

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Liliana Gonçalves Simões Pires**

**EFEITOS DA VELOCIDADE DE RUPTURA DE ATERROS  
NA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA MOBILIZADA EM  
SOLOS MOLES: ANÁLISE DE DADOS DE ATERROS  
EXPERIMENTAIS INSTRUMENTADOS**

Porto Alegre  
julho 2013

**LILIANA GONÇALVES SIMÕES PIRES**

**EFEITOS DA VELOCIDADE DE RUPTURA DE ATERROS  
NA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA MOBILIZADA EM  
SOLOS MOLES: ANÁLISE DE DADOS DE ATERROS  
EXPERIMENTAIS INSTRUMENTADOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Fernando Schnaid**

Porto Alegre

julho 2013

**LILIANA GONÇALVES SIMÕES PIRES**

**EFEITOS DA VELOCIDADE DE RUPTURA DE ATERROS NA  
RESISTÊNCIA NÃO DRENADA MOBILIZADA EM SOLOS  
MOLES: ANÁLISE DE DADOS DE ATERROS  
EXPERIMENTAIS INSTRUMENTADOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2013

Prof. Fernando Schnaid  
PhD pela University of Oxford/ Inglaterra  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Fernando Schnaid (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Oxford, Inglaterra

**Emanuele Amanda Gauer (UNIVATES)**  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Gracieli Dienstmann**  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha mãe, Beatriz, que sempre se preocupou com minha felicidade e me apoiou durante o período do meu Curso de Graduação.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha família, em especial minha mãe, Beatriz, e meu irmão, Pedro, por todo o apoio e incentivo proporcionado e por estarem sempre presentes na minha vida.

Ao professor Fernando Schnaid, orientador deste trabalho, pela oportunidade e pelos conhecimentos passados durante o transcorrer do curso e especialmente deste trabalho.

À professora Carin Maria Schmitt, pela dedicação e pelo contínuo aperfeiçoamento das diversas etapas para a realização deste trabalho.

Aos demais professores da Escola de Engenharia e à UFRGS, por nos proporcionar um ensino de excelência.

Ao meu namorado Lucas pelo carinho, compreensão e apoio.

Por fim, aos meus colegas, amigos e todas as pessoas que me acompanharam durante o curso.

O mundo está nas mãos daqueles que tem coragem de  
sonhar e correr o risco de viver seus sonhos.

*Paulo Coelho*

## RESUMO

Construções de grande porte, como aterros, quando construídas sobre solos moles devem ser feitas em etapas e com constante monitoramento devido à incerteza de comportamento do material. Assim sendo, este trabalho trata sobre aterros experimentais instrumentados, construídos sobre solos moles, argilosos, e monitorados desde a sua construção até sua ruptura, com o propósito de determinar a relação existente entre a velocidade de ruptura dos aterros e a resistência não drenada mobilizada. A partir dos trabalhos de Brugger (1996), Oliveira (2006) e Ortigão (1980) onde foram analisados aterros construídos sobre solos moles, monitorados e levados a ruptura (ou que sofreram grandes deslocamentos), foi possível obter os dados sobre as características geotécnicas das obras e a sua localização, assim como os deslocamentos do solo durante a ruptura, a poropressão e as fases de construção dos aterros para a determinação da velocidade. Desta maneira, foram estudados os dados dos aterros Terminal Portuário do Sergipe (Brugger), da Via Sul (Oliveira), em Santa Catarina e de Sarapuí (Ortigão), no Rio de Janeiro e descritos os procedimentos utilizados para a determinação das características do solo e para o monitoramento durante as diversas fases de construção. São apresentadas três abordagens destinadas à análise da velocidade de ruptura e sua relação com a resistência não drenada, o grau de adensamento e a variação de poropressão. A partir destas análises, concluiu-se que, durante a construção dos aterros, a velocidade desenvolve-se de maneira lenta e quando aproxima-se da situação de ruptura as velocidades apresentam um aumento significativo. Através de relações de velocidade normalizada com o grau de drenagem, foi possível verificar que os aterros possuem comportamento não drenado, sem dissipação de poropressão e sendo assim, verifica-se que na ruptura o ensaio de Palheta corresponde às condições não drenadas do aterro.

Palavras-chave: Solos Moles. Aterros Experimentais Monitorados. Velocidade de Ruptura de Aterros. Resistência Não Drenada

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho .....	17
Figura 2 – Instrumento utilizado no Ensaio de Palheta .....	20
Figura 3 – Esquema da câmara do ensaio triaxial .....	21
Figura 4 – Equipamento de cravação do Piezocone .....	22
Figura 5 – Inclinômetro .....	23
Figura 6 – Extensômetro .....	24
Figura 7 – Localização e <i>layout</i> do Terminal Portuário .....	27
Figura 8 – Seção transversal do quebra-mar com identificação das etapas de carregamento .....	30
Figura 9 – Localização dos aterros experimentais Via Sul .....	33
Figura 10 – Ruptura durante a execução do aterro hidráulico .....	34
Figura 11 – Seção transversal dos aterros da Via Sul .....	38
Figura 12 – Localização dos aterros experimentais Sarapuú .....	42
Figura 13 – Seção transversal do aterro de Sarapuú .....	43
Figura 14 – Variações do peso específico .....	43
Figura 15 – Variações da resistência não drenada pelos diversos métodos .....	45
Figura 16 – Deslocamentos do aterro AE3 .....	49
Figura 17 – Velocidade de ruptura do AE3 x profundidade .....	54
Figura 18 – Velocidade de ruptura do AE3 x altura do aterro .....	55
Figura 19 – Velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro .....	55
Figura 20 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro .....	56
Figura 21 – Relação velocidade normalizada x grau de drenagem .....	58
Figura 22 – Relação velocidade normalizada x resistência não drenada .....	59
Figura 23 – Relação velocidade normalizada x poropressão .....	60
Figura 24 – Comparação de velocidade normalizada .....	62

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores adotados para as variáveis .....	28
Tabela 2 – Espessuras das camadas de aterro .....	41
Tabela 3 – Resultados dos ensaios de caracterização do solo .....	44
Tabela 4 – Valores de deslocamentos do aterro AE3 .....	50
Tabela 5 – Valores de velocidade de ruptura do aterro AE3 x profundidade .....	51
Tabela 6 – Valores de velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro .....	52
Tabela 7 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro ....	53
Tabela 8 – Velocidade dos ensaios de Palheta e Piezocone .....	56
Tabela 9 – Valores máximos de velocidade normalizada .....	57

## **LISTA DE SIGLAS**

CD – Ensaio triaxial adensado e drenado (*Consolidad Drained*)

SPT – Teste de Penetração Padrão (*Standard Penetration Test*)

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UU – Ensaio triaxial não adensado e não drenado (*Unconsolid Undrained*)

## LISTA DE SÍMBOLOS

$S_u$  – resistência não drenada (kPa)

$T$  – torque máximo (kNm)

$D$  – diâmetro (m)

$s_c$  – pressão confinante (kPa)

$\Delta s^1$  – pressão axial (kPa)

mca – metros de coluna d'água

$S$  – grau de saturação

$W$  – umidade natural

LL – limite de liquidez

IP – índice de plasticidade

LP – limite de plasticidade

IL – índice de liquidez

$k_v$  – coeficiente de permeabilidade (m/s)

$C_v$  – coeficiente de adensamento vertical (m<sup>2</sup>/s)

$\gamma$  – peso específico (kN/m<sup>3</sup>)

$e$  – índice de vazios

$a_v$  – coeficiente de compressibilidade

$\gamma_w$  – peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta e$  – variação do índice de vazios

$\Delta s^2$  – variação da tensão vertical de sobre-adensamento

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	15
<b>2.2.1 Objetivo Principal</b> .....	15
<b>2.2.2 Objetivos Secundários</b> .....	15
2.3 PRESSUPOSTO .....	16
2.4 PREMISA .....	16
2.5 DELIMITAÇÕES .....	16
2.6 LIMITAÇÕES .....	16
2.7 DELINEAMENTO .....	16
<b>3 MÉTODOS DE PESQUISA</b> .....	19
3.1 MEDIDAS DE POROPRESSÃO .....	19
3.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS .....	22
3.3 ESFORÇOS .....	24
<b>4 ATERROS ESTUDADOS</b> .....	26
4.1 TERMINAL PORTUÁRIO DE SERGIPE.....	26
<b>4.1.1 Localização e características da obra</b> .....	26
<b>4.1.2 Características geotécnicas</b> .....	27
<b>4.1.3 Instrumentação</b> .....	29
<b>4.1.4 Execução do aterro</b> .....	30
4.2 ATERRO VIA SUL .....	32
<b>4.2.1 Localização e características da obra</b> .....	32
<b>4.2.2 Características geotécnicas</b> .....	34
4.2.2.1 Dados geotécnicos do projeto de 1979 .....	35
4.2.2.2 Dados geotécnicos do projeto de 1999 .....	37
<b>4.2.3 Instrumentação</b> .....	38
<b>4.2.4 Execução dos aterros</b> .....	39
4.3 ATERRO SARAPUÍ .....	41
<b>4.3.1 Localização</b> .....	41
<b>4.3.2 Características geotécnicas</b> .....	42
<b>4.3.3 Instrumentação</b> .....	45
<b>4.3.4 Execução do aterro</b> .....	46

<b>5 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS DADOS</b> .....	49
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	61
REFERÊNCIAS .....	64
APÊNDICE A .....	66
APÊNDICE B .....	72
APÊNDICE C .....	83



## 1 INTRODUÇÃO

Diversos impactos em obras da construção civil poderiam ser amenizados e, talvez até evitados, se as análises de solo fossem realizadas de maneira correta. Formado ao longo do tempo, os solos possuem diversas formas, características e texturas a serem consideradas. Conforme Ortigão (2007, p. 11):

Como material de construção e de fundação, os solos têm grande importância para o engenheiro civil. Nas barragens de terra, nas fundações de estruturas, o solo – assim como o concreto e o aço – está sujeito a esforços que tendem a comprimi-lo e a cisalhá-lo, provocando deformações e podendo, eventualmente, levá-lo à ruptura.

As propriedades dos solos devem ser bem avaliadas e compreendidas, pois serão elas que definirão as condições de suporte das cargas submetidas às fundações das construções, sem que haja rupturas ou deformações excessivas. Ensaio de campo e de laboratório possibilitam a caracterização destes solos e a determinação de suas propriedades, como granulometria, peso específico, índice de vazios e grau de saturação. Conhecidas essas propriedades, é possível definir a resistência do solo, ou seja, o valor máximo de esforços que o solo pode suportar sem romper.

Conforme Ortigão (1980), é possível prever o comportamento do solo com base nos seus parâmetros para diversas situações de carregamentos e, caso necessário, adotar medidas para que as condições de suporte das cargas transferidas sejam atendidas. A qualidade da previsão dos comportamentos está diretamente relacionada aos métodos de modelagem empregados nos ensaios e, para melhorá-la, diversos procedimentos são atualmente desenvolvidos e pesquisados, dentre os quais, aterros experimentais, que são o foco deste trabalho.

A resistência do solo sofre influência da presença da água entre os grãos. Em solos arenosos, verifica-se a resistência drenada, em que a água está livre para percolar entre as camadas do solo formadas por grãos visíveis a olho nu, separáveis e com dimensões entre 0,06 e 2,0 mm, e devido à sua alta permeabilidade não geram poropressões. E nos solos argilosos, que são formados por grãos extremamente pequenos, invisíveis a olho nu, com dimensões inferiores a 0,002 mm, verifica-se a resistência não drenada, em que a água é impedida de se movimentar devido à baixa permeabilidade do solo e assim, gerando poropressões.

---

Efeitos da velocidade de ruptura de aterros na resistência não drenada mobilizada em solos moles: análise de dados de aterros experimentais instrumentados

Considerando o crescimento urbano brasileiro principalmente junto ao litoral, em virtude da expansão das atividades econômicas em cidades localizadas em regiões costeiras, e o fato de o solo ser argiloso em toda a costa, o trabalho objetiva analisar e verificar o comportamento de aterros experimentais construídos sobre solos moles. Diante da complexidade na previsão do comportamento de aterros sobre solos moles, a ênfase do trabalho é a verificação da relação entre a velocidade de cisalhamento de taludes com a resistência não drenada do solo, partindo de dados de trabalhos anteriores com aterros experimentais instrumentados.

O trabalho é apresentado em 6 capítulos. Assim, após esta Introdução, o próximo capítulo, descreve o objetivo do trabalho e identifica a questão de pesquisa, as delimitações e o delineamento do trabalho. No capítulo 3, são abordados os métodos de pesquisa, destacando-se os procedimentos utilizados para a determinação da resistência não drenada e dos deslocamentos ocorridos durante as diferentes fases de construção.

No capítulo 4, são descritas as características geotécnicas, a localização, a instrumentação utilizada e os motivos de construção dos diferentes aterros estudados. São apresentados também os dados referentes aos deslocamentos e as etapas de construção dos aterros Terminal Portuário de Sergipe, o da Via Sul, em Santa Catarina e o de Sarapuí localizado no Rio de Janeiro.

No capítulo 5, são apresentados os métodos utilizados para a obtenção da velocidade de ruptura a partir do deslocamento. São detalhadas as três maneiras utilizadas para verificar a velocidade de ruptura. E finalmente, no capítulo 6, são apresentadas as considerações finais.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: através de resultados já obtidos em aterros experimentais construídos sobre solos moles, qual o efeito da variação da velocidade de ruptura dos aterros na resistência não drenada mobilizada nos solos moles?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo Principal**

O objetivo principal do trabalho é a determinação dos efeitos da variação da velocidade de ruptura dos aterros na resistência não drenada mobilizada no solo, com base na análise dos dados já obtidos em aterros experimentais.

#### **2.2.2 Objetivos Secundários**

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) a definição de velocidades características de ruptura dos aterros sobre solos moles;
- b) a verificação dos efeitos viscosos e/ou de drenagem parcial na resistência ao cisalhamento mobilizada na ruptura de aterros;
- c) a verificação das variações nos fatores de segurança em decorrência da desconsideração de efeitos de viscosidade.

## 2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto a validade dos dados de aterros experimentais construídos sobre solos moles, obtidos através dos trabalhos de Brugger (1996), Oliveira (2006) e Ortigão (1980) considerando que representam fielmente os resultados.

## 2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que é importante a compreensão do comportamento de solos moles quando submetidos a diferentes velocidades de cisalhamento e os impactos destes efeitos na resistência não drenada.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se na análise de dados obtidos em aterros experimentais instrumentados, construídos sobre solos moles e levados à ruptura, em trabalhos acadêmicos já finalizados.

## 2.6 LIMITAÇÕES

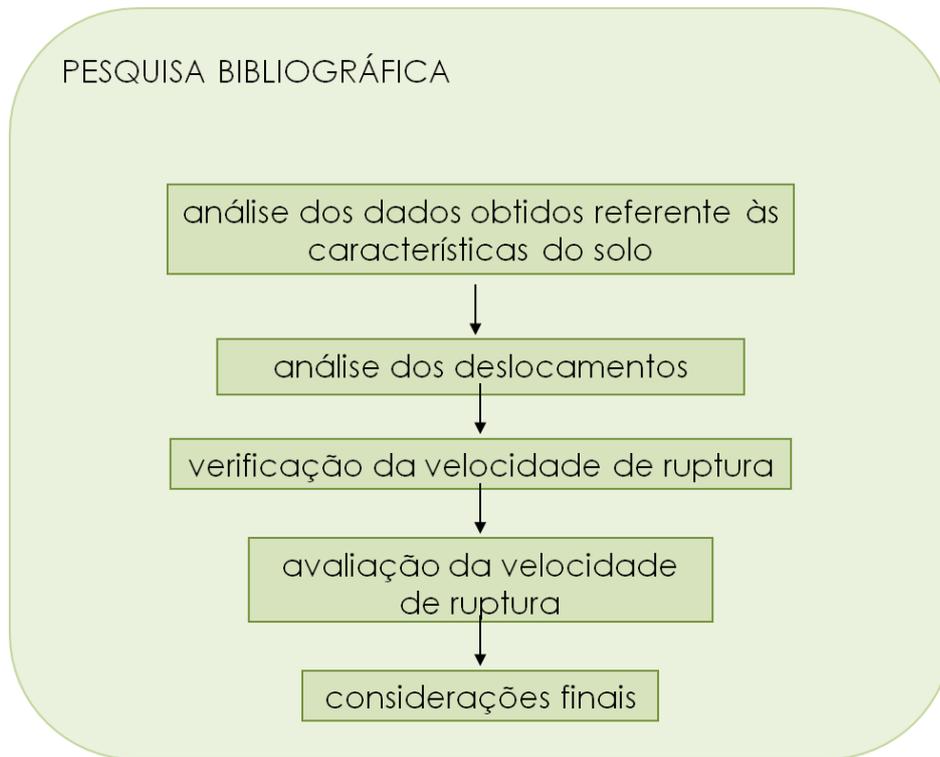
São limitações do estudo os dados dos aterros experimentais obtidos através dos trabalhos de Brugger (1996), Oliveira (2006) e Ortigão (1980), escolhidos por refletirem condições geotécnicas características da costa brasileira.

## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) análise dos dados obtidos referente às características do solo;
- c) análise dos deslocamentos;
- d) verificação da velocidade de ruptura;
- e) avaliação da velocidade de ruptura;
- f) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pela autora)

A **pesquisa bibliográfica** foi realizada durante toda a execução do trabalho, com consultas a livros, trabalhos acadêmicos e demais materiais para a coleta de dados e entendimento do assunto. Por ser a base para a realização deste projeto, ela estava presente em todas as fases do trabalho.

Posteriormente, foi feita a **análise dos dados obtidos referentes às características do solo** para verificar se estas atendem às especificações determinadas para este trabalho. As propriedades da camada de solo mole, ou argiloso, para a construção dos aterros, devem ser homogêneas em sua profundidade, sem ou com pequenas lentes de areia.

Após a análise dos dados do solo, foi feita a **análise dos deslocamentos** ocorridos em determinados períodos de tempo. Os deslocamentos foram determinadas analisando o monitoramento de inclinômetros e marcos superficiais durante a elevação dos aterros em diferentes níveis de carregamentos. Com base a estes valores, foi possível **verificar a velocidade de ruptura** do aterro.

Em seguida, foi feita a **avaliação da velocidade de ruptura** através de três métodos diferentes. O primeiro verificando os valores de velocidade em mm/dia em relação a porcentagem de aterro concluído, o segundo através normalização dos valores e o terceiro através da comparação da velocidade de ruptura com a máxima verificada.

A partir destes valores, foram feitas comparações da velocidade normalizada com a velocidade dos Ensaios de Palheta e Piezocone, e também, foram relacionadas quanto ao grau de drenagem e variação de poropressão. Na última etapa, com o conjunto de dados já identificados, foram feitas as **considerações finais**.

### 3 MÉTODO DE PESQUISA

Os aterros considerados no presente trabalho, estudados por Brugger (1996), Oliveira (2006) e Ortigão (1980), foram instrumentados, ou seja, diversos equipamentos foram instalados para medir variações em diferentes fatores geométricos e geotécnicos durante a construção dos aterros, entre os quais se destacam a poropressão, os deslocamentos horizontais e verticais. Desta forma, neste capítulo são apresentados o conceito e os métodos de medição da resistência não drenada, assim como uma breve descrição dos instrumentos empregados nas obras para a verificação do comportamento do solo.

#### 3.1 MEDIDAS DE POROPRESSÃO

Nos solos argilosos, em que há geração de poropressão devido às características dos grãos, pode-se determinar a resistência não drenada do solo. A resistência não-drenada, empregada como parâmetro de previsão de comportamento de obras de curto prazo, não é uma propriedade do solo e sim um comportamento do solo. Conforme as rupturas vão ocorrendo com diferentes velocidades de cisalhamento, verificam-se variações no valor da resistência não drenada, até o momento que ela estabiliza, ou seja, quando atinge um valor máximo para o solo (BRUGGER, 1996, p. 46).

Martins (1992, p. 74) ressalta que a resistência não drenada é soma de duas parcelas: atrito entre os grãos e viscosidade. A parcela de viscosidade, dependente da velocidade de deformação do solo, é mobilizada imediatamente após o carregamento e permanece constante. Já a parcela por atrito, que é função do ângulo de atrito entre os grãos e da tensão normal efetiva, é mobilizada conforme as deformações no solo, até atingir seu valor limite. Martins (1992, p. 162) afirma que “Com o aumento das deformações, as tensões cisalhantes suportadas pela parcela de viscosidade são gradativamente transferidas para o atrito entre grãos, diminuindo a velocidade de deformação.”.

A resistência não drenada pode ser medida por diversos ensaios, o mais usual é o ensaio de Palheta ou *Vane Test*. É um ensaio feito no local (*in situ*) para se obter o mínimo possível de perturbações na amostragem. De acordo com a NBR 10905, o ensaio é realizado com a

---

Efeitos da velocidade de ruptura de aterros na resistência não drenada mobilizada em solos moles: análise de dados de aterros experimentais instrumentados

inserção de uma palheta formada por quatro pás em forma de cruz, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm conforme figura 2. Aplica-se uma rotação igual a  $(6\pm 0,6)^\circ/\text{min}$  que seja capaz de cisalhar o solo e, a partir do valor máximo do torque necessário para aplicar esta rotação, será determinada a resistência não drenada para o solo, utilizando a fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 3):

(fórmula 1)

Onde:

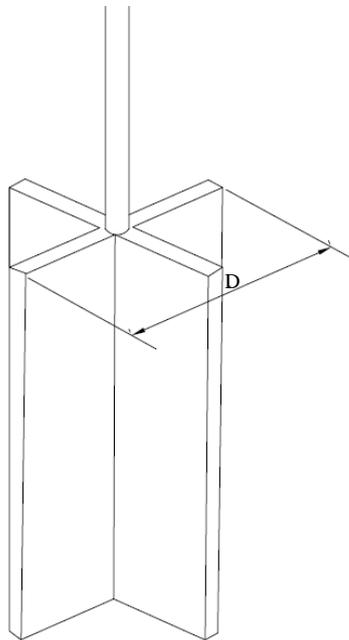
$S_u$  = resistência não drenada, em kPa;

$T$  = torque máximo medido, em kNm;

$\pi = 3,1416$ ;

$D$  = diâmetro da palheta, igual a 0,065m.

