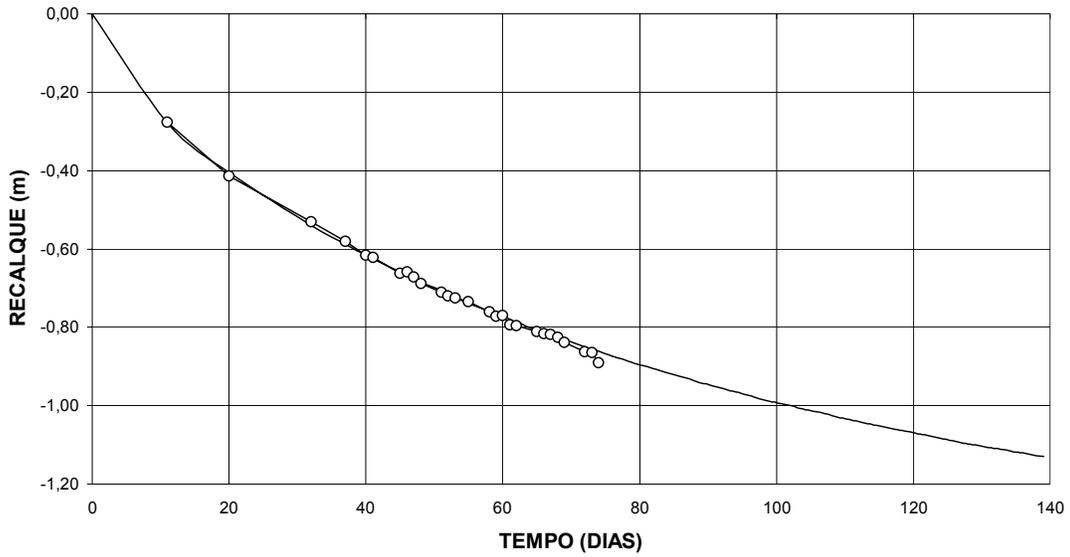


Figura (VI.18) – Ajuste da curva teórica com as obtidas da instrumentação PR-T1.

ADENSAMENTO VERTICAL E RADIAL COMBINADOS AJUSTE DOS DADOS DE
RECALQUE DA PLACA T2 - CARREGAMENTO 1

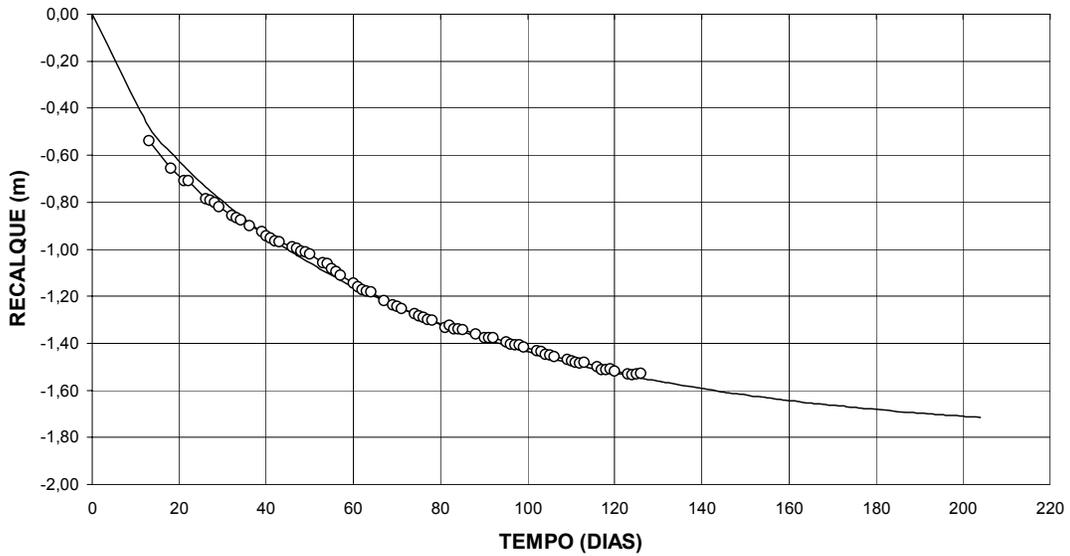


Figura (VI.19) – Ajuste da curva teórica com as obtidas da instrumentação PR-T2.

VI.8 – ANÁLISE COMPARATIVA DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO

Os valores dos coeficientes de adensamento encontrados através dos dados de recalque, poropressão, ensaios de campo e laboratório são apresentados de forma resumida nas tabelas (VI.13 a VI.16) para as estações E1 e E2 e trechos de teste T1 e T2 respectivamente. Os resultados obtidos para o trecho sem drenos, apresentados na tabela (VI.6), não serão inseridos nas tabelas resumidas a seguir, no entanto, serão tecidos comentários posteriormente.

As figuras (VI.20 a VI.27) ilustram os resultados encontrados para os coeficientes de adensamento associados com as tensões efetivas aplicadas no trecho com drenos verticais. Com base nos resultados obtidos através dos ensaios de adensamento, os dados reunidos nas tabelas a seguir correspondem à faixa de variação de tensão efetiva a que o solo foi submetido, tendo sua apresentação completa explanada no capítulo IV.