Figura 2 – Instrumento utilizado no Ensaio de Palheta



(fonte: baseado em SCHNAID; ODEBRECHT, 2012)

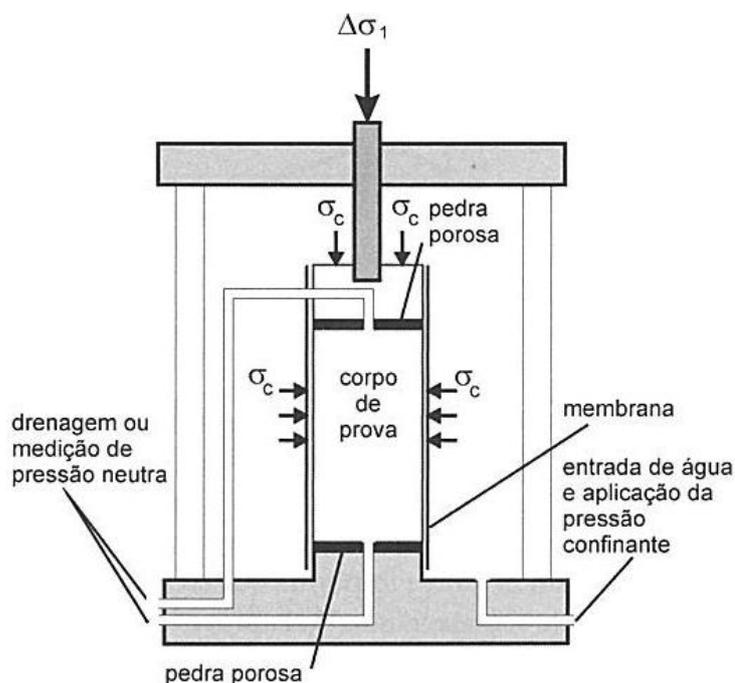
Outro ensaio frequentemente usado é o ensaio triaxial não adensado e não drenado (UU), que é realizado em laboratório com a compressão de uma amostra cilíndrica em que se variam as tensões radial e axial. O corpo de prova é revestido com uma membrana de borracha e

colocado dentro de uma câmara de ensaio, a qual será preenchida com água para então se aplicar uma pressão, chamada de pressão confinante (PINTO, 2006, p. 266).

A pressão confinante é mantida constante enquanto se aumenta o valor da tensão axial, através da aplicação de força no pistão que penetra na câmara, sem que ocorra drenagem, conforme ilustra a figura 3. O teor de umidade permanece constante e não há variação de volume se o corpo de prova estiver saturado. A carga aplicada, para a verificação da resistência do corpo de prova, será medida por meio de um anel dinamométrico externo ou por uma célula de carga intercalada no pistão (PINTO, 2006, p. 268).

O ensaio triaxial também pode ser realizado da forma adensada e drenada (CD), para que ocorra a drenagem, pedras porosas são instaladas na base e no topo do corpo de prova. Com a drenagem permitida, haverá variação no volume da amostra durante o ensaio, a qual poderá ser determinada pela medida do volume de água que sai ou entra no corpo de prova (PINTO, 2006, p. 269).

Figura 3 – Esquema da câmara do ensaio triaxial

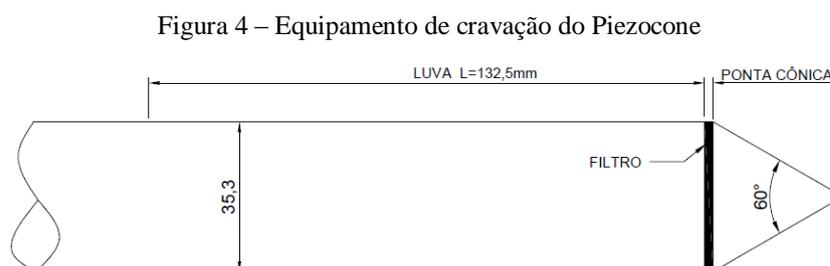


(fonte: PINTO, 2006, p. 266)

O ensaio de piezocone, ou CPTU (*piezocone penetration test*), normalizado pela NBR 12069, consiste na cravação no solo de uma ponteira cônica com velocidade constante de 20 mm/s.

Durante a cravação é possível medir, entre diversos dados, a resistência de ponta, de atrito lateral local e as pressões neutras geradas durante o processo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991). Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), estes resultados podem ser utilizados para estimar valores para a resistência não drenada ( $S_u$ ) e, a partir da interpretação de ensaios de dissipação de excessos de poropressão, é possível determinar o coeficiente de adensamento ( $C_v$ ).

Para a execução do ensaio é necessário um equipamento de cravação, formado por uma estrutura de reação e sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. A ponteira cônica para cravação no solo é formada por um cone com diâmetro variável de 35,3 a 36 mm, uma luva de comprimento entre 132,5 a 135 mm, e um filtro, conforme figura 4. A transmissão dos dados pode ser feita por sistemas automáticos formados por cabos elétricos, *wireless* (sem cabo) ou por sistemas em que os dados são armazenados na própria ponteira (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012, p. 63, 68, 101).



(fonte: elaborado pela autora)

Os piezômetros são equipamentos que permitem determinar a poropressão. São formados por uma ponta porosa, revestidos com manta ou geossintético permeável e são instalados no solo através de uma perfuração, na qual se executa um bulbo de areia, permitindo que a água flua para o interior do instrumento. Um tubo plástico, com diâmetro de 12 ou 25 mm, é instalado entre a ponta porosa e a superfície, com a finalidade de medir o nível de água. A poropressão é determinada a partir da diferença de cotas entre o nível de água medido e a ponta porosa, em metros de coluna d'água (mca) (ORTIGÃO, 2007, p. 63).

### 3.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS

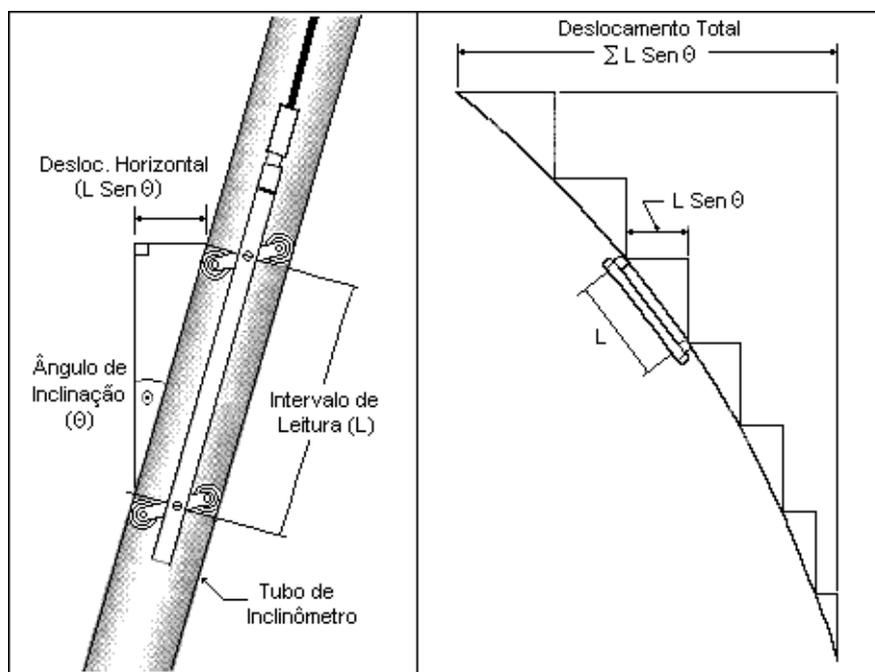
Para a determinação dos deslocamentos horizontais e verticais são utilizados instrumentos como placas de recalques, marcos superficiais, inclinômetros, extensômetros e outros. As

placas de recalques superficiais medem deslocamentos verticais através do nivelamento da extremidade da haste em relação a um ponto fixo (ORTIGÃO, 1980, p. 235). Conforme o mesmo autor, “Consistem simplesmente em uma placa de aço ligada a uma haste que se estende verticalmente através do aterro e é revestida por um tubo.”.

Marcos superficiais são marcações feitas na superfície com as quais é possível medir deslocamentos verticais e horizontais. Os deslocamentos são medidos em relação a um plano vertical de referência definido fora da zona de influência do aterro (ORTIGÃO, 1980, p. 244). O autor ressalta que “Devido à facilidade de execução e simplicidade nas medições, [os marcos superficiais] tem sido empregados em barragens, encostas, etc.”.

Os inclinômetros são formados por uma haste cilíndrica, equipada com um sensor de inclinação que possui duas ou quatro rodas na lateral que permitem ao sensor acompanhar a direção do tubo, conforme figura 5. As inclinações do tubo são determinadas para intervalos constantes de tempo e, a partir do ângulo de inclinação, é calculado o deslocamento de cada segmento de tubo (ORTIGÃO, 1980).

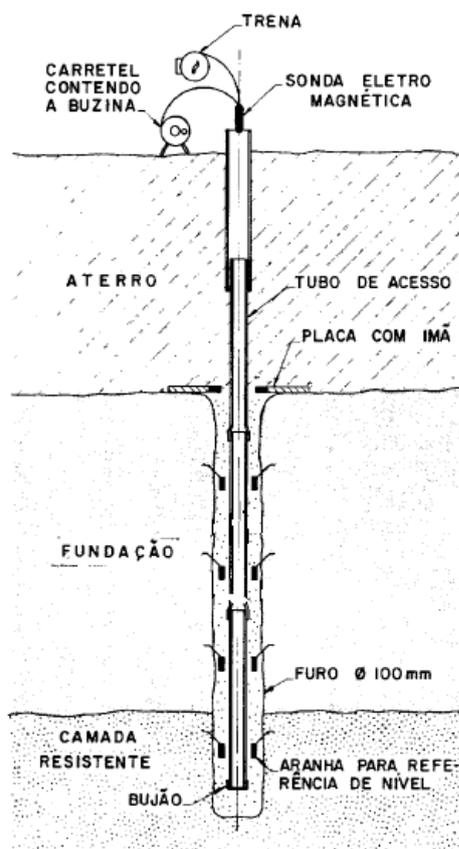
Figura 5 – Inclinômetro



(fonte: UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA, 2013)

Os extensômetros são equipamentos também utilizados para medidas de deslocamento, eles permitem a observação ao longo de um mesmo tubo vertical para diferentes profundidades das camadas de argila. Este instrumento é formado por alvos magnéticos (ímãs) de formato circular, um tubo de acesso e um sensor magnético, conforme figura 6. Para a instalação, inicialmente executa-se um furo de sondagem para a instalação do tubo de acesso, e neste tubo serão instalados os alvos magnéticos com espaçamento constante. A leitura dos deslocamentos é feita introduzindo uma haste no tubo que vai conduzir o sensor magnético entre as camadas. Cada vez que se aproximar do ímã, o sensor emite um sinal sonoro para identificar sua posição. Os deslocamentos medidos em cada ímã correspondem aos deslocamentos medidos ocorridos no solo (OLIVEIRA, 2006, p. 451).

Figura 6 – Extensômetro



(fonte: adaptado de ORTIGÃO, 1980)

### 3.3 ESFORÇOS

A célula de carga é um transdutor que converte força mecânica em pulsos elétricos. Ela é composta por um suporte flexível isolante onde é colada uma folha metálica e nela são

inseridos os *Strain Gauges*, dispositivos que variam sua resistência elétrica conforme a variação de deformação no dispositivo. A partir da pressão aplicada no dispositivo, é possível medir a deformação através do pulso elétrico que o *Strain Gauge* emite (NATIONAL INSTRUMENTS, 2012).

## 4 ATERROS ESTUDADOS

Para a execução deste trabalho foram analisados os dados de três aterros experimentais em diferentes localidades, porém com a característica em comum de serem construídos sobre solos moles. Os aterros estudados são: Terminal Portuário de Sergipe, aterro da Via Sul em Santa Catarina e aterro de Sarapuí no Rio de Janeiro.

### 4.1 TERMINAL PORTUÁRIO DE SERGIPE

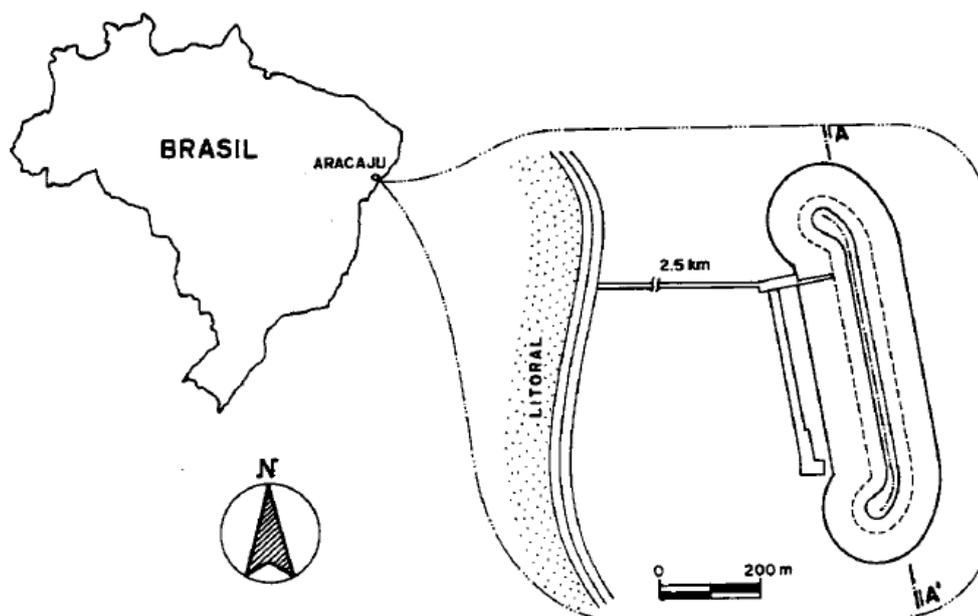
Neste capítulo, será apresentada a localização, as características geotécnicas, a instrumentação e a forma de execução do Terminal Portuário de Sergipe. Devido à presença de uma camada de argila mole, a obra teve de ser realizada em etapas e com constante monitoramento das condições geotécnicas da região.

#### 4.1.1 Localização e características da obra

O Terminal Portuário de Sergipe, localizado a cerca de 30 km de Aracajú, foi implantado em uma faixa litorânea com pequena lâmina d'água e foi construído para permitir a entrada de navios de grande porte. O terminal consiste de uma ponte de acesso e um cais de atracamento afastado 2,5 km da costa. Na figura 7 verifica-se a localização do Terminal Portuário de Sergipe e um *layout* do cais de atracamento (BRUGGER, 1996, p. 21, 89).

Para evitar a ação das ondas no cais, foi necessária a construção de uma proteção, a qual foi feita com um quebra-mar de enrocamento, conforme Brugger (1996, p. 89), “[...] com cerca de [200 m de largura,] 800 m de comprimento e 15,25 m de altura, sendo 10 m submersos e 5,25 m acima do nível d'água.” em uma área de aproximadamente 160.000 m<sup>2</sup> (BRUGGER, 1996, p. 21).

Figura 7 – Localização e layout do Terminal Portuário



(fonte: BRUGGER, 1996, p. 22)

#### 4.1.2 Características geotécnicas

O subsolo em toda sua extensão, 800 m de comprimento, é homogêneo e apresenta o perfil geológico bem definido em camadas. Conforme Brugger (1996, p. 23):

O subsolo [da região onde foi feita a construção do quebra-mar] é constituído basicamente por uma camada de areia medianamente compacta com espessura média de  $4\pm 0,5$  m assente sobre uma camada de argila mole com espessura média de  $7\pm 0,2$  m. Além da camada de argila ocorrem camadas alternadas de areias argilosas compactas e argilas arenosas duras.

A camada de argila, conforme o autor, é homogênea e praticamente sem lentes de areia, tem peso específico submerso de  $5,8 \text{ kN/m}^3$ , para os primeiros cinco metros da camada, variando até  $6,0 \text{ kN/m}^3$  para os dois últimos metros. Segundo Brugger (1996, p. 25):

O grau de saturação (S) na grande maioria das amostras é superior a 95%. A umidade natural (W) é de 60% a 70% nos primeiros 5,0 m da camada, decrescendo para 40% nos 2,0 últimos metros [...]. De um modo geral a umidade se encontra próxima ao limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP) é de 30% a 40% [...].

Para o Terminal Portuário de Sergipe foram encontrados valores constantes para a resistência não drenada nos primeiros dois metros da camada iguais a  $15\pm 5 \text{ kPa}$  e aumentando com a profundidade. Na cota de  $-21,0 \text{ m}$  atingiu-se um valor de até  $25\pm 5 \text{ kPa}$ . O autor opta por

adotar o valor do coeficiente de permeabilidade ( $k_v$ ) por ser um parâmetro do solo, ao invés do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ). Os valores encontrados para  $k_v$  são decrescentes, variando de  $2 \times 10^{-9}$  m/s para a cota 15,0 m até  $0,5 \times 10^{-9}$  m/s para a cota -21,0 m (BRUGGER, 1996, p. 33, 53). Porém, o  $C_v$  pode ser obtido, conforme PINTO (2006), através da fórmula 2, com valores adotados da tabela 1, e resultando igual à  $1,25 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s.

(fórmula 2)

Onde:

$C_v$  = coeficiente de adensamento;

$K_v$  = coeficiente de permeabilidade, em m/s;

$e$  = índice de vazios;

$a_v$  = coeficiente de compressibilidade, determinado através da fórmula 3;

$\gamma_w$  = peso específico da água, em kN/m<sup>3</sup>.

(fórmula 3)

Onde:

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

$\Delta s'$  = variação da tensão vertical de sobre-adensamento.

Tabela 1 – Valores adotados para as variáveis

$K_v$	$1 \cdot 10^{-9}$ m/s
$e$	1,85
$a_v$	$2,271 \cdot 10^{-2}$
$\Delta e$	1,34
$\Delta s'$	59 kPa
$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>

(fonte: baseado em BRUGGER, 1996, p. 91)

A camada da argila, que está localizada a 10 m abaixo do nível do mar, está submetida a poropressões da ordem de 140 a 210 kPa. Na camada de areia abaixo da de argila, verificou-se que o estado de tensões sofre grande influência do artesianismo, ou seja, existe um fluxo ascendente de água na camada de argila que reduz as tensões efetivas *in situ*. Este artesianismo é consequência dos aquíferos de água doce subterrâneos presentes na região que, devido às pressões artesianas que exercem sobre a camada de argila, provocam a percolação da água doce no sentido ascendente gerando poropressões superiores a 28 kPa em relação às poropressões hidrostáticas (BRUGGER, 1996, p. 23, 25, 27).

### 4.1.3 Instrumentação

Para a verificação do comportamento do solo argiloso durante a construção do Terminal Portuário de Sergipe, foram utilizados, conforme Brugger (1996, p. 100), placas de recalque situadas no eixo do aterro, marcos superficiais instalados no eixo e nas laterais da crista, um inclinômetro e piezômetros instalados em diversos locais e cotas do aterro. As observações de poropressão foram feitas em várias profundidades de uma vertical situada no pé do aterro, e conforme Brugger, as regiões próximas as fronteiras drenantes são onde as dissipações dos excessos de poropressão ocorrem de maneira mais rápida (BRUGGER, 1996, p. 156).

As leituras nos instrumentos de medição, utilizados para o Terminal Portuário de Sergipe, foram feitas conforme os carregamentos, em intervalos de tempo variáveis e, nas etapas consideradas críticas realizaram-se leituras em intervalos de tempo menores. Os carregamentos foram divididos em seis etapas, com início no dia 15/01/1989 e término em 31/12/1999, totalizando aproximadamente 4000 dias. Todos os resultados de instrumentação apresentados pelo autor foram obtidos a partir dos dados obtidos por Geoprojetos<sup>1</sup> (BRUGGER, 1996, p. 99).

---

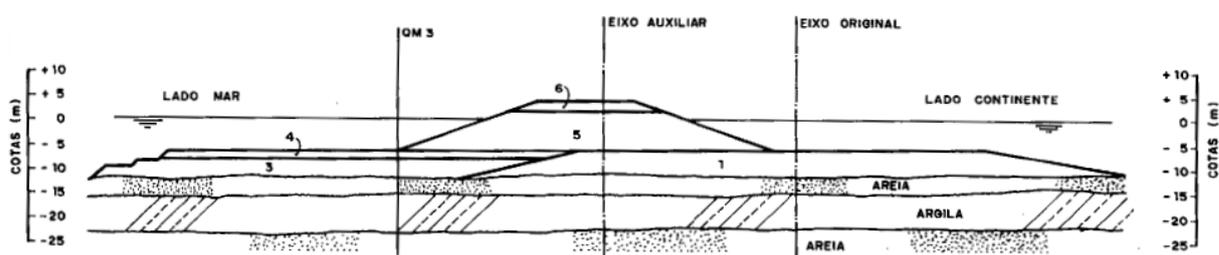
<sup>1</sup> GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Relatório de avaliação global da instrumentação do quebra-mar.** 1991. Relatório R-060991-137-34 – Terminal Portuário de Sergipe.

#### 4.1.4 Execução do aterro

Através do programa CRISP (*Critical State Program*), baseado no Método dos Elementos Finitos, foi realizada uma simulação numérica para a execução do Terminal Portuário de Sergipe. Esta simulação foi realizada após a obra construída e com conhecimento prévio dos resultados da instrumentação (BRUGGER, 1996, p. 77).

Devido à presença da camada de argila mole na fundação, a execução do aterro foi realizada em etapas, conforme ilustra a figura 8. A primeira etapa previa a construção de uma berma submersa, a segunda previa um tempo de espera de seis meses e logo após, a construção do aterro até a cota +6,0 m. Porém o projeto foi alterado devido a uma ruptura que ocorreu no início da segunda etapa. Com a alteração, o aterro foi construído em dois momentos: primeiramente até a cota +3,0 m e após até a cota +5,25 m. O fator de segurança de projeto da obra era aproximadamente 1,3 (BRUGGER, 1996, p. 89).

Figura 8 – Seção transversal do quebra mar com identificação das etapas de carregamento



(fonte: BRUGGER, 1996, p. 91)

O autor apresenta a sequência construtiva para a estaca 3, que não sofreu rupturas e é onde está instalada a estação de instrumentação QM3, junto ao pé do núcleo do quebra-mar. A seção do aterro, onde está localizada esta estaca, foi assumida como padrão para as demais por apresentar características muito similares as outras, exceto as seções onde estão as estacas 5 e 8 que foram onde ocorreu ruptura (BRUGGER, 1996, p. 100).

O autor descreve que a primeira etapa teve início em janeiro de 1989 e as etapas 3 e 4 em abril de 1990 e janeiro de 1991 respectivamente. A etapa 2 só ocorreu nas estacas 5 e 8 que foram as que sofreram ruptura. Conforme Brugger (1996, p. 92), “Esta sequência construtiva resulta em processos de adensamento e ganho de resistência diferentes para o lado do mar e da terra [...]”.

As etapas 5 e 6, por serem bastante complexas, foram divididas em dez subetapas, ao longo de aproximadamente 200 dias. Elas compreendiam aos lançamentos do núcleo do aterro, que teve a maior parte do carregamento lançada nos primeiros 45 dias (BRUGGER, 1996, p. 97).

A partir dos carregamentos das etapas 5 e 6, foram monitorados os deslocamentos através de leituras feitas no inclinômetro instalado na estação QM3 e da placa de recalque SD3, no início da etapa 5. Os deslocamentos foram verificados, conforme Brugger (1996, p. 125), entre os meses de abril de 1991 e dezembro de 1992, nos seguintes eventos:

- “a) dia 256 – Final da etapa 5 na simulação;
- b) dia 355 – 99 dias após o final da etapa 5 [período de adensamento];
- c) dia 459 – 203 dias após o final da etapa 5 [período de adensamento];
- d) dia 609 – Início da etapa 6 na simulação, 353 dias após o final da etapa 5;
- e) dia 693 – Final da etapa 6 na simulação;
- f) dia 797 – 104 dias após o final da etapa 6, [período de adensamento].”

Conforme Brugger (1996), no final da etapa 5, o aterro atingiu altura de 3,00 m e no final da etapa 6, 5,65 m, ou seja, no final da etapa 5 o aterro tinha cerca de 53 % da sua altura final. Os deslocamentos horizontais foram determinados conforme as etapas acima mencionadas, e para melhor visualização dos dados de velocidade de ruptura no Apêndice A, foram adotados acréscimos de 5% para os períodos de adensamento da etapa 5 (dias 355 e 459), respectivamente 58% e 63%.

No apêndice A estão apresentadas as velocidades de ruptura relacionadas com a profundidade do subsolo. Conforme Brugger (1996), os primeiros quatro metros correspondem a uma camada de areia (profundidades de 11 a 15 metros) e os últimos sete metros a argila (profundidades de 15 a 22 metros).

Durante a construção do aterro, através de medidas feitas em piezômetros foi possível determinar a variação de poropressão para as diversas etapas de construção. No dia 256 (final da etapa 5) foram verificadas poropressões variando de 19 a 65 kPa, para o dia 355 estavam variando de 8 a 60 kPa, para o dia 459 variavam de 7 a 55 kPa e para as seguintes etapas variavam aproximadamente de maneira semelhante. Os valores de poropressão foram determinados apenas para a camada de argila, com os máximos encontrados na profundidade

de 20 m e os mínimos na de 17 m, mas em geral são da mesma ordem de grandeza (BRUGGER, 1996, p. 133).

## 4.2 ATERRO VIA SUL

Neste item, é apresentada a localização dos aterros experimentais construídos para a implantação de uma via de trânsito rápido, denominada Via Expressa Sul. Para esta obra que foi realizada em duas etapas, a primeira em 1996 e a segunda em 2001, serão apresentadas as características geotécnicas da região, a localização, os instrumentos utilizados para cada projeto e as etapas de execução dos aterros.

### 4.2.1 Localização e características da obra

O projeto desenvolvido para fazer a ligação do centro da capital Florianópolis à parte sul da Ilha de Santa Catarina, envolveu a construção de um túnel duplo de 700 m e de um aterro de 1.200.000 m<sup>2</sup> sobre as águas da Baía Sul. A obra, denominada Via Expressa Sul, teve seu projeto elaborado em 1979, porém foi realizada somente em 1996 com pouco mais de seis meses de duração (OLIVEIRA, 2006, p. 13-14).

A construção dos aterros se deu no interior da Baía Sul da Ilha de Santa Catarina, mais precisamente junto à Costeira Pirajubaé e próximo à Foz do Rio Tavares, no município de Florianópolis. O local era um depósito de argila mole extenso, favorecido por ter maior largura da Planície Costeira do que em outros estados (OLIVEIRA, 2006, p. 10).

Em 1999, foi elaborada uma revisão do projeto para contemplar os detalhes não incluídos no projeto original. Conforme Oliveira (2006, p. 14), “Incluía-se aí as soluções geotécnicas para a escavação dos canais de drenagem que cortariam o aterro hidráulico e atingiriam, em alguns trechos, a camada mole subjacente, bem como para os bueiros sob as pistas da Via Expressa.”.

Esta revisão, que também incluía um novo projeto para a ligação do limite sul do aterro, cuja construção havia sido interrompida em meio a Baía Sul, em 1996, resultou na construção de três aterros experimentais (AE1, AE2 e AE3), em verdadeira grandeza. Foram construídos próximos ao local final da obra, conforme ilustra a figura 9, com a finalidade de proporcionar maior representatividade e menores deslocamentos, já que os materiais retirados do aterro

seriam utilizados na obra final. Também, este foi o procedimento para se obter as menores espessuras possíveis da camada de areia, para se aproximar da situação mais crítica, ou seja, da construção sobre argila mole (OLIVEIRA, 2006, p. 17-18).

Figura 9 – Localização dos aterros experimentais Via Sul



(fonte: OLIVEIRA, 2006, p. 20)

Estes aterros foram levados à ruptura e tinham o objetivo de coletar informações geotécnicas do local e de analisar o desempenho de obras construídas sobre solos moles, visando reduzir riscos de ruptura e acelerar a fase construtiva (OLIVEIRA, 2006, p. 14, 16).

#### 4.2.2 Características geotécnicas

O depósito de argila mole, onde foi construído em 1979 o aterro hidráulico, era composto por sedimentos silto-argilosos inconsolidados com presença de matéria orgânica e sem camada superficial de areia. Campanhas de sondagens prévias à construção do aterro identificaram que a espessura da camada de argila mole variava de cinco a seis metros, aumentando progressivamente até 22,0 m em direção à foz do rio Tavares (OLIVEIRA, 2006, p. 11-12). Devido à baixa resistência da argila, houve uma ruptura durante a execução do aterro hidráulico, como se verifica na figura 10.

Figura 10 – Ruptura durante a execução do aterro hidráulico



(fonte: OLIVEIRA, 2006, p. 16)

Conforme o autor, os aterros experimentais, fruto da revisão do projeto original, realizada em 1999, localizavam-se próximo ao limite do aterro hidráulico e foram previstos para serem construídos lado a lado. Assim foi possível obter uma área com a mesma declividade do terreno natural e pequenas camadas de areia.

Após a definição do local dos aterros, foram realizadas sondagens para a determinação das espessuras das camadas de areia superficial e de argila mole. Os resultados obtidos foram semelhantes aos de 1976, quando se constatou a baixa resistência e a elevada compressibilidade da argila ali presente (OLIVEIRA, 2006, p. 15).

Em 2000, iniciaram-se as obras de escavação, necessárias às obras de drenagem na área dos aterros, quando se verificaram condições severas de instabilidade das fundações. Em 2001, com os resultados dos ensaios geotécnicos, iniciou-se a execução dos três aterros experimentais instrumentados (OLIVEIRA, 2006, p. 16).

Os aterros possuíam características diferentes: o aterro denominado AE1 foi projetado com drenos verticais e com reforços sintéticos, os quais têm a função de estabilizar o aterro no curto prazo, ou seja, antes do adensamento da fundação e de reduzir os recalques após a construção. O aterro AE2 possuía apenas reforços sintéticos e o aterro AE3 era do tipo convencional, sem drenos e sem reforços. Estas diferenças tinham a finalidade de verificar a influência de drenos e reforços na construção de aterros (OLIVEIRA, 2006, p. 2, 17).

O local da construção dos aterros visava à equivalência de parâmetros geotécnicos, conforme citado anteriormente, porém esse teve de ser alterado devido à presença de lentes de areia na superfície. Conforme Oliveira (2006, p. 18), mesmo com a utilização de mais de vinte verticais de ensaio de Piezocone e mais de quarenta furos de sondagens à percussão espalhadas pelo aterro, estes não foram suficientes para detectar uma camada de areia natural sob a área a ser construída. Esta lente de areia obrigou o deslocamento de dois aterros em direção ao sul (AE1 e AE2), e por falta de espaço o terceiro aterro (AE3) foi deslocado em direção ao norte.

Devido ao início do projeto ter ocorrido em 1979 e depois, em 1999 quando houve uma revisão do mesmo, duas campanhas geotécnicas foram executadas. A primeira campanha teve a finalidade de conhecer as características do solo e prever seu comportamento. A segunda campanha teve um enfoque maior nas áreas de maior instabilidade, como descrito a seguir.

#### 4.2.2.1 Dados geotécnicos do projeto de 1979

A obtenção das características do solo para a construção do aterro hidráulico, projetado em 1979, foram obtidas através de ensaios de campo e de laboratório. Conforme Oliveira (2006,

p. 22), “As verticais de ensaios e amostragens foram localizadas em áreas virgens, isto é, diretamente sobre a superfície da camada de argila mole, no fundo da baía ou em regiões de manguezal, uma vez que a variação diária da maré expunha temporariamente esta superfície.”.

Os estudos da argila mole foram realizados com o auxílio de amostradores de parede fina, que caracterizam a argila metro a metro, ensaios de Palheta (de campo) e por sondagens com retirada de amostras (OLIVEIRA, 2006, p. 22). A partir destes ensaios foi possível verificar, conforme o autor, que a resistência não drenada apresenta características praticamente similares ao longo do depósito, variando apenas próximo ao limite inferior em que havia também variação na espessura da camada mole. Oliveira (2006, p. 25) evidencia ainda que “[...] não há camada de areia na superfície do depósito, apenas a presença esparsa de delgadas lentes de areia próximas à superfície.”.

Dados coletados pelo autor indicam que a argila é orgânica siltosa de cor cinza, com média de 130% para o limite de liquidez, o índice de plasticidade variando entre 80 e 100% e umidade natural com valor máximo de 175%, e média de 120%. O peso específico natural da argila variava de 13,2 a 14,2 kN/m<sup>3</sup>, a resistência não drenada obtida pelo ensaio UU (triaxial) apresentou valores de 4 a 16 kN/m<sup>2</sup> para profundidades de 2 e 16 m respectivamente e para o ensaio de Palheta, ela variava de 4 a 8 kN/m<sup>2</sup> para os primeiros cinco metros e crescia com a profundidade. A camada de argila apresentava valores variáveis de 1 à 5x10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s para o coeficiente de adensamento, e para o presente trabalho o valor adotado foi 1x10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s (OLIVEIRA, 2006, p. 23, 31).

Utilizaram-se técnicas construtivas de aterros hidráulicos devido as grandes dimensões do aterro e a presença de jazida de material arenoso fino localizado no fundo da Baía Sul. Estas técnicas reduzem e tornam homogêneas as tensões provocadas sobre as fundações durante a fase construtiva e são, portanto, de grande vantagem para a construção de aterros sobre fundações de baixa resistência (OLIVEIRA, 2006, p. 13).

O processo utilizado no projeto de 1979 é considerado pelo autor bem sucedido, devido ao pequeno número de rupturas observadas se comparado ao grande volume produzido, o tempo de construção e a baixa resistência do solo de fundação. Este processo resultou em taludes da ordem 1:80 (vertical:horizontal), ou seja, bastante suaves e com 5,5 a 6,0 m de espessura resultante na área central do aterro e decrescendo suavemente até zero em direção às bordas (OLIVEIRA, 2006, p. 14).

#### 4.2.2.2 Dados geotécnicos do projeto de 1999

O projeto de 1999 enfatizou as características geotécnicas das áreas do depósito mais próximas a foz do Rio Tavares, devido ao conhecimento prévio das características da região obtidas com o projeto de 1979. Este local foi escolhido por apresentar maior probabilidade de problemas em relação à estabilidade e recalques maiores, já que ali se encontram as camadas de argila mole de maiores espessuras (OLIVEIRA, 2006, p. 25).

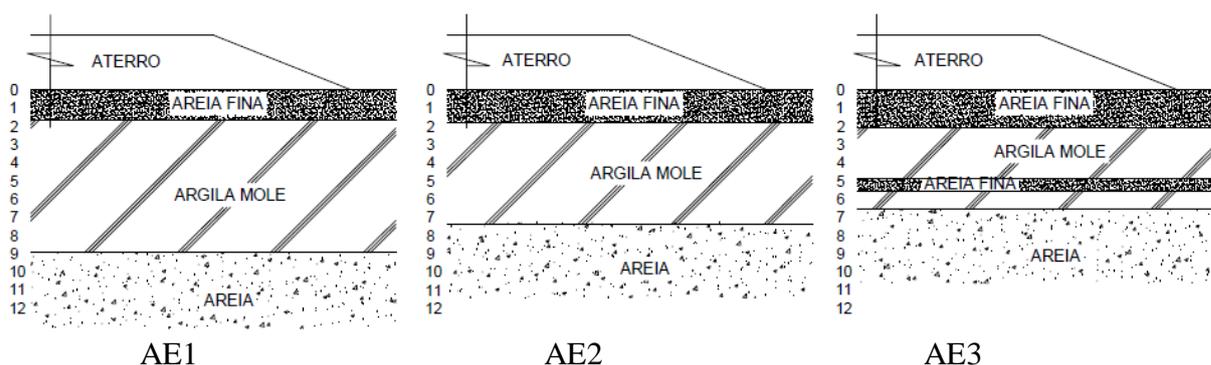
Para a verificação dos dados geotécnicos, foram realizadas campanhas de sondagens, coletas de amostras indeformadas, ensaios triaxiais, de Piezocone, de palheta, entre outros. Mesmo com um grande número de verticais de ensaio, foram analisadas apenas as que, conforme Oliveira (2006, p. 27):

[...] apresentavam camadas de sobrecarga com espessuras próximas daquelas encontradas nos aterros experimentais – Situação de carregamento A, além de verticais em que o depósito se encontrava virgem – Situação de carregamento B, isto é, sem nenhum tipo de carregamento superficial.

Os resultados obtidos nos ensaios foram coerentes com os de 1979, a argila apresentou valores médios para o limite de liquidez (LL) de 135%, índice de plasticidade (IP) variando de 60 a 100% e a umidade natural (W) próxima ou superior a 135% (OLIVEIRA, 2006, p. 28).

Os aterros foram construídos em locais com diferentes espessuras de camada de argila. O local de construção do aterro AE1 apresentava espessura da camada de argila mole de 8,2 m e uma camada de areia superficial de 1,7 m. O aterro AE2, localizado ao lado do aterro AE1, apresentava espessura da camada de argila de 5,6 m e de areia superficial de 1,8 m. O aterro AE3 foi construído em um local que apresentava uma lente de areia de 0,70 m de espessura entre as profundidades 2,8 m e 3,5 m da camada de argila de 4,5 m, além disso, o aterro AE3 apresentava uma camada de 2,1 m de areia superficial, conforme ilustra a figura 11 (OLIVEIRA, 2006, p. 75).

Figura 11 – Seção transversal dos aterros da Via Sul



(fonte: elaborado pela autora)

### 4.2.3 Instrumentação

Para o aterro Via Sul, foram utilizados instrumentos de medida de deslocamentos horizontais e verticais, de esforços e de poropressões. Para medir deslocamentos horizontais foram instalados inclinômetros, capazes de verificar em diferentes profundidades, e marcos superficiais. Para os deslocamentos verticais, foram utilizados extensômetros magnéticos, também atuantes em diferentes profundidades, e placas de recalque para medidas superficiais (OLIVEIRA, 2006, p. 94).

Para medidas de poropressões foram instalados piezômetros elétricos de corda vibrante no interior da camada de argila e piezômetros tipo Casagrande (de tubo aberto) nas camadas arenosas superficiais. Foram também instalados medidores do nível freático de água no subsolo. Células de carga foram empregadas e desenvolvidas especialmente para medir esforços de tração atuante nos esforços destes aterros. Essas células utilizadas em grupos de quatro para cada aterro, com 1,5 m de largura e conectadas a uma faixa de reforço de igual dimensão, foram um instrumento inédito para aquela época. As células eram formadas por quatro circuitos sensores independentes formados por pontes de *Wheatstone* completas (OLIVEIRA, 2006, p. 94, 95).

As células de carga foram projetadas especialmente para instrumentação deste aterro, elas deveriam suportar esforços máximos de 200 kN/m correspondente à resistência dos esforços sintéticos. Esta era uma das características que diferenciava as células do aterro das células normalmente utilizadas em laboratório, além de um eficiente e durável isolamento elétrico, já que as células ficariam totalmente submersas em água salgada, as células deveriam ser

resistentes a ponto de suportar as solicitações impostas por tratores, rolos compactadores e caminhões durante a execução do aterro (OLIVEIRA, 2006, p. 99).

O projeto da instrumentação geotécnica era o mesmo para os três aterros, o único que se diferenciava era o aterro AE3 que não era reforçado, ou seja, não havia necessidade de células de carga. Os instrumentos de medição tinham o objetivo principal de identificar as diferenças de comportamento entre os aterros experimentais com e sem o uso de reforços e drenos, assim como determinar os mecanismos de ruptura, obter os valores de tração mobilizados nos reforços, quantificar os deslocamentos e as deformações (OLIVEIRA, 2006, p. 95-96).

As leituras dos instrumentos foram realizadas por duas equipes, uma responsável pelo acompanhamento topográfico e a outra pelo monitoramento dos instrumentos equipados com sensores. A equipe de acompanhamento realizava leituras diárias das cotas de todos os instrumentos além de fazer o nivelamento das camadas executadas e da marcação das cotas das próximas camadas (OLIVEIRA, 2006, p. 123).

#### **4.2.4 Execução dos aterros**

Após um período de oito meses de tratativas para a aprovação da construção dos aterros, em fevereiro de 2002 iniciaram-se as obras. Após a limpeza do terreno, foram executadas as camadas iniciais de trabalho, que para o AE1, correspondia à camada drenante, que teve início dia 8 e conclusão dia 10 de março de 2002. Para os outros aterros as camadas iniciais correspondiam às de material arenoso para elevação dos aterros, que tiveram início nos dias 6 (AE2) e 10 (AE3) de maio de 2002. Conforme Oliveira (2006, p. 116), “As espessuras médias das camadas iniciais de trabalho, maiores à montante e menores à jusante [visto que a inclinação natural do terreno era neste sentido][...] foram 0,45 m, 0,57 m e 0,52 m para os três aterros experimentais AE1, AE2 e AE3, respectivamente.” (OLIVEIRA, 2006, p. 114, 115).

A instalação dos drenos foi iniciada logo após o término da construção destas camadas e foi finalizada no final do mês de março. A elevação da terraplenagem só aconteceu em outubro de 2002, fazendo com que os aterros permanecessem apenas com as camadas iniciais de trabalho, ou seja, o aterro AE1 teve um intervalo de espera de seis meses e os aterros AE2 e AE3 quatro meses (OLIVEIRA, 2006, p. 116, 117).

Conforme o autor, a produção da equipe era prevista para ser de uma camada de 0,30 m de espessura por dia. A execução das camadas seria alternada entre os aterros, fazendo com que a taxa máxima de elevação dos aterros fosse de 0,30 m a cada 3 dias. Porém, durante a construção esta taxa foi inferior devido a vários aspectos, como rotinas de trabalho, dias de chuva, finais de semana e substituição de funcionários (OLIVEIRA, 2006, p. 119).

A elevação da terraplenagem do aterro AE3, teve início dia 11 de outubro de 2002. No dia 30 de outubro houve a compactação da terceira camada do aterro AE1 e da quarta camada do AE2. Dia primeiro de novembro, quando o aterro AE1 já estava com sua quinta camada construída, houve compactação. De 11 a 16 de novembro houve uma paralisação dos funcionários (OLIVEIRA, 2006, p. 121).

A nona camada do aterro AE2 foi concluída dia 4 de dezembro e a do AE1 no dia 6 de dezembro, dia em que surgiram os primeiros sinais de ruptura. No dia 7, iniciou-se a construção da décima camada do AE2 e foi quando houve o início do trincamento da sua superfície, e no dia 9 estava trincada toda a extensão do aterro. Neste mesmo dia foi executada a décima camada do aterro AE1, e no dia 10, conforme o autor, foram identificadas duas trincas em toda a extensão da superfície do aterro e a impossibilidade de passagem do sensor pelos inclinômetros. Conforme Oliveira (2006, p. 125):

Das observações de campo ficou claro que o estado limite de utilização, ou seja, a abertura de trincas e o início dos grandes deslocamentos, havia sido atingido quando da execução da décima camada para cada um dos aterros, o que ocorreu no dia 07/12 para o AE2 e no dia 10/12 para o aterro AE1.

De acordo com Oliveira, o aterro AE1 apresentava espessura de 1,65 m no primeiro dia após a construção da terceira camada, 2,30 m após a quinta camada e assim sucessivamente, conforme os dados apresentados na tabela 2. Estas espessuras foram utilizadas para determinar a porcentagem de aterro construído, como será descrito no capítulo 5 e com os dados apresentados no Apêndice B (OLIVEIRA, 2006, p. 171, 173, 174).

Tabela 2 – Espessuras das camadas de aterro

ESPESSURAS (m)								
	3ª CAM.	5ª CAM.	7ª CAM.	9ª CAM.	10ª CAM.	11ª CAM.	12ª CAM.	13ª CAM.
AE1	1,65	2,3	3,05	3,75	4,05	-	-	-
AE2	1,5	2,15	2,65	3,4	3,7	-	-	-
AE3	1,9	2,6	3,3	3,9	4,2	4,5	4,8	5,08

(fonte: adaptado de OLIVEIRA, 2006)

No dia 10 de dezembro foi executada a décima terceira camada do aterro AE3 sem apresentar sinais de trincas ou deformações, porém no dia 11 o aterro amanheceu completamente rompido, apresentando um desnível de 0,70 m entre a região escorregada e a de montante. Mesmo apresentando grandes deformações, foram construídas as décimas primeira e segunda camadas dos aterros AE1 e AE2, pois diferente do AE3, estes não apresentavam desnível que impedisse a construção das próximas camadas (OLIVEIRA, 2006, p. 126).