Tabela (VI.13) – Quadro resumo dos coeficientes de adensamento – E1.

| MÉTODOS E ENSAIOS | PROF. (m) | ESPES. DE ATERRO (m) | σ'_v (kPa) | C_v | C_h | C_h |
|---------------------------|-------------------|----------------------------|----------------------|-----------|---|-----------|
| | | | | | (s/smear) ($10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s}$) | (c/smear) |
| Ensaio de Adensamento | 1,60 a 2,00 | - | 25 a 100 | 0,01 | - | - |
| | 3,60 a 4,35 | - | 25 a 100 | 0,06 | - | - |
| | 5,60 a 6,30 | - | 25 a 100 | 1,4 a 2,4 | - | - |
| Asaoka | Toda camada | 4,24 | 60,17 | - | 0,9 | 1,0 |
| Orleach PC-E1-A | Meio da camada | 2,63 | 27,23 | - | 2,3 | 2,7 |
| | | 2,90 | 36,56 | - | 2,9 | 3,3 |
| | | 4,24 | 61,38 | - | 1,6 | 1,9 |
| Orleach PE-E1 | Meio da camada | 2,63 | 30,26 | - | 2,3 | 2,7 |
| | | 2,90 | 40,30 | - | 2,9 | 3,4 |
| | | 4,24 | 61,06 | - | 1,4 | 1,6 |
| Piezocone (n.a.) | 2,03 | - | 4,06 | - | 0,1 a 1,1 | - |
| | 4,01 | - | 8,02 | - | 0,2 a 1,7 | - |
| | 6,39 | - | 12,78 | - | 0,7 a 7,3 | - |
| Permeabilidade in situ | Meio da camada | 2,90 | 36,34 | - | 1,0 | - |
| | | 2,90 | 36,14 | - | 1,2 | - |
| | | 2,90 | 38,56 | - | 1,0 | - |
| Ajuste recalques | Toda camada | 2,90 | 35,64 | - | - | 2,1 |

Nota: 1) Ensaio de piezocone – limite inferior = n.a. e limite superior = s.a.. 2) No método de ASAOKA o valor da σ'_v foi tomada no meio da camada.

Tabela (VI.14) – Quadro resumo dos coeficientes de adensamento – E2.

| MÉTODOS E ENSAIOS | PROF. (m) | ESPESES. DE ATERRO (m) | σ'_v (kPa) | C_v | C_h (s/smear) (10^{-03} cm ² /s) | C_h (c/smear) |
|------------------------|----------------|------------------------|-------------------|-----------|--|-----------------|
| Ensaio de Adensamento | 2,60 a 3,25 | - | 25 a 100 | 0,06 | - | - |
| | 4,90 a 5,50 | - | 25 a 100 | 0,5 a 1,4 | - | - |
| Asaoka | Toda camada | 3,00 | 43,21 | - | 0,8 | 0,9 |
| | | 1,96 | 20,79 | - | 1,4 | 1,6 |
| | | 3,00 | 38,53 | - | 1,9 | 2,2 |
| | | 3,00 | 40,54 | - | 1,2 | 1,4 |
| Orleach PC-E2-B | Meio da camada | 1,96 | 20,92 | - | 1,6 | 1,9 |
| | | 3,00 | 37,33 | - | 1,3 | 1,6 |
| | | 3,00 | 35,97 | - | 0,8 | 0,9 |
| Piezocone (n.a.) | 3,04 | - | 6,08 | - | 0,2 a 2,1 | - |
| | 5,98 | - | 11,96 | - | 0,6 a 6,5 | - |
| Permeabilidade in situ | Meio da camada | 2,22 | 19,63 | - | 1,9 | - |
| | | 3,00 | 36,75 | - | 0,8 | - |
| | | 3,00 | 41,74 | - | 1,7 | - |
| Ajuste recalques | Toda camada | 3,00 | 39,08 | - | - | 2,2 |

Tabela (VI.15) – Quadro resumo dos coeficientes de adensamento – T1.

| MÉTODOS E ENSAIOS | PROF. (m) | ESPESES. DE ATERRO (m) | σ'_v (kPa) | C_v | C_h (s/smear) (10^{-03} cm ² /s) | C_h (c/smear) |
|-------------------|----------------|------------------------|-------------------|-------|--|-----------------|
| Asaoka | Toda camada | 3,88 | 48,07 | - | 1,3 | 1,6 |
| | | 2,55 | 46,65 | - | 1,2 | 1,4 |
| Orleach PC-T1 | Meio da camada | 3,66 | 61,74 | - | 2,2 | 2,6 |
| | | 3,66 | 58,79 | - | 1,5 | 1,7 |
| Ajuste recalques | Toda camada | 2,55 | 28,12 | - | - | 1,8 |

Tabela (VI.16) – Quadro resumo dos coeficientes de adensamento – T2.

| MÉTODOS E ENSAIOS | PROF. (m) | ESPESES. DE ATERRO (m) | σ'_v (kPa) | C_v | C_h (s/smear) (10^{-03} cm ² /s) | C_h (c/smear) |
|-------------------|----------------|------------------------|-------------------|-------|--|-----------------|
| Asaoka | Toda camada | 4,18 | 57,91 | - | 2,2 | 2,5 |
| | | 3,35 | 53,79 | - | 1,2 | 1,4 |
| Orleach PC-T2 | Meio da camada | 3,35 | 53,97 | - | 1,2 | 1,4 |
| | | 4,18 | 59,38 | - | 4,2 | 5,6 |
| Ajuste recalques | Toda camada | 3,35 | 39,61 | - | - | 2,4 |