Conforme o autor, ficou evidente a diferença de comportamento entre os aterros reforçados e o convencional durante o carregamento. Os aterros reforçados (AE1 e AE2) estavam íntegros, apesar dos excessivos deslocamentos e não apresentavam desnível, o que permitia o tráfego de equipamentos. O aterro convencional (AE3) apresentava uma separação completa e um desnível de 0,70 m (OLIVEIRA, 2006, p. 127).

### 4.3 ATERRO DE SARAPUÍ

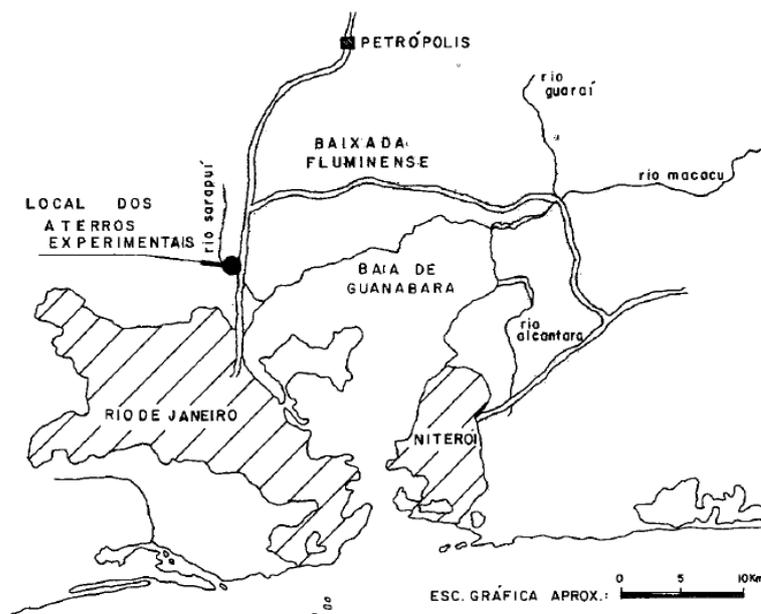
Neste item é apresentada a localização do aterro experimental construído próximo ao rio Sarapuí. Em seguida serão apresentadas suas características geotécnicas, os instrumentos utilizados na obra para a verificação do comportamento da camada de argila e o modo de execução do aterro.

#### 4.3.1 Localização

O aterro foi construído com o objetivo analisar as propriedades geotécnicas da argila e prever o comportamento de construções sobre solos moles. Localiza-se na Baixada Fluminense, região adjacente à Baía de Guanabara e a nordeste da Região Metropolitana da cidade do Rio

de Janeiro, conforme ilustra a figura 12. A Região abrange uma área de 150 km<sup>2</sup> próxima ao rio Sarapuí, onde existem depósitos de argila mole de coloração cinza escuro (ORTIGÃO, 1980, p. 7).

Figura 12 – Localização dos aterros experimentais Sarapuí



(fonte: ORTIGÃO, 1980, p. 11)

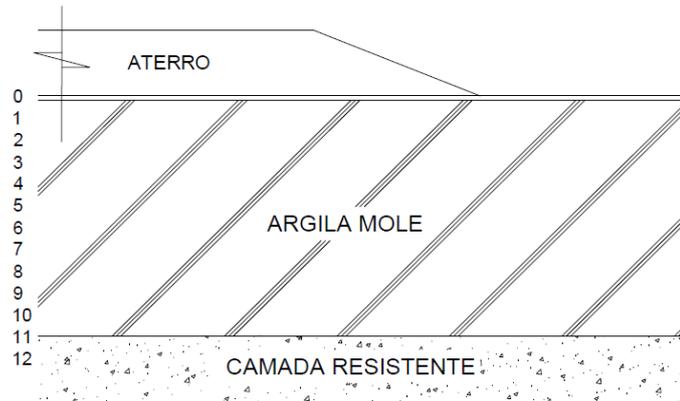
### 4.3.2 Características geotécnicas

O perfil geotécnico do local é composto por uma camada resistente, uma de argila mole e uma última arenosa, como ilustra a figura 13. Conforme Ortigão (1980, p. 16):

Nos primeiros 20 cm de profundidade ocorre uma crosta mais resistente devido à presença de vegetais, raízes e material orgânico decomposto. A camada de argila mole tem espessura da ordem de 11 m, apresentando valores de SPT geralmente nulos ao longo de toda espessura. Subjacente a essa camada, ocorrem sedimentos arenosos mais resistentes e, à cerca de 15 m de profundidade, o SPT atinge a 30 golpes/30 cm.

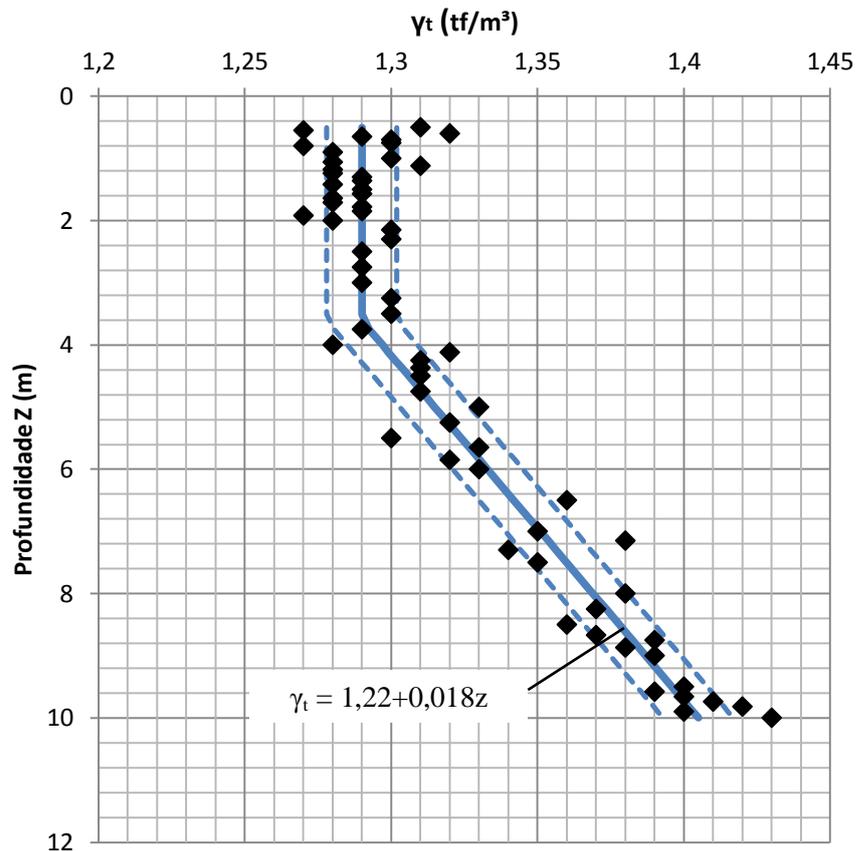
A camada de argila mole é homogênea e, devido ao teor de 5% de matéria orgânica presente no solo, possui coloração cinza (ORTIGÃO, 1980, p. 15). Conforme o autor, a camada apresenta o nível de água do lençol na superfície e peso específico com média de 13,2 kN/m<sup>3</sup> e desvio padrão de 0,012, conforme apresenta a figura 14.

Figura 13 – Seção transversal do aterro de Sarapuí



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 14 – Variações do peso específico



(fonte: adaptado de ORTIGÃO, 1980)

Os resultados obtidos, para o projeto, nos ensaios de caracterização do solo estão apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Resultados de ensaios de caracterização do solo

<b>PROF (m)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>LL (%)</b>	<b>W (%)</b>	<b>IP (%)</b>	<b>IL = (W – LP)/IP</b>
<b>1,10 a 1,65</b>	59	161	172	102	1,11
<b>1,70 a 2,25</b>	42	133	170	91	1,4
<b>2,30 a 2,85</b>	54	145	170	91	1,27
<b>2,90 a 3,45</b>	66	129	171	63	1,67
<b>3,50 a 4,05</b>	47	141	159	94	1,19
<b>4,10 a 4,65</b>	73	132	147	59	1,25
<b>4,70 a 5,25</b>	59	135	151	76	1,21
<b>5,30 a 5,85</b>	52	129	133	77	1,16
<b>5,90 a 6,45</b>	50	113	137	63	1,38
<b>6,50 a 7,05</b>	50	123	136	73	1,18
<b>7,10 a 7,65</b>	51	105	121	54	1,30
<b>8,30 a 8,85</b>	38	102	117	64	1,23
<b>8,90 a 9,45</b>	44	88	120	44	1,7
<b>9,50 a 10,00</b>	33	86	106	53	1,38
<b>10,10 a 10,55</b>	42	103	110	61	1,11

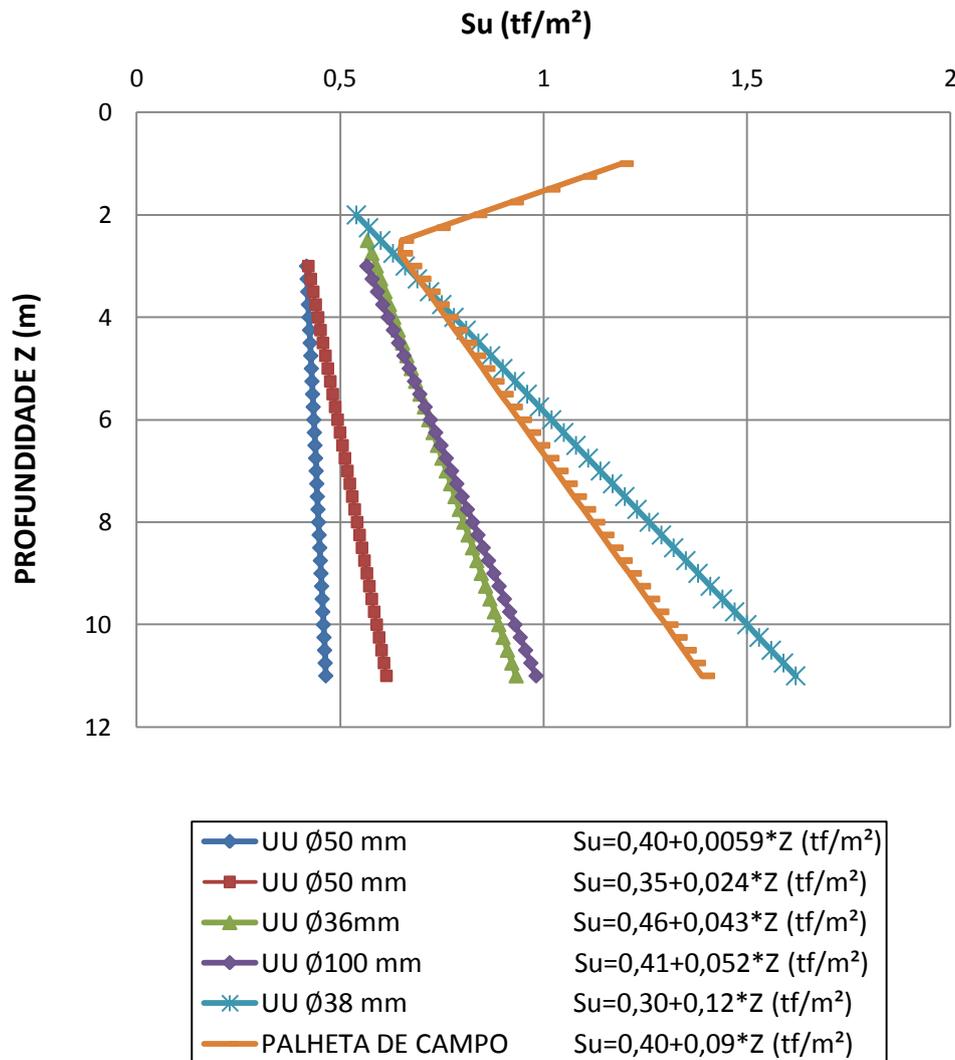
(fonte: ORTIGÃO, 1980, p. 24)

Com base nestes valores, verifica-se que a argila apresentou valores médios para o limite de plasticidade (LP) de 51%, para o de liquidez (LL) de 122%, índice de plasticidade (IP) variando de 44 a 102% e a média da umidade natural (W) foi de 141%. Conforme Ortigão (1980, p. 20), “Também se verifica a umidade da argila um pouco superior ao limite de liquidez, evidenciando um índice de liquidez [IL] superior à unidade.”. Para o coeficiente de adensamento, foram encontrados valores da ordem de  $10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, e para o presente trabalho foi adotado o valor de  $5 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s (ORTIGÃO, 1980, p. 40).

O aterro Sarapuí tem sido objeto de estudo de diversos autores, os quais utilizaram métodos diferentes para medição da resistência não drenada, como o ensaio triaxial não consolidado e não drenado (UU), o de palheta de campo ou de laboratório. No ensaio triaxial, o diâmetro do corpo de prova também pode variar e geralmente os ensaios que empregam maior diâmetro

para a amostragem (em torno de 100 mm) apresentam melhores resultados. Apresentam-se, na figura 15, as variações da resistência não drenada encontradas pelos diversos métodos de ensaio empregados (ORTIGÃO, 1980, p. 70, 73).

Figura 15 – Variações da resistência não drenada pelos diversos métodos



(fonte: ORTIGÃO, 1980, p. 88)

### 4.3.3 Instrumentação

As análises das propriedades geotécnicas da argila do local foram verificadas para o projeto inicial que previa a construção de três aterros. O aterro I, que foi levado à ruptura em

dezembro de 1977, o aterro II que deveria ser construído sobre drenos de areia e cartão e o aterro III que deveria ser construído sobre estacas de alívio (ORTIGÃO, 1980, p. 8).

Apenas o aterro I foi construído e levado à ruptura, pois durante sua execução seriam determinados os melhores métodos para a construção e seriam verificados os instrumentos que representassem mais fielmente o comportamento do solo. Somente após estas análises, seriam feitas revisões dos anteprojetos dos aterros II e III para futura construção (ORTIGÃO, 1980, p. 8).

Para determinar os deslocamentos verticais, horizontais e poropressão do aterro I durante e após sua construção, foram instrumentadas três seções no aterro com diferentes instrumentos, como piezômetros, placas de recalques, marcos superficiais, inclinômetros e extensômetros. A seção principal localizava-se no eixo do aterro e as outras duas seções estavam afastadas lateralmente 30 cm do eixo, sendo que a seção principal era a que possuía a maior quantidade de instrumentos (ORTIGÃO, 1980, p. 226).

Conforme o autor, os instrumentos foram assim instalados para obtenção do perfil de deslocamentos verticais e horizontais na base do aterro e na superfície da argila, também para a medição dos deslocamentos em diferentes profundidades da camada de argila para poder localizar a superfície de ruptura. O aterro I, que tinha 3,10 m de altura, foi construído em 30 dias, sendo que os primeiros sinais de ruptura ocorreram aos 25 dias quando a construção já atingia 2,5 m de altura. Para este trabalho foram selecionados os dados dos inclinômetros localizados no pé do talude e afastados 5 m deste (ORTIGÃO, 1980, p. 278).

#### **4.3.4 Execução do aterro**

O aterro foi projetado com largura igual a 60 m, altura crítica de 4 m e inclinação do talude de ruptura de 1:2 e do estável de 1:6 (vertical: horizontal). Foram previstas também duas bermas laterais na região central do aterro, com 0,70 m de altura e com extensão de 15 m após o talude de ruptura. Para garantir que a ruptura ocorresse na seção principal do aterro, o aterro seria construído uniformemente em toda sua extensão até atingir a altura de 2,0 m, em seguida seria depositada uma camada de 0,50 m somente na região central e daí em diante o aterro seria elevado com sucessivas camadas de 0,30 m até atingir a ruptura (ORTIGÃO, 1980, p. 212, 213).

Os serviços iniciais de construção do aterro consistiam na construção dos acessos, casa de instrumentos, instalação e leituras iniciais na instrumentação. No dia 7 de novembro de 1977 foi iniciado o espalhamento com a execução de uma camada de 1,0 m de espessura em toda a extensão do aterro e a execução das bermas. Foram realizadas compactações apenas com a passagem de tratores de esteira utilizados no espalhamento, este procedimento foi adotado para possibilitar que a construção do aterro fosse feita no menor tempo possível. No dia 23 o aterro estava com altura de 1,30 m, no dia 26 de 1,60 m e no dia 29 de 2,0 m (ORTIGÃO, 1980, p. 214, 225).

O aterro I, que tinha 3,10 m de altura, foi construído em 30 dias, sendo que os primeiros sinais de uma condição de ruptura ocorreram aos 25 dias quando a construção já atingia 2,5 m de altura, no dia primeiro de dezembro. Conforme Ortigão (1980, p. 215) “[...] notou-se uma fissura com pequena abertura (inferior a 1 cm) estendendo-se longitudinalmente sobre a plataforma da seção central [...]”.

Uma nova camada de 0,30 m foi depositada no dia 2 de dezembro e verificou-se que a fissura, anteriormente mencionada, propagava-se pelas plataformas das seções laterais. No dia 5 foi executada mais uma camada de 0,30 m, o que fez com que aumentasse a abertura da fissura para 5 cm, e o aterro atingiu altura de 3,10 m. No outro dia, durante a elevação do aterro nas áreas laterais, observou-se um lento desenvolvimento do processo de ruptura e o surgimento de uma nova fissura na crista, paralela a primeira (ORTIGÃO, 1980, p. 216).

No dia 7 a situação de ruptura do aterro estava estabilizada, conforme o autor, havia uma clara separação da superfície de ruptura e da argila, e ainda assim foi executada mais uma camada de aterro para acelerar os deslocamentos do solo. Conforme Ortigão (1980, p. 217), “Tão logo foi reiniciada a deposição de material sobre o aterro, o fissuramento da crista aumentou consideravelmente, sendo acompanhado de desnivelamento das bordas das fissuras e entumescimento da argila à frente do talude do aterro.”. O desnivelamento provocado no final do dia era aproximadamente de 1,0 m e o deslocamento do solo provocou uma inclinação excessiva no inclinômetro, que impediu a descida do sensor nos inclinômetros IC2, IC4 e IC5 (ORTIGÃO, 1980, p. 217).

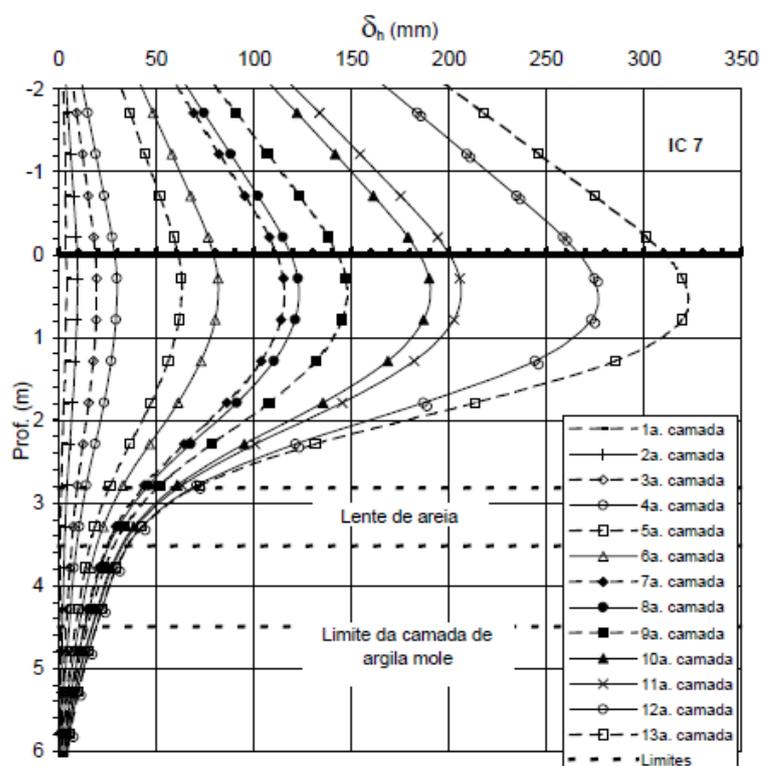
Com base nas alturas de aterros construídos e intervalos de tempo para tal, foram determinadas as velocidades de ruptura, que estão descritas no capítulo 5 e com os dados apresentados no Apêndice C.

## 5 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS DADOS

Neste capítulo são apresentados os critérios utilizados para a determinação da velocidade de ruptura e os diferentes métodos de avaliação da velocidade. Foram utilizados os dados de deslocamentos dos instrumentos localizados no pé do aterro, local no qual acontecem as maiores deformações. Aqui serão descritos os métodos utilizando como exemplo um dos três aterros experimentais da Via Sul, o aterro AE3, construído de forma convencional (sem drenos nem reforços). Os dados e gráficos dos outros aterros podem ser encontrados nos Apêndices A, B e C.

A partir dos dados fornecidos pelo autor, determinou-se a velocidade de ruptura do aterro em questão. Para os aterros da Via Sul, Oliveira (2006) representa os deslocamentos, em milímetros, ocasionados pela construção de uma nova camada, conforme ilustra a figura 16.

Figura 16 – Deslocamentos do aterro AE3



(fonte: OLIVEIRA, 2006)

A partir da figura 16, foram selecionadas algumas camadas e verificados os valores de deslocamento apresentados na tabela 4. O aterro experimental AE3 corresponde ao inclinômetro 7 (IC7).

Tabela 4 – Valores de deslocamentos em mm do aterro AE3

PROFUNDI- DADE (m)	CAMADAS							
	1.	3.	5.	7.	9.	11.	12.	13.
-2	2,0	8,0	32,0	62,0	82,0	123,0	171,0	203,0
-1	3,0	13,0	47,0	88,0	114,0	164,0	221,0	260,0
0	4,0	19,0	61,0	112,0	144,0	202,0	267,0	313,0
1	4,0	18,0	60,0	111,0	141,0	197,0	265,0	312,0
2	2,0	14,0	43,0	77,0	96,0	128,0	160,0	180,0
3	0,0	8,0	22,0	38,0	43,0	51,0	56,0	57,0
4	0,0	5,0	11,0	18,0	20,0	23,0	26,0	26,0
5	0,0	0,0	5,0	8,0	10,0	11,0	12,0	12,0

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

A velocidade de ruptura foi determinada conforme a fórmula 2:

(fórmula 2)

Onde:

$d_{i+1}$  =deslocamento no tempo final, em mm;

$d_i$  =deslocamento no tempo inicial, em mm;

t = tempo decorrido para o deslocamento, em dias.