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO E1 - SEM SMEAR

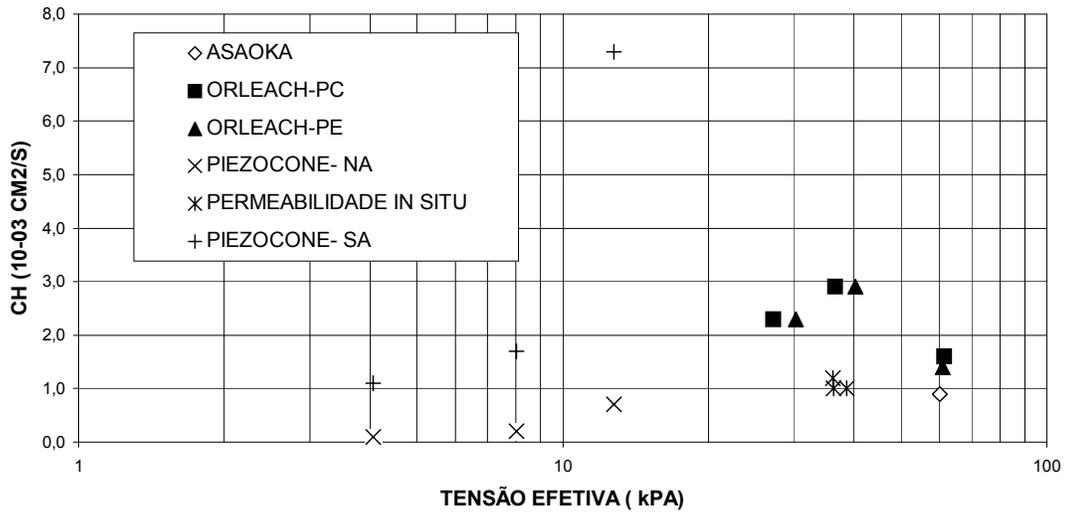


Figura (VI.20) – Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – E1-sem smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO E1 - COM SMEAR

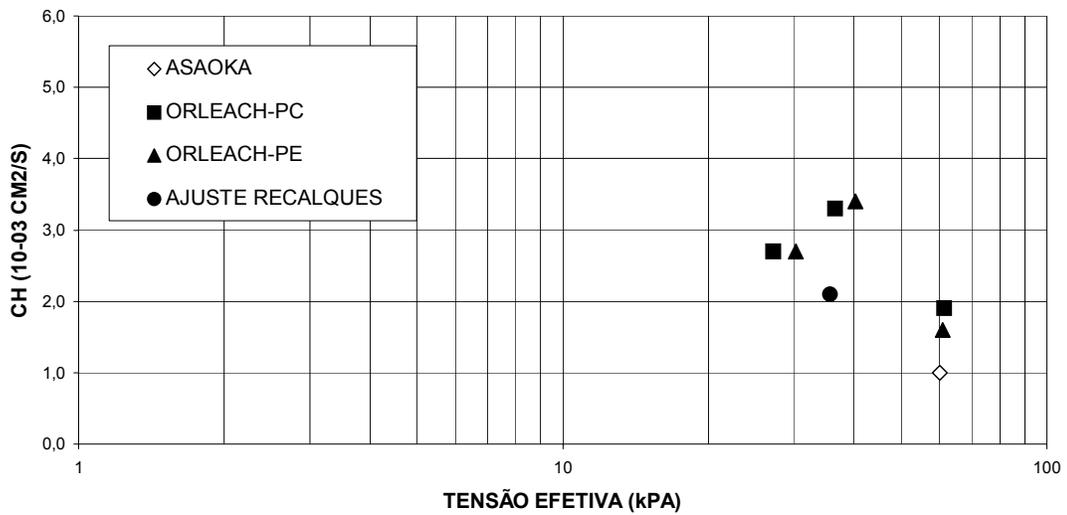


Figura (VI.21) – Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – E1-com smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO E2 - SEM SMEAR

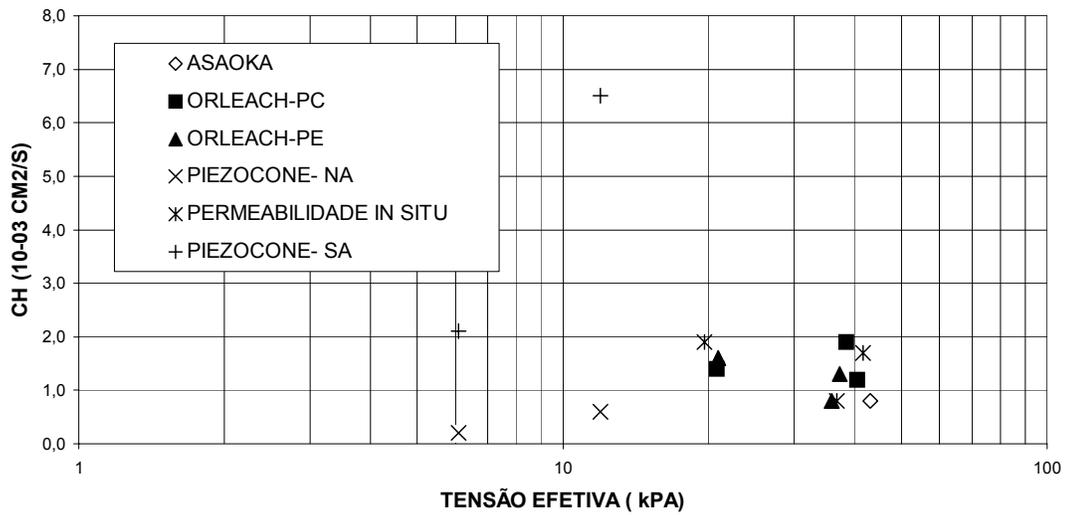


Figura (VI.22) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – E2-sem smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO E2 - COM SMEAR