O autor informa que a construção de cada camada durou em torno de 3 dias. A primeira camada teve início no dia 11/10/2002 e a décima terceira camada foi finalizada no dia 10/12/2002. Foram adotados, pelo autor, valores negativos para as profundidades que

correspondiam à areia, ou seja, existe uma camada de dois metros de areia e logo abaixo outra camada de cinco metros de argila (solo mole).

Foram utilizadas três maneiras diferentes para analisar a velocidade. A primeira verificava a velocidade de ruptura em mm/dia nas diversas profundidades do aterro e durante sua construção. Através da relação da altura do aterro em determinada fase e da altura final do aterro (percentagem de aterro concluído), foram analisadas as velocidades de ruptura, conforme apresentado na tabela 5.

Tabela 5 – Valores de velocidade de ruptura do aterro AE3 x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia							
	CAMADAS							
	1-3	3-5	5-7	7-9	9-10	10-11	11-12	12-13
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL							
	37%	51%	65%	77%	83%	89%	94%	100%
-2	1,00	4,00	5,00	3,33	10,00	3,67	16,00	10,67
-1	1,67	5,67	6,83	4,33	12,00	4,67	19,00	13,00
0	2,50	7,00	8,50	5,33	14,00	5,33	21,67	15,33
1	2,33	7,00	8,50	5,00	13,67	5,00	22,67	15,67
2	2,00	4,83	5,67	3,17	8,00	2,67	10,67	6,67
3	1,33	2,33	2,67	0,83	2,67	0,00	1,67	0,33
4	0,83	1,00	1,17	0,33	1,00	0,00	1,00	0,00
5	0,00	0,83	0,50	0,33	0,00	0,33	0,33	0,00

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Com base nestes dados, pode-se verificar que no intervalo de construção da primeira para a terceira camada, quando o aterro atinge 1,90 m de altura, ou seja, no final da terceira camada quando o aterro está com 37% da altura final (5,08 m), na profundidade de 1 m (argila), a velocidade de ruptura é igual a 2,33 mm/dia.

Uma vez calculada, a velocidade de ruptura foi normalizada, utilizando-se a fórmula 3:

(fórmula 3)

Onde:

$V$  = velocidade normalizada, adimensional;

$v$  = velocidade de ruptura, em mm/dia;

$h_{ref}$  = altura de referência, adotada igual a 1000mm;

$C_v$  = coeficiente de adensamento, em mm<sup>2</sup>/dia.

Desta maneira, foram verificados os valores de velocidade para as diferentes profundidades e fases de construção do aterro, conforme apresentado na tabela 6. A altura de referência foi adotada como 1 m apenas para fins de normalização da velocidade, ou seja, este é um valor arbitrário utilizado para fins comparativos e não alteram as análises gráficas de velocidade.

Tabela 6 – Valores de velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA							
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL							
	37%	51%	65%	77%	83%	89%	94%	100%
-2	1,16	4,63	5,79	3,86	11,57	4,24	18,52	12,35
-1	1,93	6,56	7,91	5,02	13,89	5,40	21,99	15,05
0	2,89	8,10	9,84	6,17	16,20	6,17	25,08	17,75
1	2,70	8,10	9,84	5,79	15,82	5,79	26,23	18,13
2	2,31	5,59	6,56	3,67	9,26	3,09	12,35	7,72
3	1,54	2,70	3,09	0,96	3,09	0,00	1,93	0,39
4	0,96	1,16	1,35	0,39	1,16	0,00	1,16	0,00
5	0,00	0,96	0,58	0,39	0,00	0,39	0,39	0,00

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Finalmente, analisa-se a relação da velocidade de ruptura com a velocidade de ruptura máxima para cada profundidade, identificadas na tabela 5, conforme fórmula 4:

(fórmula 4)

Onde:

$V'$  = velocidade adotada, adimensional;

$v_{RUP}$  = velocidade de ruptura da profundidade, em mm/dia;

$v_{MÁX}$  = velocidade máxima de ruptura da profundidade, em mm/dia.

Foram verificados os valores para as diferentes profundidades e fases de construção do aterro, conforme tabela 7.

Tabela 7 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA							
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL							
	37%	51%	65%	77%	83%	89%	94%	100%
-2	0,063	0,250	0,313	0,208	0,625	0,229	1,000	0,667
-1	0,088	0,298	0,360	0,228	0,632	0,246	1,000	0,684
0	0,115	0,323	0,392	0,246	0,646	0,246	1,000	0,708
1	0,103	0,309	0,375	0,221	0,603	0,221	1,000	0,691
2	0,188	0,453	0,531	0,297	0,750	0,250	1,000	0,625
3	0,500	0,875	1,000	0,313	1,000	0,000	0,625	0,125
4	0,714	0,857	1,000	0,286	0,857	0,000	0,857	0,000
5	0,000	1,000	0,600	0,400	0,000	0,400	0,400	0,000

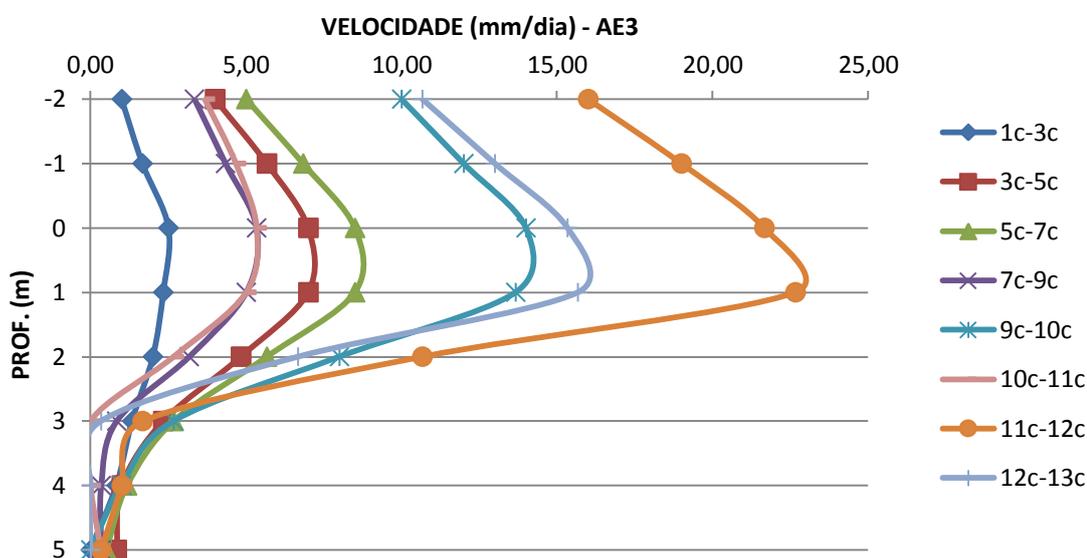
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Os valores encontrados para as velocidades nominal e normalizadas estão representados nas figuras 17 a 19. Desta forma, torna-se mais clara a visualização da evolução da velocidade de ruptura e do provável local da cunha de ruptura. Na figura 17, verifica-se que a velocidade de ruptura no intervalo de construção da décima primeira para a décima segunda camada variou de 16 mm/dia, na profundidade representada como -2 m (areia), atingindo velocidade máxima

igual a 22,6 mm/dia na profundidade 1 m (argila) e diminuindo para 10,6 mm/dia na profundidade de 2 m (argila).

Na figura 17, estão representadas as velocidades de ruptura referentes aos deslocamentos sofridos no solo durante a construção das camadas do aterro, por exemplo, a velocidade de ruptura no intervalo de construção da primeira e da terceira camada (1c-3c), da terceira e quinta camada (3c-5c), e assim sucessivamente.

Figura 17 – Velocidade de ruptura do AE3 x profundidade

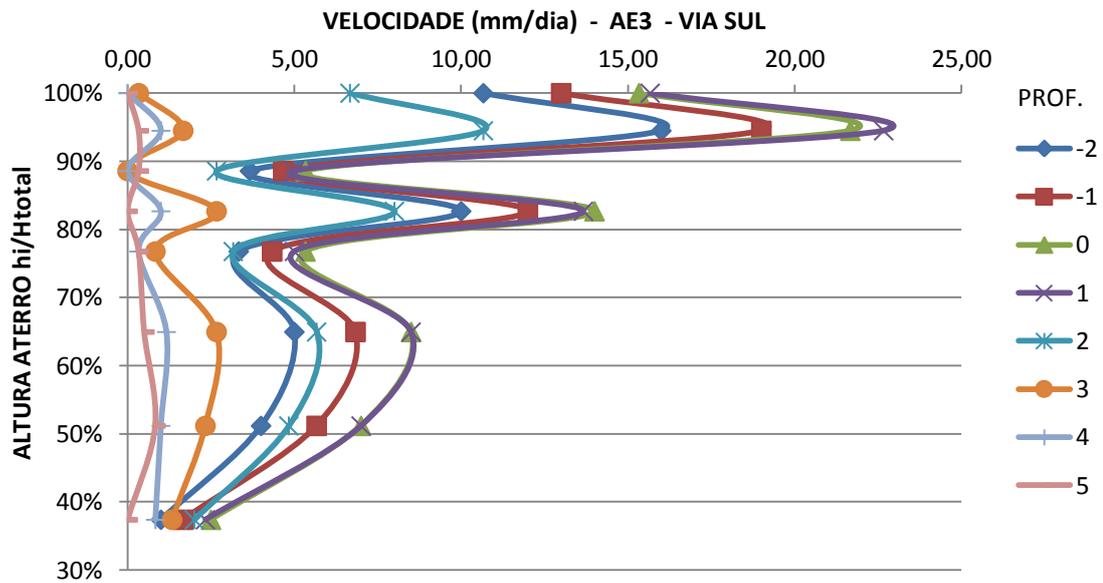


(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Na figura 18, verifica-se a partir da relação altura do aterro por altura do aterro final que, quando o aterro está 80% construído, as velocidades de ruptura aumentam de forma abrupta. O mesmo acontece quando o aterro está 95% construído, ou seja, quando está prestes a atingir a ruptura. Estes aumentos são indicadores de instabilização, primeiramente localizada e posteriormente global da estrutura. Na figura 19 estão representadas as velocidades normalizadas do aterro.

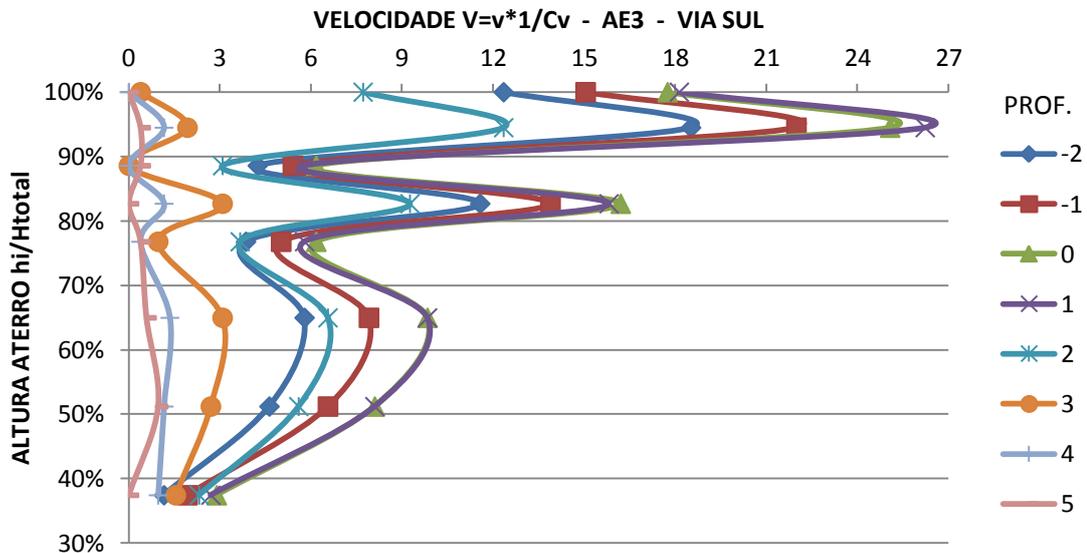
Na figura 18, estão representadas as velocidades de ruptura normalizadas para as diversas profundidades, de -2 a 0 m, referente à camada de areia, e de 0 a 5m, referente à camada de argila. Estas velocidades foram verificadas para as diversas etapas de construção do aterro, desde 30% até 100%, ou seja, quando atinge sua altura máxima e assim a ruptura.

Figura 18 – Velocidade de ruptura do AE3 x altura aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

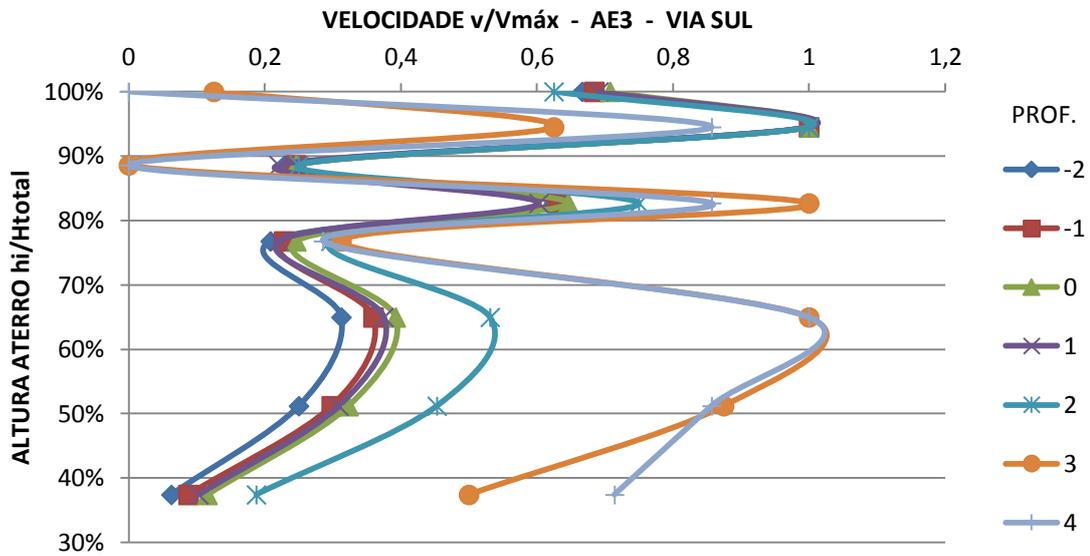
Figura 19 – Velocidade de ruptura normalizada x altura aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

A figura 20 representa as profundidades e fases de construção do aterro que apresentam as maiores velocidades. A partir desta figura, é possível determinar as profundidades por onde passa a superfície de ruptura, que no exemplo da figura 20, está na camada de argila mole entre as profundidades entre 2 m a 4 m, que são as que apresentam as maiores velocidades.

Figura 20 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Para avaliar o grau de drenagem, variação de poropressão e efeitos de viscosidade nos solos, assim como ter uma base para comparação de valores de velocidade, foram comparados os resultados de velocidade de ruptura dos aterros aos ensaios de Palheta e de Piezocone. Estes ensaios apresentam valores de velocidades de execução padronizados pela ABNT NBR 10905/89 e 12069/91, respectivamente e apresentados em mm/dia na tabela 8. São apresentados também os valores de velocidade normalizados para os diferentes valores de  $C_v$  encontrados para os solos analisados por Brugger, Oliveira e Ortigão. A altura adotada como referência foi o diâmetro dos instrumentos do Ensaio de Palheta e Piezocone, respectivamente 65 e 36 mm.

Tabela 8 – Velocidade dos ensaios de Palheta e Piezocone

	VELOCIDADE			
	mm/dia <sup>(a)</sup>	Cv mm <sup>2</sup> /dia		
		1084,15 <sup>(b)</sup>	864,00 <sup>(c)</sup>	432,00 <sup>(d)</sup>
<b>PALHETA</b>	4.900,74	293,82	368,69	737,38
<b>PIEZOCONE</b>	1.728.000,00	57.379,66	72.000	144.000

(fonte: baseado em: (a) SCHNAID, ODEBRECHT, 2012; (b) BRUGGER, 1996; (c) OLIVEIRA, 2006; (d) ORTIGÃO, 1980)

A partir destes valores, verifica-se que estes são superiores aos encontrados para os aterros, excetuando-se o aterro de Sarapuí, que na ruptura o inclinômetro IC3, afastado 5 metros do pé do aterro, apresenta valores entre 1500 e 1900 mm/dia (com  $C_v$  igual a 432 mm<sup>2</sup>/dia, valores de velocidade do IC3 estão apresentados no Apêndice A). Os valores de velocidade normalizada máximos encontrados para cada aterro estão apresentados na tabela 9 e identificados nas figuras 19 a 21.

Tabela 9 – Valores máximos de velocidade normalizada

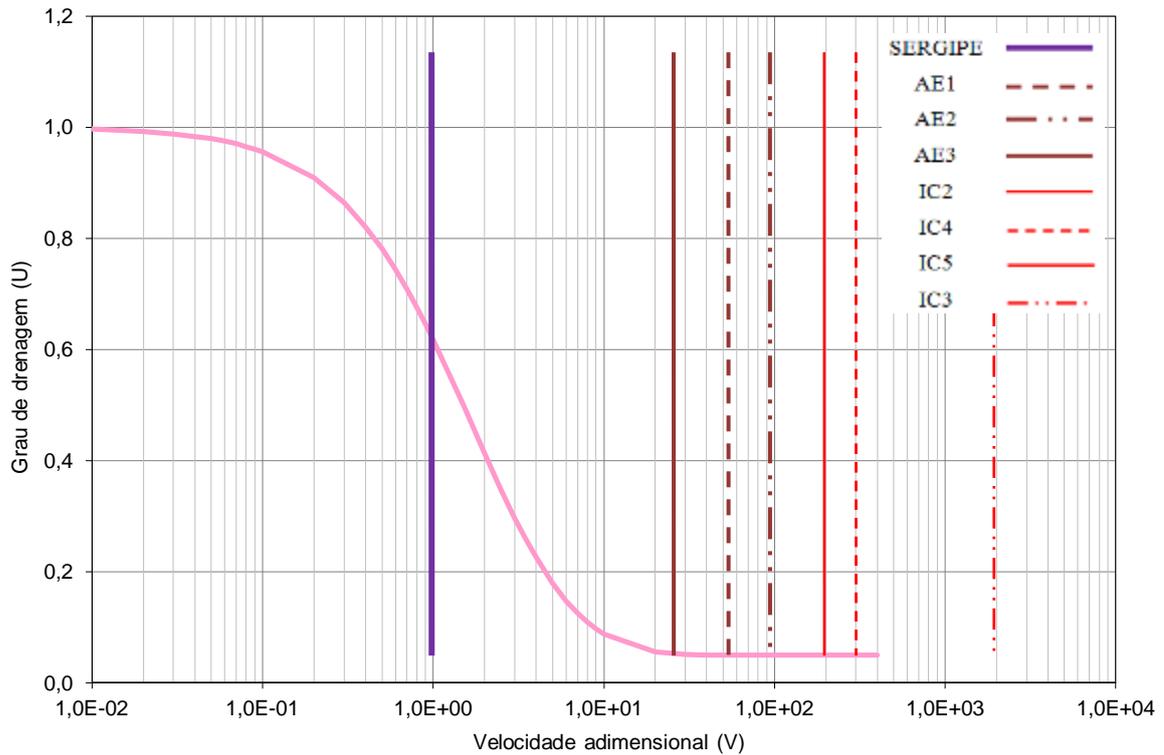
<b>SERGIPE<sup>(a)</sup></b>	<b>AE1<sup>(b)</sup></b>	<b>AE2<sup>(b)</sup></b>	<b>AE3<sup>(b)</sup></b>	<b>IC2<sup>(c)</sup></b>	<b>IC4<sup>(c)</sup></b>	<b>IC5<sup>(c)</sup></b>	<b>IC3<sup>(c)</sup></b>
0,64	51,89	91,13	26,23	208,33	300,93	202,55	1900,46

(fonte: baseado em: (a) BRUGGER, 1996; (b) OLIVEIRA, 2006; (c) ORTIGÃO, 1980)

Schnaid et al. (2010) apresentam um método de relacionar a velocidade normalizada pelo grau de drenagem, que possibilita saber se houve drenagem parcial durante o carregamento, apresentado na figura 21. Quando plotados os valores máximos de velocidade encontrados para os aterros, verifica-se que o aterro de Sergipe apresenta grau de drenagem em torno de 0,6. Os aterros da Via Sul, AE1, AE2 e AE3, apresentam grau de drenagem aproximadamente igual a 0,05, valor que também foi encontrado para os inclinômetros IC2, IC4 e IC5 do aterro de Sarapuí, que caracteriza o comportamento não drenado do solo.

Analisando a figura 21, admite-se que quando a velocidade é alta e o solo tem comportamento não drenado, o Ensaio de Palheta corresponde às condições não drenadas do aterro durante a ruptura. Neste caso, admite-se que a  $S_u$  (resistência não drenada) de ruptura é igual a  $S_u$  de projeto, pois não há drenagem. Porém quando as velocidades são baixas, o valor da  $S_u$  de ruptura é maior que a  $S_u$  do Ensaio de Palheta, sugerindo que ocorra drenagem parcial.