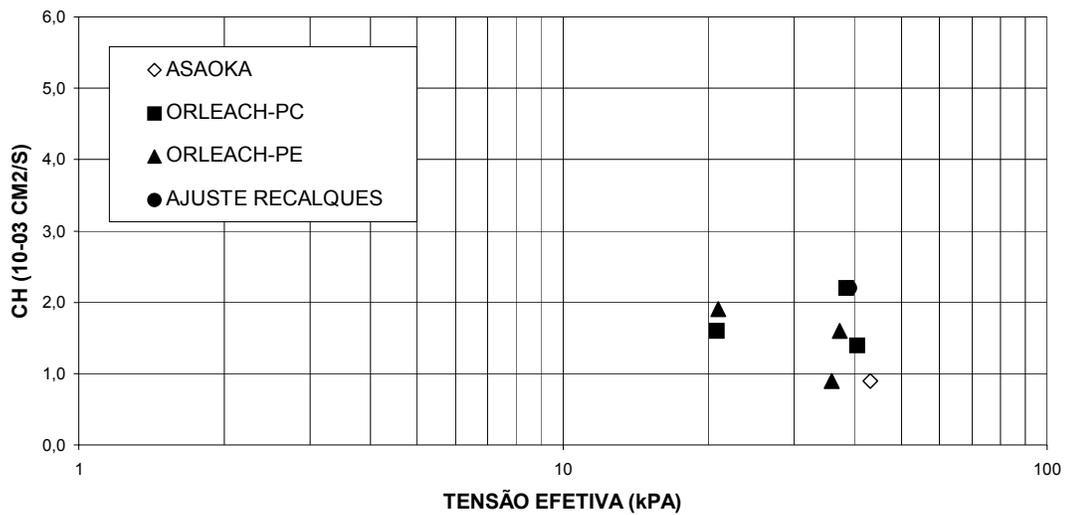


Figura (VI.23) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – E2-com smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO T1 - SEM SMEAR

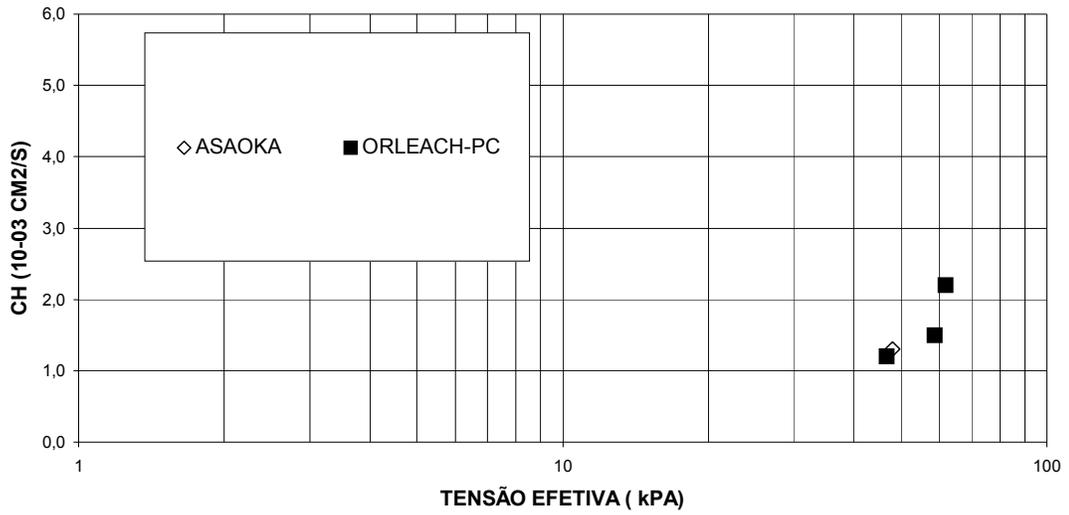


Figura (VI.24) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – T1-sem smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO T1 - COM SMEAR

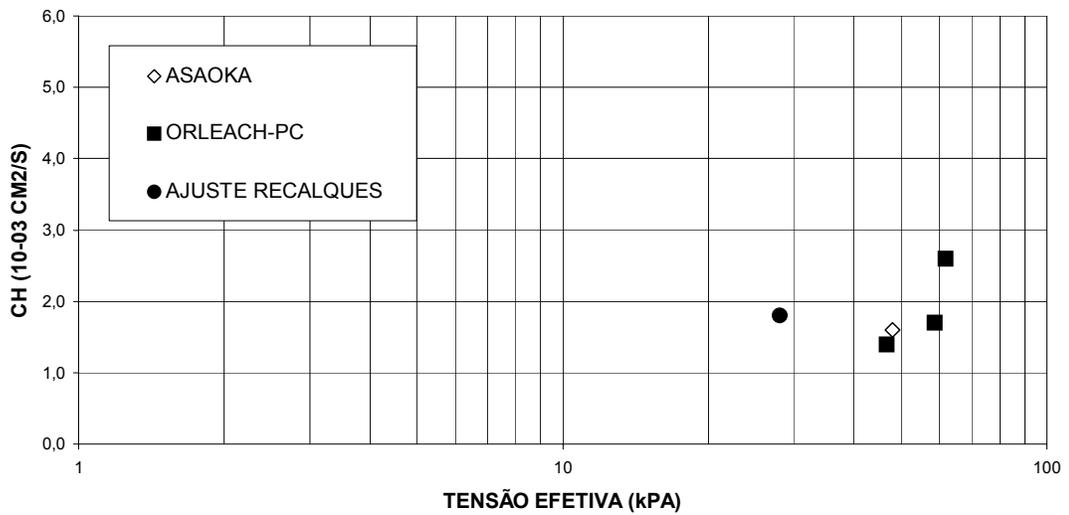


Figura (VI.25) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – T1-com smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO T2 - SEM SMEAR

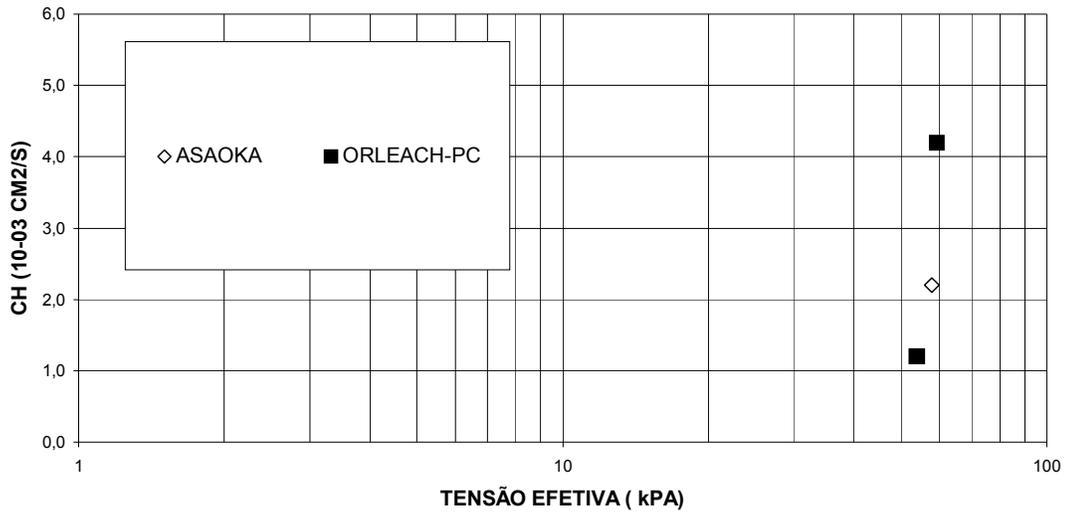


Figura (VI.26) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – T2-sem smear.

TENSÃO EFETIVA x COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL - ESTAÇÃO T2 - COM SMEAR

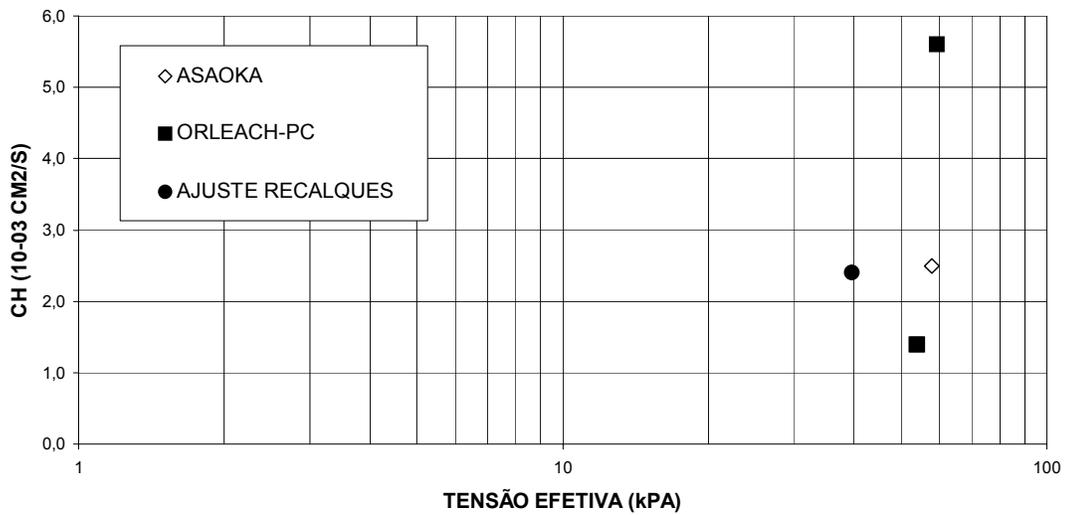


Figura (VI.27) - Resultados dos coeficientes de adensamento x tensão efetiva vertical – T2-com smear.

Os resultados encontrados para os diferentes métodos de análise e ensaios mostram uma consistência global dos coeficiente de adensamento horizontal obtidos através da instrumentação e ensaios de campo, mas não nos resultados dos coeficientes de adensamento vertical, obtidos de ensaios de adensamento e dados de recalque.

Analisando-se inicialmente os resultados de c_v obtidos dos ensaios de adensamento e de dados de recalque das placas PR-232 e PR-309, estes apresentam valores de $c_v(s)/c_v(\text{lab.})$ iguais a 120 e 3,5, obtidos para a camada superficial e intermediária da estação E1 respectivamente, em comparação com a média, $1,3 \times 10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s}$ obtida através dos dados de recalque das placas. A mesma análise realizada para a camada superficial da estação E2 apresentou um valor de $c_v(s)/c_v(\text{lab.})$ igual a 20. Os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados em amostras situadas no terço inferior da estação E1 e em maior profundidade na estação E2, apresentaram boa concordância com os obtidos dos dados de recalque das placas.

A discrepância dos valores encontrados para a relação $c_v(s)/c_v(\text{lab.})$, conforme descrito anteriormente, reside no fato de se tratar de amostras de má qualidade. Entretanto, o valor médio encontrado para c_v , obtido das placas de recalque PR-232 e PR-309, localizadas no trecho sem drenos, apresenta-se muito próximo da faixa de variação encontrada para c_h obtidos através do método de ORLEACH (1983), ensaios de permeabilidade "in situ" e ajuste dos recalques para o trecho com drenos considerando a relação ($r = c_h/c_v$) como sendo igual a 1.