Figura 21 – Relação velocidade normalizada x grau de drenagem

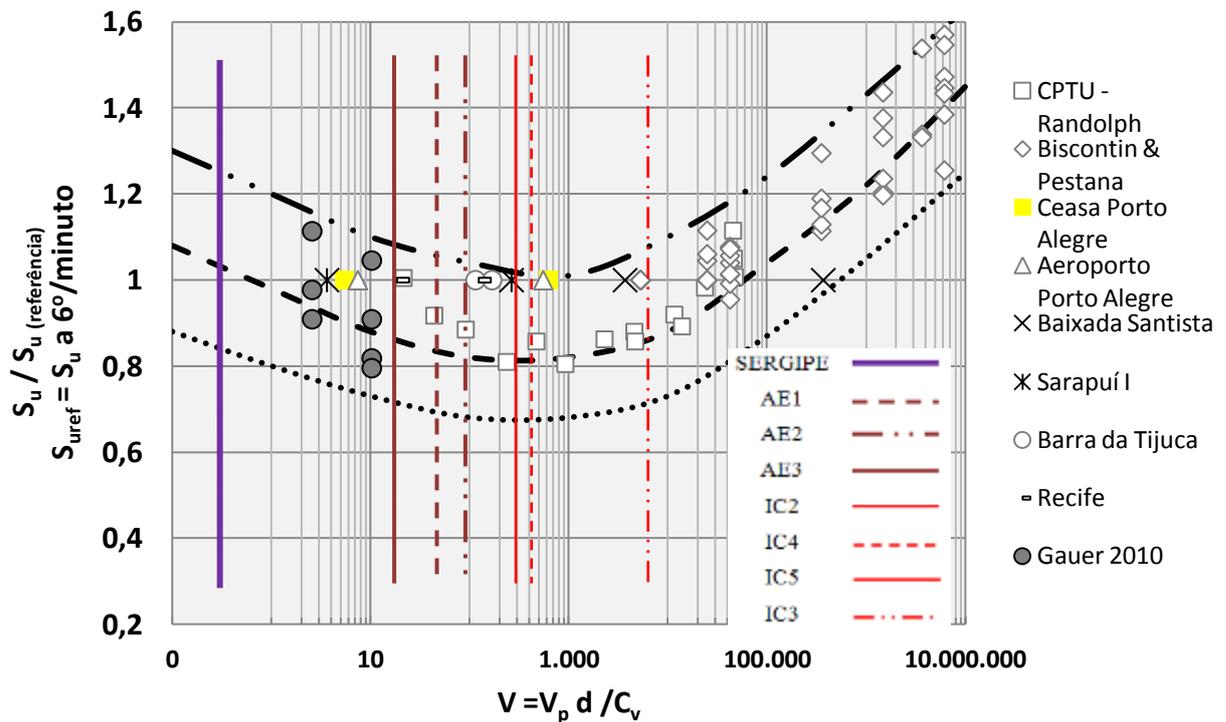


(fonte: adaptado de SCHNAID et al., 2010)

Hlenka (2012) propõe uma relação de velocidade normalizada com a resistência não drenada quando comparada a um valor de resistência não drenada de referência, conforme figura 22. O autor apresenta dados obtidos de solos em Porto Alegre, Recife, Rio de Janeiro, São Paulo e também obtidos por outros autores. Verifica-se nestas figuras que, a exceção do Terminal Portuário de Sergipe, todas as condições exemplificadas indicam velocidades normalizadas na faixa de ocorrência típica entre 10 e 1000, na qual os efeitos de drenagem parcial e os efeitos viscosos não são representativos. Efeitos de viscosidade seriam verificados no caso de valores de velocidade normalizada superiores a 100.000.

Bjerrum (1972) afirma que a resistência não drenada, verificada pelo Ensaio de Palheta, deve ser corrigida por um coeficiente de redução, porém este fator não foi adotado neste trabalho, pois ele não está relacionado a efeitos viscosos e a drenagem parcial. No caso dos aterros, que não foram verificadas drenagens parciais, a utilização do coeficiente que diminui a resistência não drenada não foi justificada. Ortigão (1980) ressalta ainda que, na década de 80, foram analisados aterros construídos sobre solos moles e através da retro-análise dos aterros foram verificados valores iguais a unidade para o coeficiente de redução.

Figura 22 – Relação velocidade normalizada x resistência não drenada

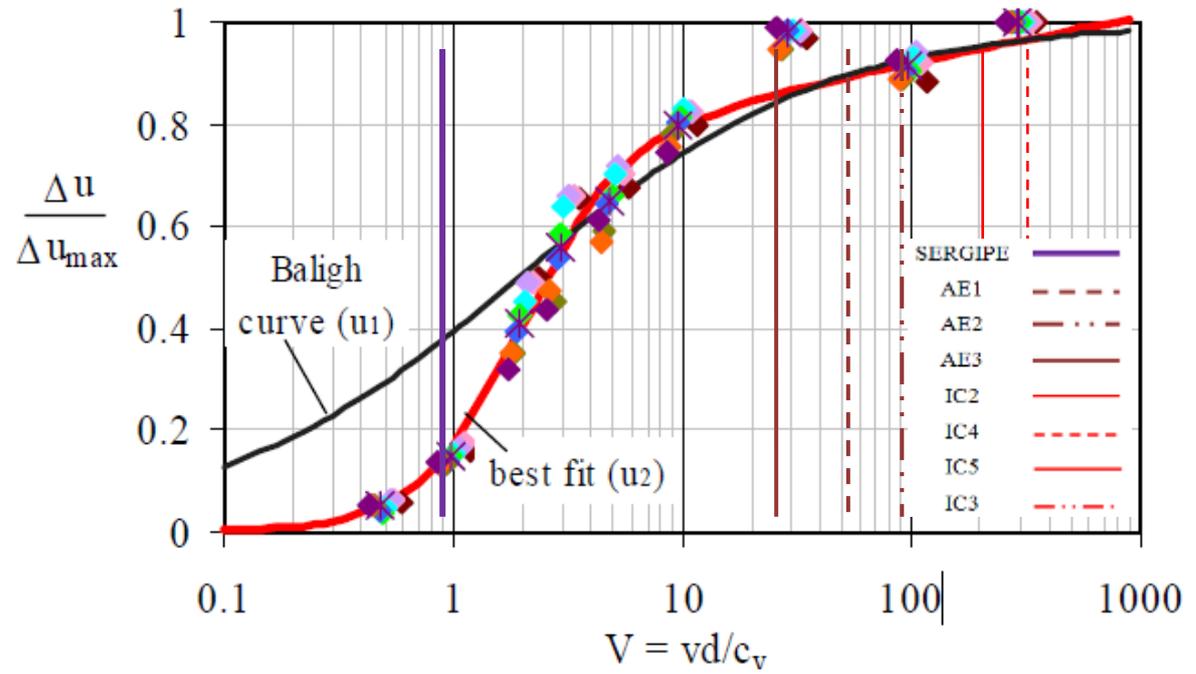


(fonte: adaptado de HLENKA, 2012)

Randolph e Hope (2004) apresentam uma relação de velocidade normalizada com a variação de poropressão comparada à variação de poropressão máxima do solo durante o carregamento, conforme ilustra a figura 23. Os valores encontrados para a velocidade normalizada do aterro de Sergipe indicam que a variação de poropressão é aproximadamente 0,1. Para os aterros da Via Sul, os valores de variação de poropressão estão em torno de 0,85 a 0,9, e para o aterro de Sarapuí estes variam de 0,95 a 1,00. Estes resultados indicam que o aterro de Sergipe é influenciado pelo adensamento das camadas argilosas, o que é consistente com as evidências apresentadas anteriormente para as velocidades normalizadas.

Para valores altos de velocidade, verificam-se os máximos valores de variação de poropressão (condição não drenada da figura 19), ou seja, a variação de poropressão durante a construção do aterro foi a mesma verificada no final, portanto sem dissipação de poropressão. Para valores de velocidade variando entre 1 e 10 há geração de poropressão e para as baixas velocidades, o valor de poropressão encontrado no final da construção é inferior ao verificado durante a construção, ou seja, houve grande dissipação de poropressão.

Figura 23 – Relação velocidade normalizada x poropressão



(fonte: adaptado de RANDOLPH; HOPE, 2004)

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta uma análise final das relações de velocidade de cisalhamento com a resistência não drenada do solo durante a ruptura de aterros construídos sobre depósitos de argilas moles. Para este trabalho foram analisados os aterros do Terminal Portuário de Sergipe, o aterro da Via Sul, localizado em Santa Catarina, e de Sarapuí, no Rio de Janeiro.

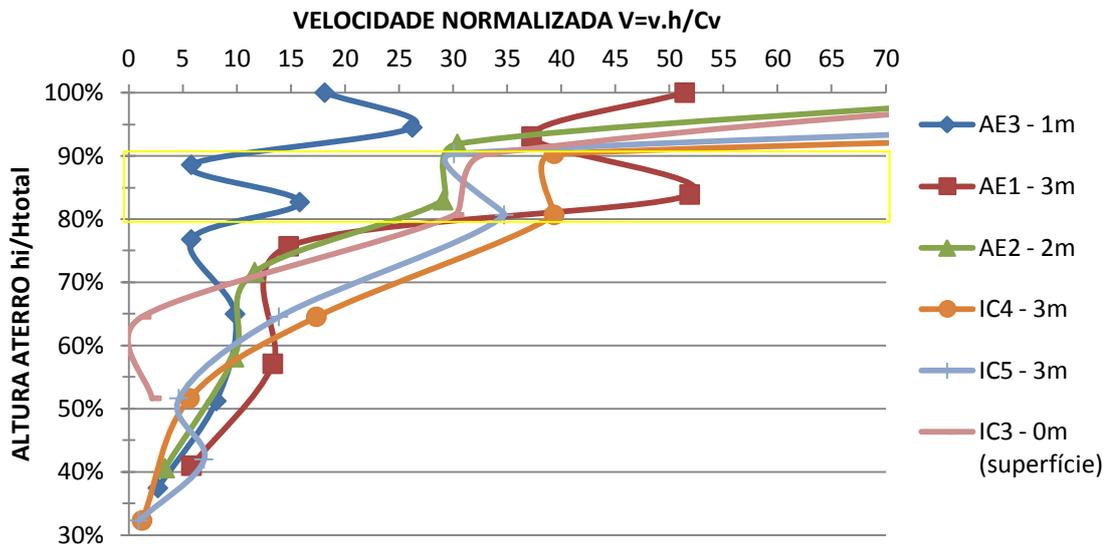
Ao longo do trabalho foram apresentadas as características dos aterros bem como os dados de deslocamentos obtidos por Brugger (1996) do aterro de Sergipe, por Oliveira (2006) do aterro da Via Sul e por Ortigão (1980) do aterro de Sarapuí, durante as diferentes fases de construção dos aterros. A partir destes dados foi possível obter a velocidade de ruptura dos aterros, que foi analisada segundo a velocidade em mm/dia, velocidade normalizada e velocidade de ruptura comparada com a velocidade máxima atingida para as diferentes profundidades.

Com as relações obtidas, pode-se perceber que durante a construção dos aterros estes desenvolvem velocidades lentas durante seu carregamento e conforme se aproximam da ruptura as velocidades apresentam um aumento significativo. Na análise dos gráficos, em que a velocidade de ruptura, em mm/dia, foi relacionada com a altura de aterro construído, é possível verificar que para todos os casos, excetuando-se o Terminal Portuário de Sergipe, os aterros apresentam, durante sua construção, velocidades variando de 10 a 15 mm/dia, e quando atingem valores superiores, inicia-se o processo de ruptura.

Também foram analisadas as velocidades normalizadas para a profundidade que apresentou maiores deslocamentos durante o processo de construção do aterro, ou seja, a profundidade na qual provavelmente se encontra a superfície potencial de ruptura. Quando analisados em conjunto, possibilitando a comparação dos valores de velocidade de todos os aterros, verifica-se que os aterros da Via Sul (AE1, AE2, AE3) e o de Sarapuí apresentam uma conformidade no desenvolvimento das velocidades normalizadas. Quando atingem 80% a 83% há uma diminuição da velocidade, esta tendência se mantém até 90% e logo após as velocidades voltam a aumentar, quando atingem a ruptura, conforme ilustra a figura 24. O aterro

construído em Sergipe apresenta baixas velocidades de deslocamento, não atingindo a ruptura, assim não possibilitando a comparação numérica com os outros aterros.

Figura 24 – Comparação velocidade normalizada



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006; ORTIGÃO, 1980)

A comparação entre as velocidades mobilizadas em campo e em laboratório não é direta e necessita de algumas hipóteses relacionadas à área envolvida no processo de instabilização. Na análise dos resultados, apenas o aterro Sarapuú apresentou, no inclinômetro IC3, valores de velocidade normalizada superiores ao Ensaio de Palheta.

Como as velocidades de rupturas são inferiores às velocidades de execução do Ensaio de Piezocone e Palheta e apresentam comportamento assintótico para as maiores velocidades, pode-se concluir que não existem efeitos viscosos pronunciados nestes eventos. Ao contrário, no caso do aterro Terminal Portuário de Sergipe, há indícios de drenagem parcial sugerindo que os valores estimados a partir de ensaios *in situ* são ligeiramente inferiores aos mobilizados no processo de instabilização dos aterros. O parâmetro para a determinação da resistência, e assim do fator de segurança, é o parâmetro real de projeto, o qual é relacionado à  $S_u$  (resistência não drenada) e, que conforme Bjerrum (1972), deve ser multiplicado por um coeficiente de redução. Este coeficiente não foi adotado neste trabalho por não apresentar relações com a drenagem parcial e por não existirem evidências de efeitos de velocidade que expliquem a utilização deste coeficiente.

Para continuidade desse estudo sugere-se a análise da variação do volume de deslocamento ao longo da profundidade. É interessante também discutir o estabelecimento de critérios de alerta para a construção de aterros, determinando as deformações máximas em que o aterro apresenta comportamento estável.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: solo – ensaios de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.
- \_\_\_\_\_. **NBR 12069**: solo – ensaios de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.
- BJERRUM, L. Embankments on Soft Ground. **Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures**, American Society of Civil Engineers, New York, v. 2, p. 1-54, 1972.
- BRUGGER, P. J. **Análise de deformações em aterros sobre solos moles**. 1996. 255 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.
- HLENKA, L. **Estudo dos Efeitos da Velocidade de Carregamento na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos em Resíduos de Mineração**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2012.
- NATIONAL INSTRUMENTS. **Guia prático**: medições de carga. [S. l.]: 2012. Disponível em: <<http://www.ni.com/white-paper/7138/pt>>. Acesso em: 23 abr. 2013.
- MARTINS, I. S. M. **Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados**. 1992. 257 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.
- OLIVEIRA, H. M. de. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura**. 2006. 495 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. 1980. 715 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.
- \_\_\_\_\_. **Mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. [S. l.]: Terratek, 2007.
- PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- RANDOLPH, M. F.; HOPE, S. Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING PRACTICE AND PERFORMANCE OF SOFT DEPOSITS, 2004, Osaka, Japan. **Proceedings...** Osaka: [S. n.], 2004. p. 147-152.

SCHNAID, F.; BEDIN, J.; COSTA FILHO, L. M. Drainage characterization of tailings from *in situ* tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 3rd, 2008, Taipei, *Proceedings...* Taipei: [S. n.], 2008. Não paginado.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

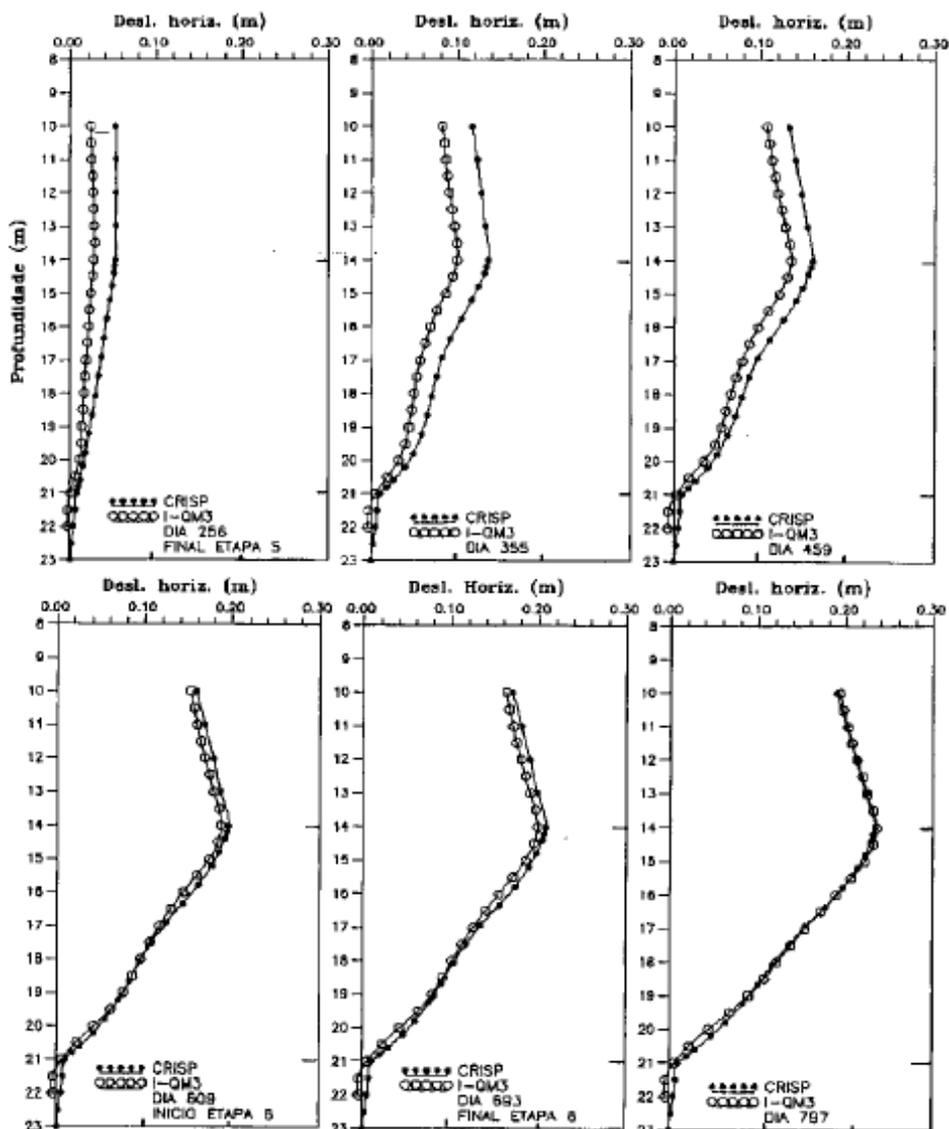
UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA. Escola Politécnica. Laboratório de Geotecnia. **Inclinômetro**. Salvador, 2013.

## **APÊNDICE A – Dados do aterro Terminal Portuário de Sergipe**

## TERMINAL PORTUÁRIO DE SERGIPE

O Terminal Portuário de Sergipe apresenta, conforme Brugger (1996), deslocamentos conforme ilustra a figura APA1 e valores aproximados conforme a tabela APA1. O autor utilizou o programa CRISP para fazer uma simulação numérica da construção do quebra-mar. Os dados obtidos pelo programa estão representados na figura APA1, assim como os dados obtidos em campo através de medidas de inclinômetros (I-QM3).

Figura APA1 – Deslocamentos do Terminal Portuário de Sergipe



(fonte: BRUGGER, 1996)

Tabela APA1 – Valores de deslocamento do Terminal Portuário de Sergipe

PROFUNDI- DADE (m)	DESLOCAMENTOS (mm)					
	dia 256	dia 355	dia 459	dia 609	dia 693	dia 797
10	24,0	80,0	107,0	153,0	167,0	196,0
11	24,0	84,0	112,0	161,0	173,0	204,0
12	26,0	88,0	120,0	169,0	182,0	215,0
13	27,0	94,0	126,0	181,0	193,0	228,0
14	27,0	96,0	136,0	190,0	202,0	240,0
15	23,0	86,0	120,0	176,0	187,0	224,0
16	20,0	71,0	95,0	146,0	158,0	193,0
17	18,0	56,0	79,0	118,0	129,0	156,0
18	15,0	50,0	66,0	97,0	103,0	122,0
19	12,0	44,0	55,0	76,0	79,0	90,0
20	9,0	31,0	33,0	40,0	40,0	45,0
21	0,0	0,0	0,0	2,0	3,0	3,0
22	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Conforme descrição no capítulo 5 para os diferentes métodos de análise da velocidade de ruptura para o quebra-mar, são apresentados os valores de velocidade nas tabelas de APA2 a APA4 e os gráficos com as variações nas figuras APA2 a APA5.