Analisando As figuras (VI.20 a VI.27), verifica-se uma boa concordância entre os valores de c_h retroanalisados com os dados de recalque e poropressão, e entre estes, e os obtidos nos ensaios de permeabilidade "in situ", sendo esta concordância mais intensa na estação E2. Verifica-se ainda, uma pequena discrepância nos valores encontrados para o último período de análise realizada na estação T2 através do método de ORLEACH (1983).

O primeiro ensaio de permeabilidade "in situ", realizado nas estações E1 e E2, apresentou valores de c_h elevados em comparação com os obtidos posteriormente. Este fato pode ser justificado pelo próprio processo de adensamento que, inicialmente, se processa mais rapidamente, sendo incrementado pela drenagem radial através do uso dos drenos verticais.

Os resultados obtidos dos dados de poropressão, através do método de ORLEACH (1983), provenientes dos piezômetros de Casagrande e piezômetros elétricos, apresentaram valores de c_h muito próximos e às vezes até coincidentes para a mesma faixa de tensão aplicada.

Os resultados encontrados através de ensaios de dissipação com piezocone, realizados nas estações E1 e E2, apresentaram boa concordância entre si, situando-se entre de 0,1 a $0,7 \times 10^{-03}$ cm²/s para a faixa de comportamento normalmente adensada. Entretanto, estes resultados destoam dos valores encontrados através dos outros métodos de análise para a mesma faixa de tensão aplicada.

Comparando os valores de c_h obtidos para a estação E1 e para os trechos de teste T1 e T2, os quais possuem drenos diferentes, verifica-se que, para os dados de recalque, $c_h(s)_{T2} > c_h(s)_{E1} > c_h(s)_{T1}$, entretanto, para os dados de poropressão têm-se $c_h(u)_{E1} > c_h(u)_{T1} > c_h(u)_{T2}$. Com base nesta análise, conclui-se que os drenos utilizados apresentaram desempenho muito parecido, não sendo possível intitular o de melhor desempenho.

Os resultados obtidos de c_h , através do ajuste da curva teórica com a obtida da instrumentação, levando em consideração o efeito do amolgamento, ficaram compreendidos numa pequena faixa de valores, 1,8 a $2,4 \times 10^{-03}$ cm²/s. Estes resultados mostram-se coerentes quando comparados com os resultados obtidos através dos dados de recalque e poropressão, compreendidos entre 0,9 a $2,6 \times 10^{-03}$ cm²/s, para a mesma faixa de tensão aplicada. Verifica-se ainda que a relação entre $C_{hcom\ smear} / C_{hsem\ smear}$ varia de 1,11 a 1,23 para os dados de recalque e de 1,13 a 1,33 para os dados de poropressão.

Finalmente apresenta-se na tabela (VI.17) os valores médios dos coeficientes de adensamento obtidos através dos métodos que apresentaram resultados mais consistentes.

Tabela (VI.17) – Quadro resumo dos valores médios dos coeficientes de adensamento.

| LOCAL | VALORES MÉDIOS DE COEFICIENTE DE ADENSAMENTO (10^{-03} cm ² /s) | | |
|------------|--|--------------------------|------------------|
| | ORLEACH | PERMEABILIDADE "IN SITU" | AJUSTE RECALQUES |
| COM DRENOS | E1 | 2,6 | 2,1 |
| | E2 | 1,6 | 2,2 |
| | T1 | 1,9 | 1,8 |
| | T2 | 1,4 | 2,4 |
| SEM DRENOS | 232 | - | 1,0 |
| | 309 | - | 1,7 |

VII – CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

VII.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo tem como objetivo apresentar as conclusões e sugestões para pesquisas futuras visando contribuir para o desenvolvimento da geotecnia, no que se refere a previsão do comportamento de aterros construídos sobre solos moles.

VII.2 – CONCLUSÕES

VII.2.1 – CONCLUSÕES SOBRE A INSTRUMENTAÇÃO

- a) As placas de recalque mostraram-se eficientes para as medidas dos dados de recalques, devido a sua fácil instalação e praticidade nas leituras para obtenção dos dados;
- b) As informações geradas pelas aranhas magnéticas foram fundamentais para a compreensão do comportamento dos recalques nas subcamadas e na obtenção do coeficiente de deformação volumétrica m_v , utilizado no cálculo do coeficiente de adensamento obtido através dos ensaios de permeabilidade “in situ”;
- c) Os dados de poro-pressão obtidos dos piezômetros Casagrande e elétricos apresentaram boa concordância gerando informações piezométricas consistentes;
- d) Os medidores de nível de água apresentaram-se eficientes e de fácil instalação, gerando informações importantes a respeito do fluxo no tapete drenante e na obtenção do excesso de poropressão juntamente com os piezômetros Casagrande e piezômetros elétricos.

VII.2.2 – CONCLUSÕES SOBRE OS RECALQUES

- a) Os resultados obtidos com o método de ASAOKA e os esperados em projeto apresentaram boa concordância na estimativa do recalque final, com erro relativo médio de 6,5% para as placas analisadas;
- b) Os recalques observados, em torno de 2 metros, em camada de argila orgânica com 7,0 metros de espessura representa uma deformação de 28% e ainda assim os drenos continuaram com funcionamento

satisfatório, de maneira que, ao que parece, não ocorreu a interrupção dos drenos por enrugamento.