Tabela APA2 – Valores de velocidade de ruptura x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia				
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL				
	256-355	355-459	459-609	609-693	693-797
	53%	58%	63%	76%	100%
11	0,5657	0,2596	0,3067	0,1667	0,2788
12	0,6061	0,2692	0,3267	0,1429	0,2981
13	0,6263	0,3077	0,3267	0,1548	0,3173
14	0,6768	0,3077	0,3667	0,1429	0,3365
15	0,6970	0,3846	0,3600	0,1429	0,3654
16	0,6364	0,3269	0,3733	0,1310	0,3558
17	0,5152	0,2308	0,3400	0,1429	0,3365
18	0,3838	0,2212	0,2600	0,1310	0,2596
19	0,3535	0,1538	0,2067	0,0714	0,1827
20	0,3232	0,1058	0,1400	0,0357	0,1058
21	0,2222	0,0192	0,0467	0,0000	0,0481
22	0,0000	0,0000	0,0133	0,0119	0,0000

(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Tabela APA3 – Valores de velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA				
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL				
	53%	58%	63%	76%	100%
11	0,5218	0,2395	0,2829	0,1537	0,2572
12	0,5590	0,2483	0,3013	0,1318	0,2749
13	0,5777	0,2838	0,3013	0,1427	0,2927
14	0,6242	0,2838	0,3382	0,1318	0,3104
15	0,6429	0,3548	0,3321	0,1318	0,3370
16	0,5870	0,3015	0,3444	0,1208	0,3282
17	0,4752	0,2129	0,3136	0,1318	0,3104
18	0,3540	0,2040	0,2398	0,1208	0,2395
19	0,3261	0,1419	0,1906	0,0659	0,1685
20	0,2981	0,0976	0,1291	0,0329	0,0976
21	0,2050	0,0177	0,0430	0,0000	0,0443
22	0,0000	0,0000	0,0123	0,0110	0,0000

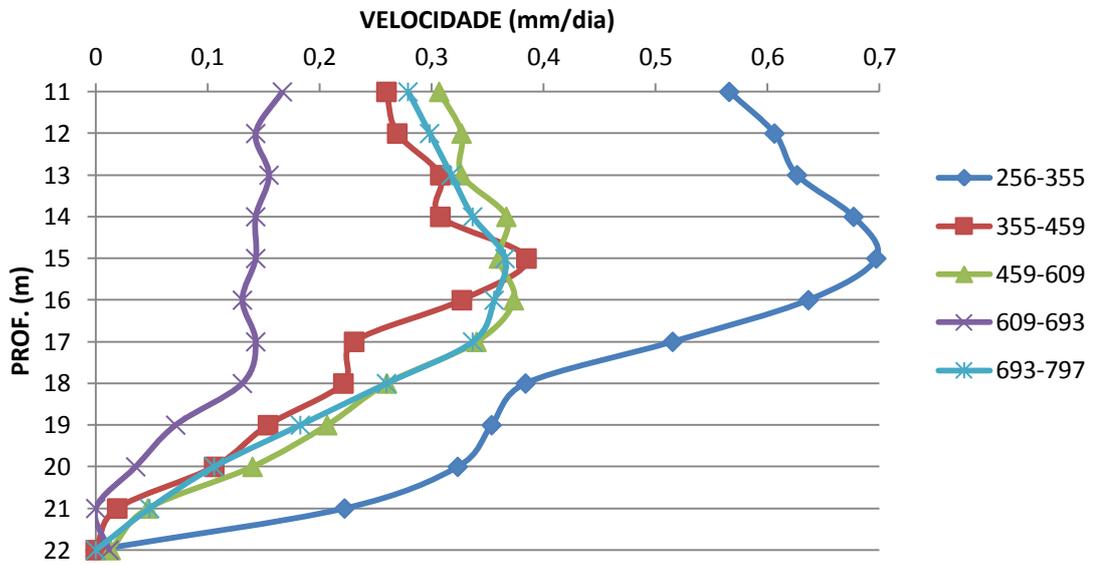
(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Tabela APA4 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA				
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL				
	53%	58%	63%	76%	100%
11	1,0000	0,4590	0,5421	0,2946	0,4930
12	1,0000	0,4442	0,5390	0,2357	0,4918
13	1,0000	0,4913	0,5216	0,2471	0,5067
14	1,0000	0,4546	0,5418	0,2111	0,4973
15	1,0000	0,5518	0,5165	0,2050	0,5242
16	1,0000	0,5137	0,5867	0,2058	0,5591
17	1,0000	0,4480	0,6600	0,2773	0,6533
18	1,0000	0,5762	0,6774	0,3412	0,6764
19	1,0000	0,4352	0,5846	0,2020	0,5168
20	1,0000	0,3272	0,4331	0,1105	0,3272
21	1,0000	0,0865	0,2100	0,0000	0,2163
22	0,0000	0,0000	1,0000	0,8929	0,0000

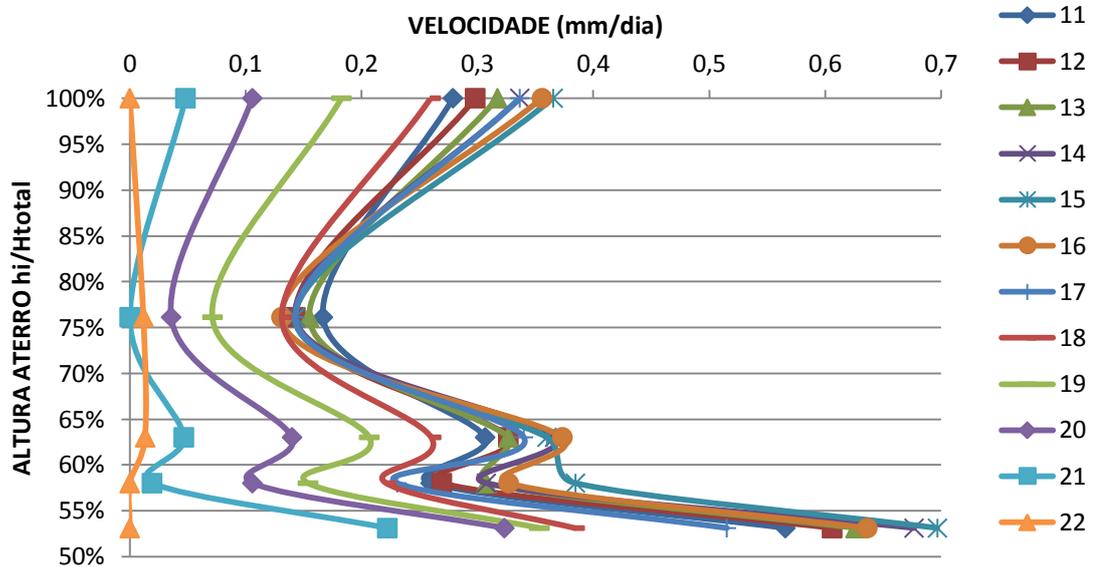
(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Figura APA2 – Velocidade de ruptura x profundidade



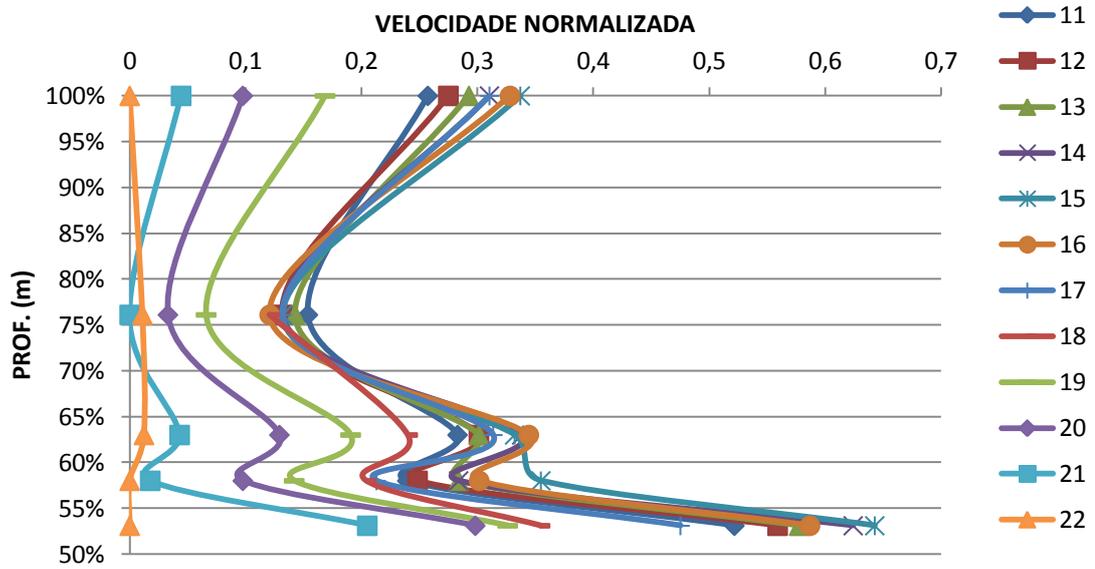
(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Figura APA3 – Velocidade de ruptura x altura aterro



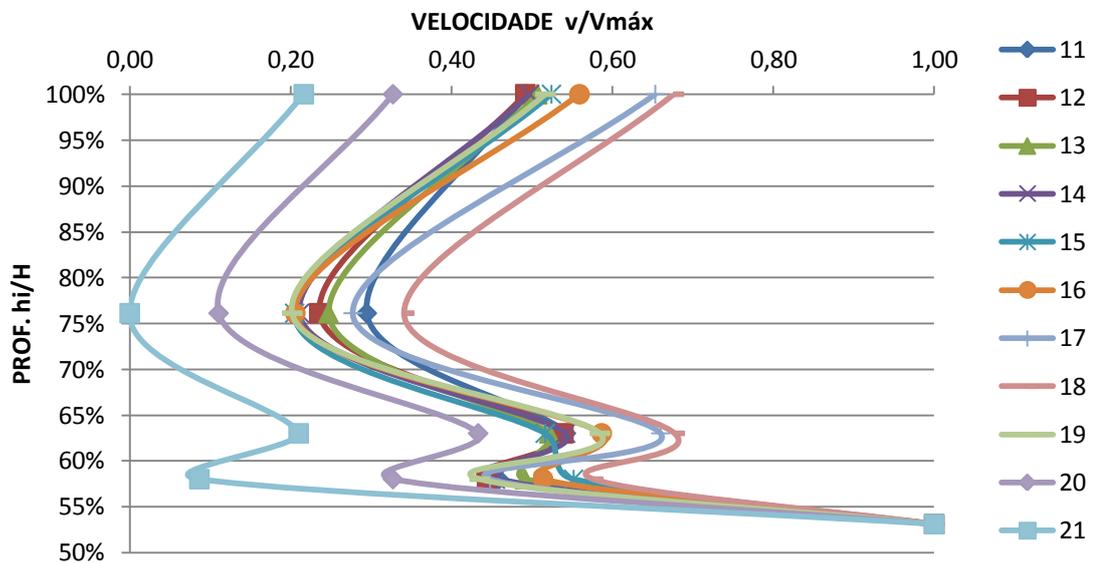
(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Figura APA4 – Velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro



(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

Figura APA5 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro



(fonte: baseado em BRUGGER, 1996)

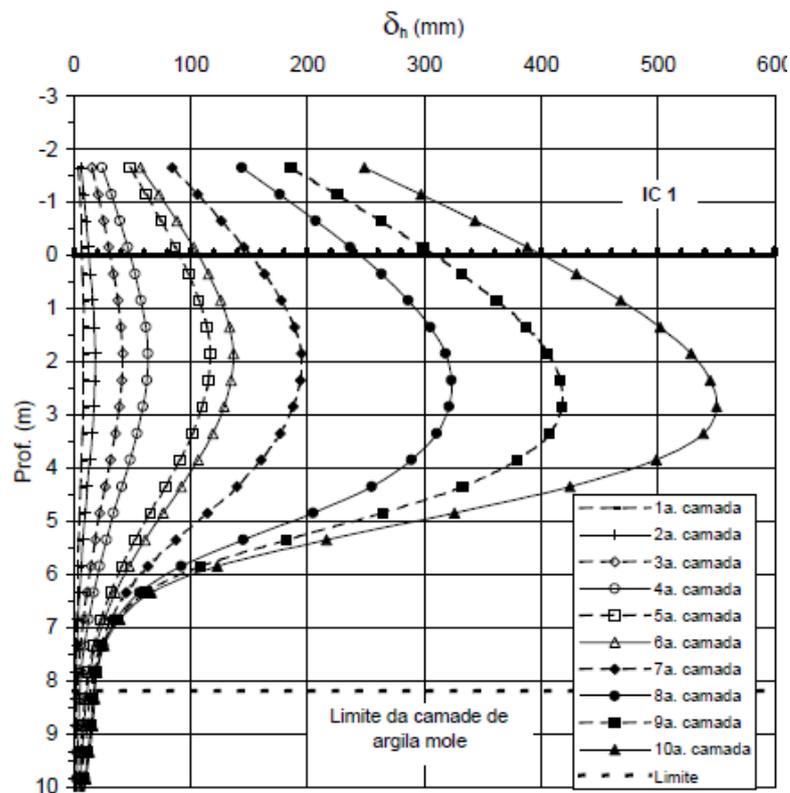
## **APÊNDICE B – Dados dos aterros da Via Sul**

## ATERRO VIA SUL

O aterro experimental Via Sul, descrito no capítulo 4, era constituído por 3 aterros. O aterro AE3 está detalhado no capítulo 5, Métodos de Análise dos Dados. Os outros aterros estão descritos a seguir, o aterro experimental AE1, que foi construído com drenos e reforços e o AE2 que foi construído apenas com reforços sintéticos.

Oliveira (2006), apresenta os dados de deslocamento do aterro AE1 na figura APB1 e os valores encontrados estão apresentados na tabela APB1. São apresentados também os valores para os diferentes métodos de análise da velocidade de ruptura nas tabelas APB2 a APB4 e os gráficos com as variações nas figuras APB2 a APB5.

Figura APB1 – Deslocamentos do aterro AE1



(fonte: OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB1 – Valores de deslocamento do aterro AE1

PROFUNDI- DADE (m)	DESLOCAMENTOS (mm)						
	CAMADA						
	1.	3.	5.	7.	8.	9.	10.
-1,5	4,0	15,8	47,6	84,0	143,1	185,3	248,2
-1	5,4	22,4	66,5	111,9	185,9	237,1	311,3
0	7,0	31,2	90,8	151,8	243,9	310,4	400,6
1	8,4	38,6	109,3	180,8	291,3	369,2	476,8
2	8,9	41,8	116,3	195,2	320,2	409,3	533,2
3	7,9	38,0	107,1	183,8	318,3	414,9	548,2
4	6,4	30,0	87,4	154,2	280,0	367,8	478,6
5	4,8	20,6	61,1	107,0	187,0	240,0	294,1
6	2,9	13,3	38,0	57,4	79,3	90,4	101,3
7	2,5	7,5	20,6	28,4	28,5	31,1	34,4

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB2 – Valores de velocidade de ruptura do aterro AE1 x altura aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	1c-3c	3c-5c	5c-7c	7c-8c	8c-9c	9c-10c
	41%	57%	76%	84%	93%	100%
-1,5	1,967	5,300	6,067	19,700	14,067	20,967
-1	2,833	7,350	7,567	24,667	17,067	24,733
0	4,033	9,933	10,167	30,700	22,167	30,067
1	5,033	11,783	11,917	36,833	25,967	35,867
2	5,483	12,417	13,150	41,667	29,700	41,300
3	5,017	11,517	12,783	44,833	32,200	44,433
4	3,933	9,567	11,133	41,933	29,267	36,933
5	2,633	6,750	7,650	26,667	17,667	18,033
6	1,733	4,117	3,233	7,300	3,700	3,633
7	0,833	2,183	1,300	0,033	0,867	1,100

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB3 – Valores de velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	41%	57%	76%	84%	93%	100%
-1,5	2,276	6,134	7,022	22,801	16,281	24,267
-1	3,279	8,507	8,758	28,549	19,753	28,627
0	4,668	11,497	11,767	35,532	25,656	34,799
1	5,826	13,638	13,792	42,631	30,054	41,512
2	6,346	14,371	15,220	48,225	34,375	47,801
3	5,806	13,329	14,796	51,890	37,269	51,427
4	4,552	11,073	12,886	48,534	33,873	42,747
5	3,048	7,813	8,854	30,864	20,448	20,872
6	2,006	4,765	3,742	8,449	4,282	4,205
7	0,965	2,527	1,505	0,039	1,003	1,273

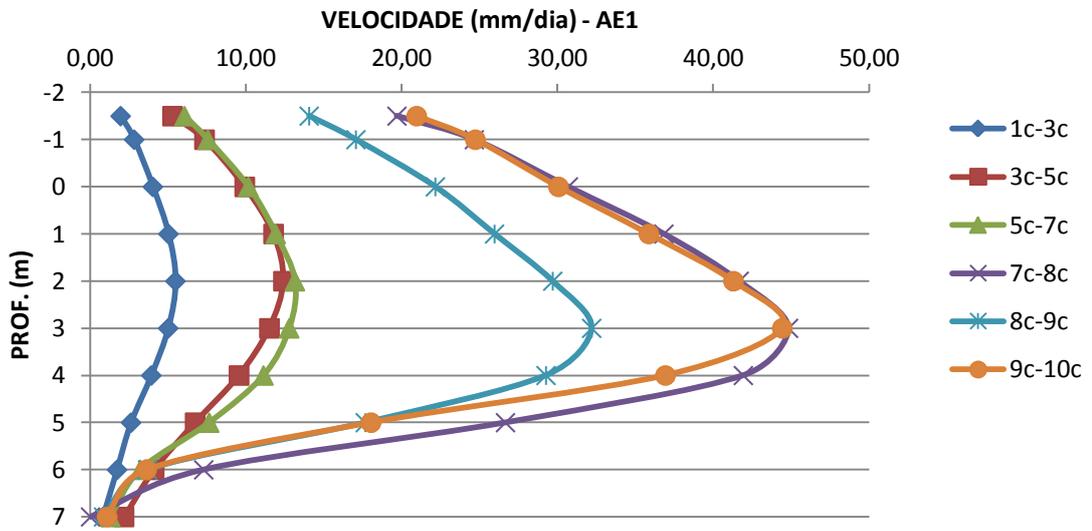
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB4 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	41%	57%	76%	84%	93%	100%
-1,5	0,094	0,253	0,289	0,940	0,671	1,000
-1	0,115	0,297	0,306	0,997	0,690	1,000
0	0,131	0,324	0,331	1,000	0,722	0,979
1	0,137	0,320	0,324	1,000	0,705	0,974
2	0,132	0,298	0,316	1,000	0,713	0,991
3	0,112	0,257	0,285	1,000	0,718	0,991
4	0,094	0,228	0,266	1,000	0,698	0,881
5	0,099	0,253	0,287	1,000	0,663	0,676
6	0,237	0,564	0,443	1,000	0,507	0,498
7	0,382	1,000	0,595	0,015	0,397	0,504

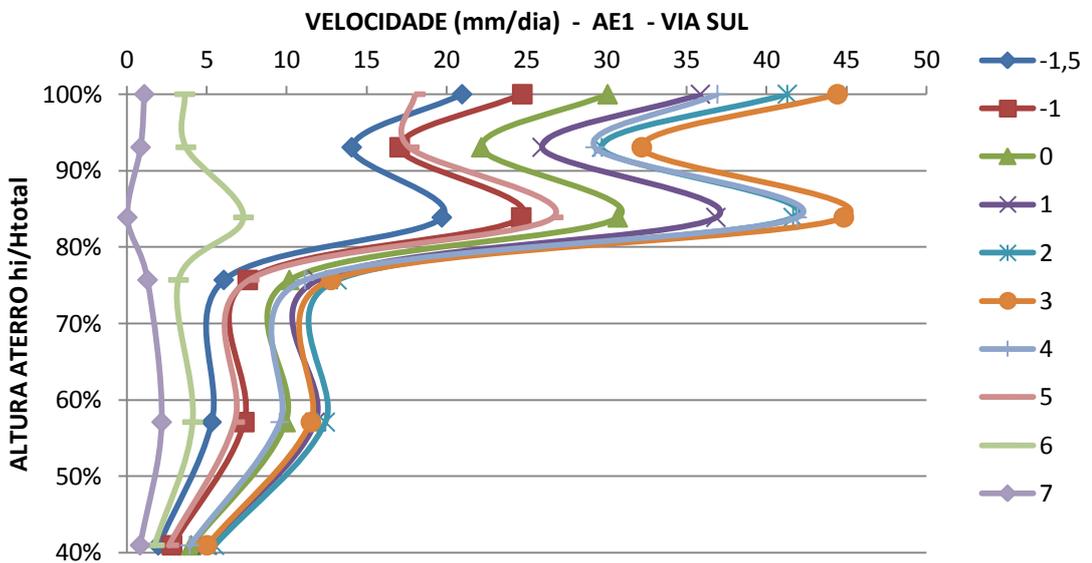
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Figura APB2 – Velocidade de ruptura do AE1 x profundidade



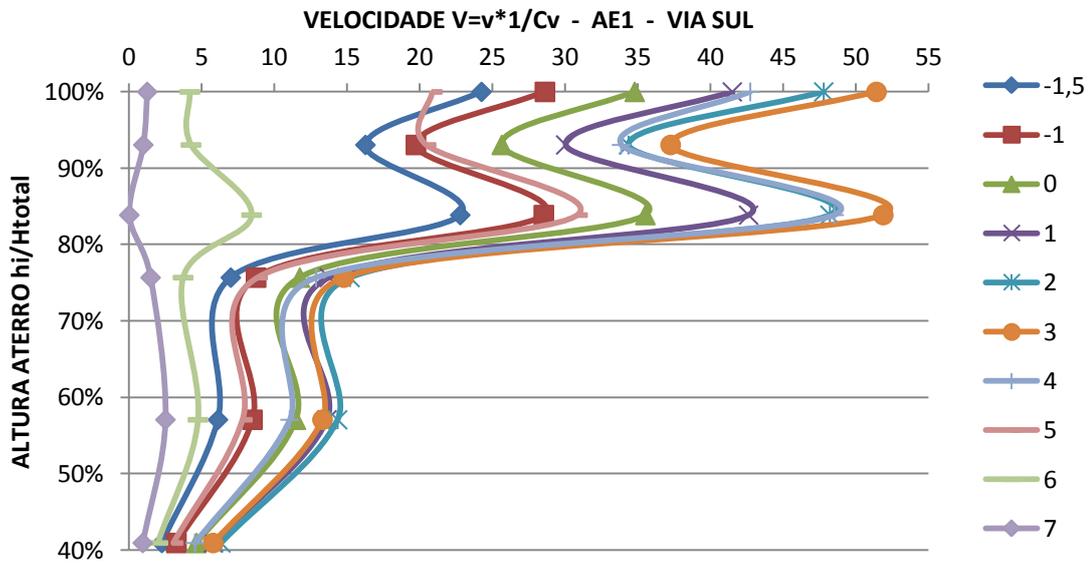
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Figura APB3 – Velocidade de ruptura do AE1 x altura do aterro



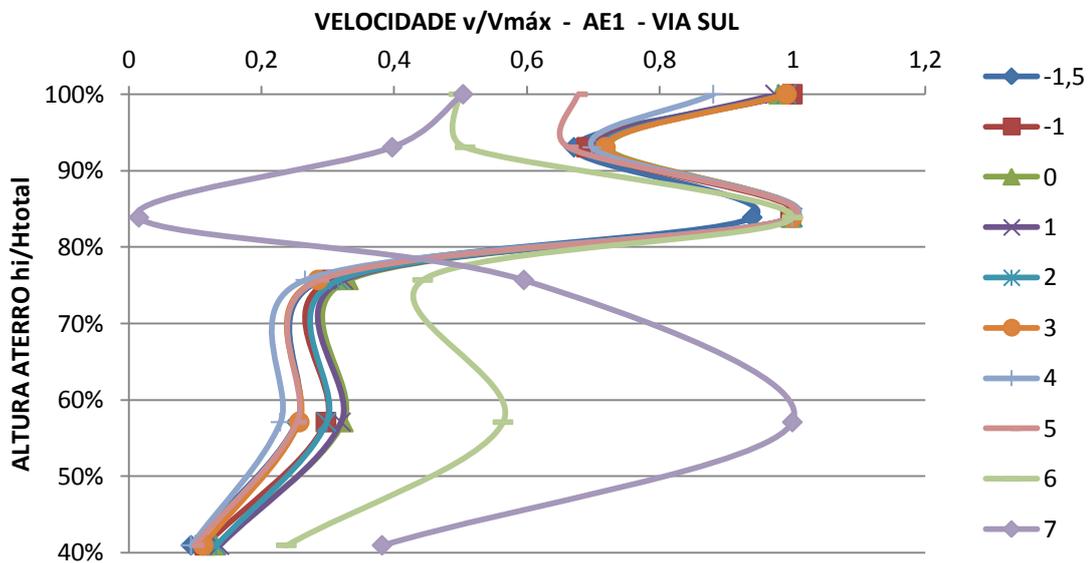
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Figura APB4 – Velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

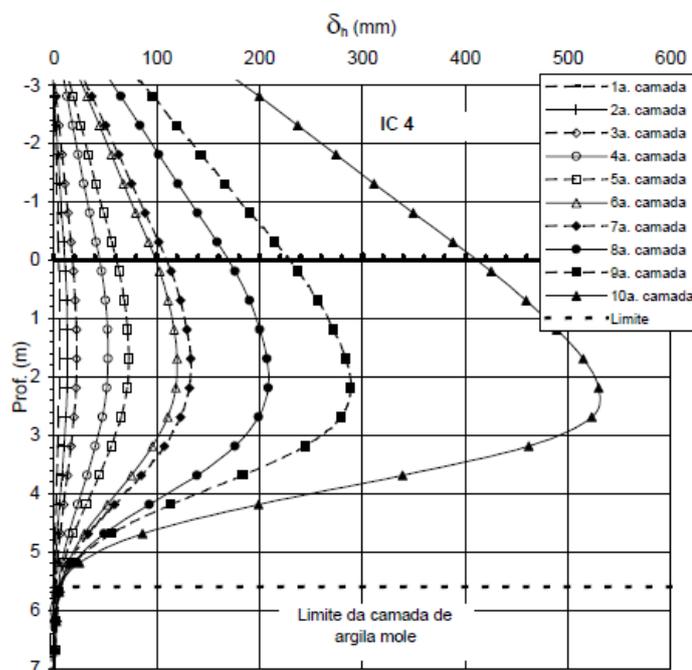
Figura APB5 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

E para o aterro AE2, Oliveira (2006) apresenta os dados de deslocamento na figura APB6 e valores encontrados estão apresentados na tabela APB5. São apresentados também os valores para os diferentes métodos de análise da velocidade de ruptura nas tabelas APB6 a APB8 e os gráficos com as variações nas figuras APB7 a APB10.