VII.2.3 – CONCLUSÕES SOBRE OS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO

- a) Os resultados dos coeficientes de adensamento vertical provenientes dos ensaios de adensamento foram extremamente influenciados pela amostragem deficiente e seus valores são pouco confiáveis;
- b) Os valores dos coeficientes de adensamento obtidos dos ensaios de dissipação com piezocone apresentaram-se pouco confiáveis devido a problemas de saturação da pedra porosa;
- c) O valor médio do coeficiente de adensamento vertical, $1,3 \times 10^{-03} \text{ cm}^2/\text{s}$, obtido através das placas de recalque no trecho sem drenos, se insere na faixa de variação encontrada para valores de coeficiente de adensamento horizontal através de outros métodos de análise;
- d) Os valores dos coeficientes de adensamento obtidos com os dados de poropressão provenientes dos piezômetros Casagrande e elétricos, através do método de ORLEACH (1983), apresentaram boa concordância;
- e) Os valores dos coeficientes de adensamento horizontal, obtidos para os trechos que possuem drenos diferentes, apresentaram, para os dados de recalque, $ch(s)_{T2} > ch(s)_{E1} > ch(s)_{T1}$, entretanto, para os dados de poropressão têm-se $ch(u)_{E1} > ch(u)_{T1} > ch(u)_{T2}$. Com base nesta análise, concluiu-se que os drenos utilizados apresentaram desempenho muito parecido, não sendo possível intitular o de melhor desempenho;
- f) A média dos resultados dos coeficientes de adensamento horizontal, para o trecho com drenos, obtidos através do método de ORLEACH (1983) e ajuste dos recalques apresentaram boa concordância;
- g) A média dos resultados dos coeficientes de adensamento horizontal, obtidos dos ensaios de permeabilidade “in situ”, apresentaram melhor concordância com os obtidos através do método de ORLEACH (1983) na estação E2 e os obtidos dos ajustes de recalque para as placas de recalques do trecho sem drenos.

VII.3 – PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

- a) Análise dos dados de recalque e poropressão dos outros instrumentos instalados na área, os quais foram retirados do escopo do presente trabalho por questões de espaço e tempo;
- b) Análise dos resultados obtidos dos piezômetros Casagrande situados no terço inferior e superior de modo a verificar a influência da drenagem vertical;
- c) Análise do processo de adensamento através de programas de computador e compará-los com os resultados obtidos de campo;
- d) Análise comparativa do comportamento de aterro sobre solos moles com diferentes espaçamentos de drenos verticais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.S.S. (1992), "Geodrenos como Elementos de Aceleração de Recalques", COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Brasília, novembro.
- ALMEIDA, M.S.S. (1996), "Novas Técnicas em Aterros sobre Solos Moles", Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, novembro.
- ALMEIDA, M.S.S. (1996), "Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho", Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, novembro.
- ASAOKA, A (1978), "Observation Procedure of Settlement Prediction", Soil and Foundation, Japanese Society of soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, n° 4, December, pp 87-101.
- BALIGH, M. M. e LEVADOUX, J. N. (1986), "Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II. Interpretation", J. Geotech. Engng. 112 (7), ASCE, pp 727-745, New York.
- BARRON, R.A. (1948), "Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transactions, paper 2346, Vol 113, pp 718-754.
- BJERRUM, L. (1972), "Embankment on Soft Ground", Proceedings ASCE Special Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Vol 2, pp 1-51, West Lafayette, Purdue Univ.
- BJERRUM, L. (1972), "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Vol 3, pp 111-139, Moscou.
- 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.
- CASAGRANDE, L. ,POULOS, S. (1969), "On the Effectiveness of Sand Drains", Canadian Geotechnical Journal, Vol 6, n° 3, pp 286-326.

- FERREIRA, C. A. M. (1991), "Análise de Dados piezométricos de um Aterro sobre Argila mole com Drenos Verticais", Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HANSBO, S. (1979), "Consolidation of Clay by Band-shaped Pre-fabricated Drains", Ground Engineering, July, Vol 12, n° 5.
- HANSBO, S., JAMIOLKOWSKI, M. E LOK, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains", Geotéchnique, n° 1, pp 45-66.
- HOULSBY, G. T. e TEH, C. I. (1988), "Analysis of the Piezocone in Clay", Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, Orlando, Vol 2, pp 777-783.
- HVORSLEV, M. J. (1949), "Time Lag in the Observation of Ground-water Levels and Pressures", U. S. Army Water-Ways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- JOHNSON, S. J. (1970), "Foundation Pre Compression with Vertical Sand Drain", Journal of the Soil mech. and Found Div., ASCE, Vol 96, n° SM1, pp 145-170.
- LEROUEIL, S., MAGNAN, J. P., TAVENAS, F. (1985), "Remblais sur Argiles Molles", 1 ed, Paris.
- LUNNE, T., BERRE T., STRNDVIK S. (1997), "Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay", Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Balkema, Rotterdam, pp 81-102.
- MAGNAN, J. P e DERROY, J. M. (1980), "Analyse graphique des Tassement Observés Sons ler Ouvrager", Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussés, 109, set-out, Paris, pp 9-21.
- MASSAD, F. (1982), "Método gráfico para Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Recife.

- MIKASA, M. (1963), "Consolidation of Soft Clay", Tokio, Kajima-Shuppanka.
- ONOUE, A., TING, N. H., GERMAINE, J. T. *et al* (1991), "Permeability of Disturbed Zone Around Vertical Drains", ASCE Geotechnical Engineering Congress, n° 27, Vol 11, pp 879-890.
- ORLEACH, P. (1983), "Techniques to Evaluate the Field Performance of Vertical Drains", M.Sc thesis, MIT, Cambridge, Mass.
- RICHARD Jr, F. E. (1959), "Review of the theories for Sand Drains", Transactions, ASCE, Vol 124, pp 709-739.
- RIXNER, J. J., KRAEMER, S. R., SMITH, A D. (1986), "Prefabricated Vertical Drains", Federal Highway Administration, Report number FHWA-RD 86/168, vol 1, Washington D. C.
- SANDRONI, S. S. (2000), "Recalques em Solos Extremamente Moles Costeiros Brasileiros", Seminário sobre Argila Mole, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SANDRONI, S. S. (2004), "Recalques de Aterros Sobre Solos Extremamente Moles", Palestra proferida na PUC-Rio em 01/junho/2004 .
- SAYE S. R. (2001), "Assessment of Soil Disturbance by the installation of Displacement Sand Drains and Prefabricated Vertical Drains", Geotechnical Special publication, ASCE, n° 119.
- SCHMIDT, C. A B. (1992), "Uma análise de recalques pelo Método de Asaoka Modificado com Enfoque Probabilístico", Tese de MSc, COPPE/ÚFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SCOTT, R. F. (1963), "Principles of Soil Mechanics", Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Mass.
- SHARMA, J., XIAO, D. (2000), "Determination of Smear Zone around Vertical Drains", Soft Ground Technology, ASCE GPS-112, Holanda, Junho.

PINTO, C. S. (2000), "CURSO Básico de Mecânica dos Solos", Oficina de textos, SP.

TAYLOR, D. W. (1948), "Soil Mechanics", Willey International Edition, New York, John Willey e Sons, Inc. London.

TERZAGHI, K e FROLICH, O K. (1936), "Theorie der Setzung von Tonschichten", F. Deuticke, Leipzig.

VARGAS, M. (1949), "a TEORIA DOS Drenos Verticais de Areia", Revista do Clube de Engenharia, nº152.

APÊNDICE 1 – FOTOS REFERENTES À EXECUÇÃO DA OBRA



Foto 1 – Equipamento utilizado no ensaio de palheta.



Foto 2 – Detalhe da mesa de torque utilizada no ensaio de palheta.



Foto 3 – Montagem do pistão utilizado na retirada de amostras Osterberg.



Foto 4 – Inserção do amostrador no pistão.



Foto 5 – Retirada da amostra Osterberg.



Foto 6 – Amostrador tipo Shelby.



Foto 7 – Equipamento utilizado para instalação do piezômetro elétrico.



Foto 8 - Equipamento utilizado para instalação das aranhas magnéticas



Foto 9 – Piezômetro Casgrande instalado. Ao lado medidor de nível de água a ser instalado.

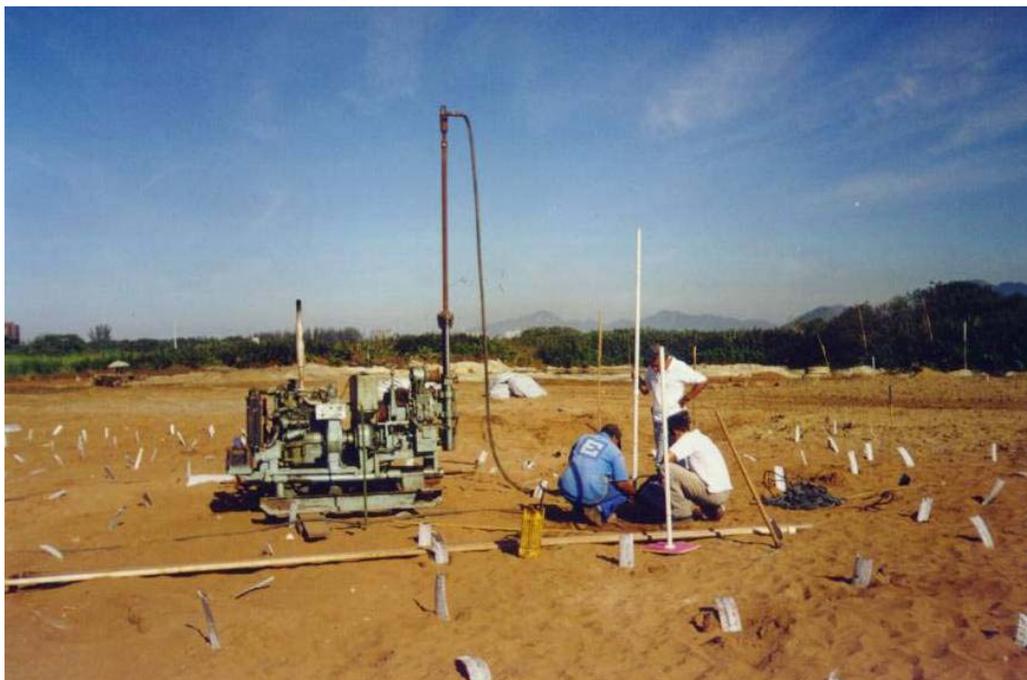


Foto 10 – Instalação de piezômetro Casagrande.



Foto 11 – Instalação do inclinômetro nas adjacências do trecho especial.



Foto 12 – Realização de leitura de referência no inclinômetro.



Foto 13 – Instalação das típica das placas de recalque nas adjacências do inclinômetro no trecho especial..



Foto 14 – Ensaio de permeabilidade “in situ” e leitura dos instrumentos na estação instrumentada E1.



Foto 15 – Confeção dos drenos franceses.



Foto 16 – Início da cravação dos drenos verticais.



Foto 17 – Detalhe da inserção da talisca para cravação dos drenos verticais.



Foto 18 – Aplicação de geotêxtil no trecho especial.



Foto 19 – Visão geral da obra. No alto à direita, a área de estudo em estado virgem.



Foto 20 – Visão geral da obra em estágio avançado. No alto à esquerda, a área em estudo.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)