Figura APB6 – Deslocamentos do aterro AE2



(fonte: OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB5 – Valores de deslocamento do aterro AE2

PROFUNDIDADE (m)	DESLOCAMENTOS (mm)						
	CAMADA						
	1.	3.	5.	7.	8.	9.	10.
-3	0,0	3,2	17,2	32,8	58,1	87,8	185,6
-2	1,2	7,8	32,2	58,9	96,0	135,0	260,4
-1	3,0	13,8	43,6	84,6	132,7	181,2	335,0
0	6,0	20,2	62,0	110,1	171,3	230,0	411,8
1	6,0	22,5	71,5	127,6	197,1	266,5	480,0
2	5,1	22,4	72,9	133,3	208,7	287,5	523,7
3	4,0	18,5	59,9	114,1	185,9	258,5	490,2
4	2,3	11,6	36,9	68,2	110,4	138,1	250,2
5	2,0	5,6	13,6	21,5	28,2	32,2	44,0

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB6 – Valores de velocidade de ruptura do aterro AE2 x profundidade

PROFUNDI- DADE. (m)	VELOCIDADE mm/dia					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	1c-3c	3c-5c	5c-7c	7c-8c	8c-9c	9c-10c
	41%	58%	72%	83%	92%	100%
-3	0,533	2,333	2,600	8,433	9,900	32,600
-2	1,100	4,067	4,450	12,367	13,000	41,800
-1	1,800	4,967	6,833	16,033	16,167	51,267
0	2,367	6,967	8,017	20,400	19,567	60,600
1	2,750	8,167	9,350	23,167	23,133	71,167
2	2,883	8,417	10,067	25,133	26,267	78,733
3	2,417	6,900	9,033	23,933	24,200	77,233
4	1,550	4,217	5,217	14,067	9,233	37,367
5	0,600	1,333	1,317	2,233	1,333	3,933

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB7 – Valores de velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	41%	58%	72%	83%	92%	100%
-3	0,617	2,701	3,009	9,761	11,458	37,731
-2	1,273	4,707	5,150	14,313	15,046	48,380
-1	2,083	5,748	7,909	18,557	18,711	59,336
0	2,739	8,063	9,279	23,611	22,647	70,139
1	3,183	9,452	10,822	26,813	26,775	82,369
2	3,337	9,742	11,651	29,090	30,401	91,127
3	2,797	7,986	10,455	27,701	28,009	89,390
4	1,794	4,880	6,038	16,281	10,687	43,248
5	0,694	1,543	1,524	2,585	1,543	4,552

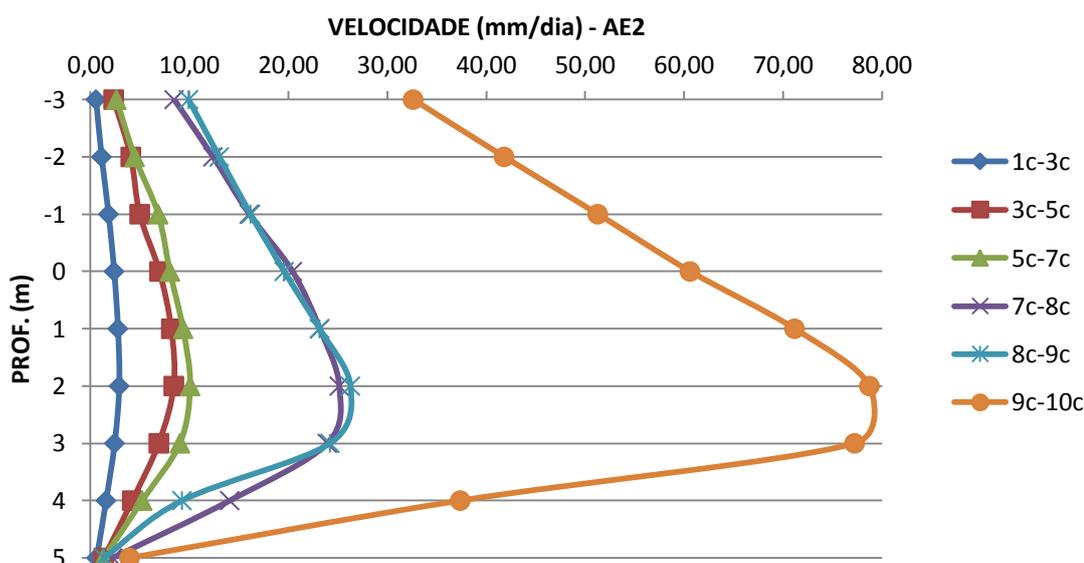
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Tabela APB8 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro

PROFUNDIDADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	41%	58%	72%	83%	92%	100%
-3	0,016	0,072	0,080	0,259	0,304	1,000
-2	0,026	0,097	0,106	0,296	0,311	1,000
-1	0,035	0,097	0,133	0,313	0,315	1,000
0	0,039	0,115	0,132	0,337	0,323	1,000
1	0,039	0,115	0,131	0,326	0,325	1,000
2	0,037	0,107	0,128	0,319	0,334	1,000
3	0,031	0,089	0,117	0,310	0,313	1,000
4	0,041	0,113	0,140	0,376	0,247	1,000
5	0,153	0,339	0,335	0,568	0,339	1,000

(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

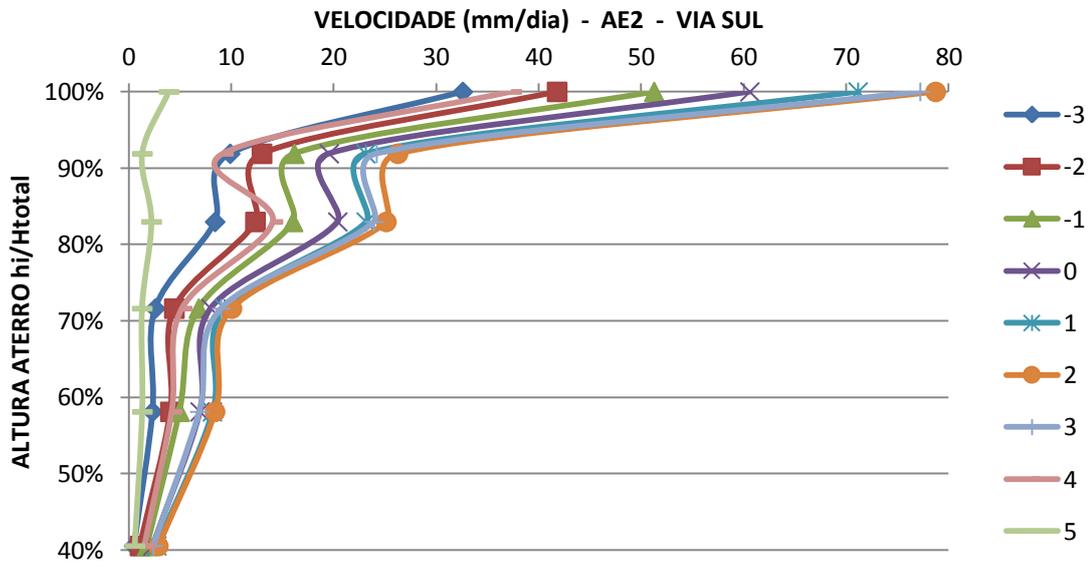
Figura APB7 – Velocidade de ruptura do AE2 x profundidade



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

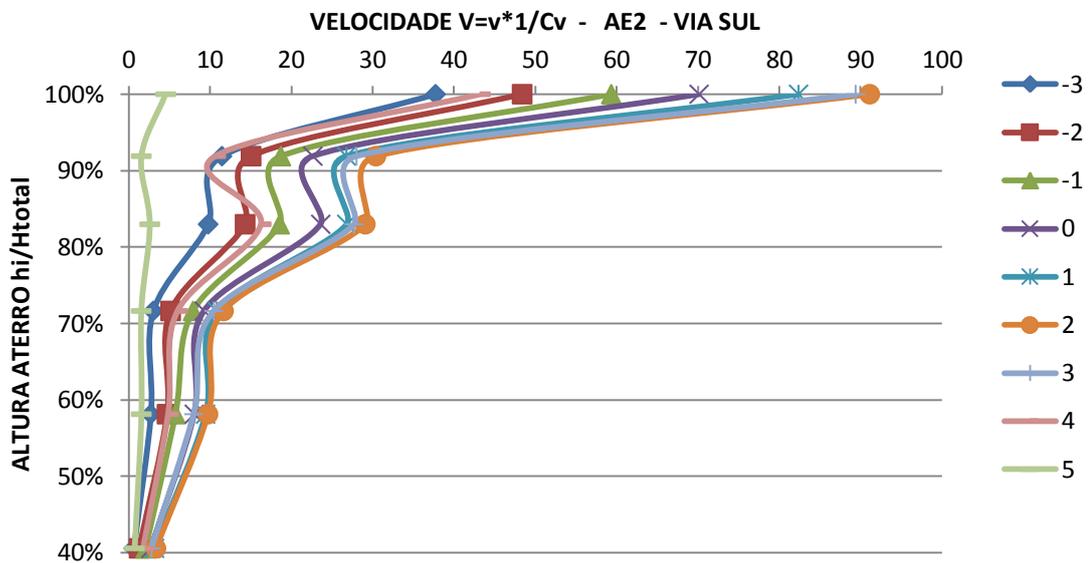
Quando comparado o aterro AE2 com os outros aterros da Via Sul, pode-se concluir que este aterro com reforços sintéticos é mais resistente que os demais. Ele apresenta velocidades lentas durante a construção e um rápido crescimento, quando já estava 90% do aterro concluído, quando atinge velocidade de 80 mm/dia. Os outros aterros apresentam picos de velocidade quando atingem 80% da altura final, seguindo por diminuição da velocidade nos 90% construídos e aumentando a velocidade novamente quando se aproximam da ruptura.

Figura APB8 – Velocidade de ruptura do AE2 x altura do aterro



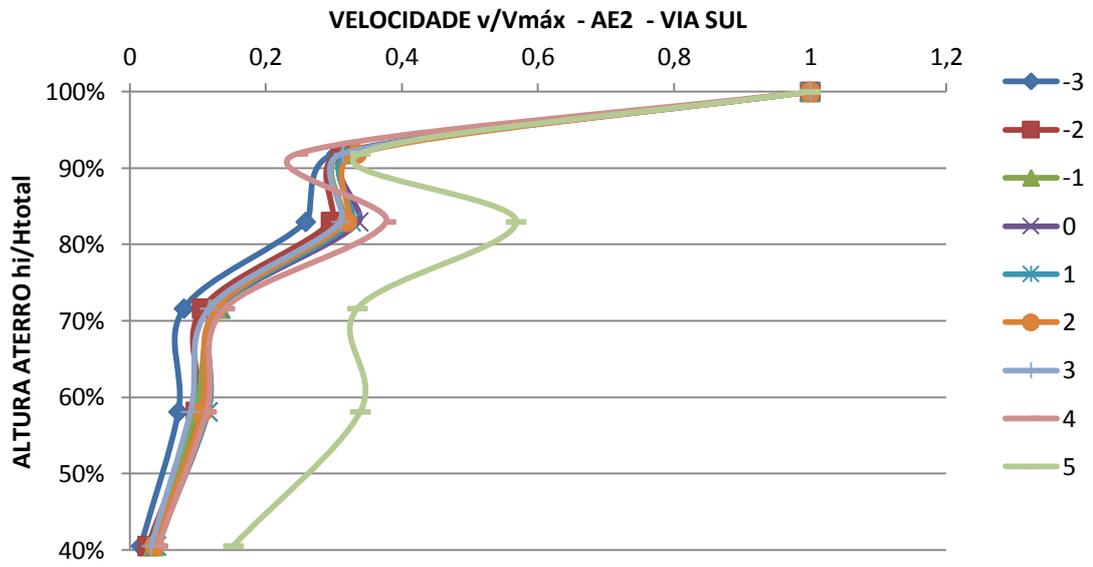
(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Figura APB9 – Velocidade de ruptura normalizada x altura do aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

Figura APB10 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima x altura do aterro



(fonte: baseado em OLIVEIRA, 2006)

## **APÊNDICE C – Dados do aterro de Sarapuí**

## ATERRO SARAPUÍ

Para o aterro experimental SarapuÍ, descrito no capítulo 4, foram selecionados os dados de monitoramento de três inclinômetros situados no pé do aterro (IC2, IC4, IC5) e de um inclinômetro afastado 5 m do pé do aterro (IC3). Os valores de deslocamentos apresentados por Ortigão (1980) estão representados nas tabelas APC1 a APC4. São apresentados também os valores para os diferentes métodos de análise da velocidade de ruptura nas tabelas APC5 a APC16 e os gráficos com as variações nas figuras APC1 a APC16.

O inclinômetro IC3 é o único que possui dados de deslocamento durante o deslizamento, e estes estão representados nas figuras APC 8, APC12 e APC16 como 120 % de construção do aterro, para melhor visualização da evolução dos deslocamentos e velocidades.

Tabela APC1 – Valores de deslocamento em mm do IC2

PROFUNDI- DADE (m)	ALTURA DO ATERRO (m)						
	1,00	1,30	1,60	2,00	2,50	2,80	3,10
0	5,0	17,0	30,0	46,0	66,0	179,0	320,0
1	7,0	13,0	28,0	41,0	59,0	177,0	310,0
2	7,0	15,0	27,0	35,0	54,0	176,0	330,0
3	8,0	14,0	25,0	30,0	45,0	180,0	330,0
4	8,0	12,0	22,0	24,0	40,0	155,0	335,0
5	7,0	11,0	18,0	19,0	34,0	125,0	250,0
6	5,0	9,0	15,0	14,0	27,0	75,0	160,0
7	4,0	7,0	10,0	10,0	20,0	38,0	75,0
8	3,0	5,0	7,0	7,0	15,0	23,0	30,0
9	2,0	3,0	6,0	5,0	10,0	17,0	20,0
10	1,0	2,0	4,0	3,0	7,0	12,0	15,0
11		1,0	2,0	1,0	4,0	7,0	10,0
12			1,0	1,0	2,0	3,0	5,0

(fonte: ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC2 – Valores de deslocamento em mm do IC4

PROFUNDI- DADE (m)	ALTURA DO ATERRO (m)					
	1,00	1,60	2,00	2,50	2,80	3,10
0	11,0	35,0	60,0	100,0	155,0	350,0
1	7,0	28,0	54,0	91,0	145,0	365,0
2	9,0	29,0	48,0	83,0	130,0	390,0
3	8,0	25,0	40,0	74,0	125,0	385,0
4	7,0	20,0	33,0	60,0	110,0	330,0
5	5,0	17,0	28,0	45,0	89,0	215,0
6	5,0	15,0	22,0	30,0	55,0	105,0
7	3,0	10,0	17,0	20,0	30,0	40,0
8	2,0	8,0	14,0	15,0	18,0	20,0
9	1,0	7,0	10,0	12,0	13,0	20,0
10	1,0	3,0	7,0	12,0	9,0	15,0
11		1,0	3,0	5,0	6,0	10,0
12			2,0	2,0	3,0	5,0

(fonte: ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC3 – Valores de deslocamento em mm do IC5

PROFUNDI- DADE (m)	ALTURA DO ATERRO (m)						
	1,00	1,30	1,60	2,00	2,50	2,80	3,10
0	5,0	16,0	32,0	55,0	92,0	122,0	265,0
1	6,0	20,0	30,0	50,0	86,0	119,0	270,0
2	6,0	19,0	27,0	44,0	77,0	115,0	285,0
3	6,0	18,0	24,0	36,0	66,0	105,0	280,0
4	5,0	16,0	19,0	30,0	52,0	78,0	230,0
5	5,0	12,0	14,0	24,0	40,0	52,0	150,0
6	4,0	9,0	10,0	19,0	27,0	36,0	45,0
7	3,0	7,0	7,0	15,0	18,0	25,0	35,0
8	2,0	5,0	5,0	11,0	13,0	17,0	25,0
9	1,0	4,0	4,0	8,0	9,0	12,0	15,0
10		3,0	3,0	5,0	6,0	8,0	5,0
11		2,0	2,0	4,0	4,0	5,0	
12		2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	

(fonte: ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC4 – Valores de deslocamento em mm do IC3

PROFUNDI- DADE (m)	ALTURA DO ATERRO (m)					
	1,60	2,00	2,50	2,80	3,10	DESLIZ.
0	20,0	21,0	47,0	90,0	190,0	1011,0
1	18,0	19,0	42,0	78,0	170,0	870,0
2	17,0	17,0	36,0	65,0	135,0	680,0
3	16,0	16,0	31,0	55,0	100,0	560,0
4	14,0	15,0	27,0	43,0	75,0	400,0
5	13,0	13,0	21,0	32,0	55,0	300,0
6	11,0	11,0	17,0	23,0	40,0	175,0
7	8,0	9,0	13,0	16,0	22,0	55,0
8	6,0	6,0	9,0	10,0	13,0	15,0
9	4,0	4,0	5,0	7,0	8,0	5,0
10	2,0	2,0	4,0	4,0	5,0	5,0
11	2,0	1,0	2,0	3,0	2,0	
12	2,0	1,0	1,0			

(fonte: ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC5 – Valores de velocidade de ruptura do IC 2 x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	0-1,00	1,00-1,30	1,30-1,60	1,60-2,00	2,00-2,50	2,50-2,80	2,80-3,10
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,33	3,00	4,33	8,00	10,00	37,67	70,50
1	0,47	1,50	5,00	6,50	9,00	39,33	66,50
2	0,47	2,00	4,00	4,00	9,50	40,67	77,00
3	0,53	1,50	3,67	2,50	7,50	45,00	75,00
4	0,53	1,00	3,33	1,00	8,00	38,33	90,00
5	0,47	1,00	2,33	0,50	7,50	30,33	62,50
6	0,33	1,00	2,00	0,50	6,50	16,00	42,50
7	0,27	0,75	1,00	0,00	5,00	6,00	18,50
8	0,20	0,50	0,67	0,00	4,00	2,67	3,50
9	0,13	0,25	1,00	0,50	2,50	2,33	1,50
10	0,07	0,25	0,67	0,50	2,00	1,67	1,50
11		0,25	0,33	0,50	1,50	1,00	1,50
12			0,33	0,00	0,50	0,33	1,00

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC6 – Valores de velocidade de ruptura do IC 4 x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	0-1,00	1,00-1,60	1,60-2,00	2,00-2,50	2,50-2,80	2,80-3,10
	32%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,73	3,43	12,50	20,00	18,33	97,50
1	0,47	3,00	13,00	18,50	18,00	110,00
2	0,60	2,86	9,50	17,50	15,67	130,00
3	0,53	2,43	7,50	17,00	17,00	130,00
4	0,47	1,86	6,50	13,50	16,67	110,00
5	0,33	1,71	5,50	8,50	14,67	63,00
6	0,33	1,43	3,50	4,00	8,33	25,00
7	0,20	1,00	3,50	1,50	3,33	5,00
8	0,13	0,86	3,00	0,50	1,00	1,00
9	0,07	0,86	1,50	1,00	0,33	3,50
10	0,07	0,29	2,00	2,50	1,00	3,00
11		0,14	1,00	1,00	0,33	2,00
12				0,00	0,33	1,00

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC7 – Valores de velocidade de ruptura do IC 5 x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	0-1,00	1,00-1,30	1,30-1,60	1,60-2,00	2,00-2,50	2,50-2,80	2,80-3,10
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,33	2,75	5,33	11,50	18,50	10,00	71,50
1	0,40	3,50	3,33	10,00	18,00	11,00	75,50
2	0,40	3,25	2,67	8,50	16,50	12,67	85,00
3	0,40	3,00	2,00	6,00	15,00	13,00	87,50
4	0,33	2,75	1,00	5,50	11,00	8,67	76,00
5	0,33	1,75	0,67	5,00	8,00	4,00	49,00
6	0,27	1,25	0,33	4,50	4,00	3,00	4,50
7	0,20	1,00		4,00	1,50	2,33	5,00
8	0,13	0,75		3,00	1,00	1,33	4,00
9	0,07	0,75		2,00	0,50	1,00	1,50
10		0,75		1,00	0,50	0,67	1,50
11		0,50		1,00	0,00	0,33	
12		0,50		0,00	0,00	0,00	

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC8 – Valores de velocidade de ruptura do IC 3 x profundidade

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE mm/dia					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	0-1,60	1,60-2,00	2,00-2,50	2,50-2,80	2,80-3,10	3,10-DESLIZ.
	52%	65%	81%	90%	100%	DESLIZ.
0	0,91	0,50	13,00	14,33	50,00	821,00
1	0,82	0,50	11,50	12,00	46,00	700,00
2	0,77	0,00	9,50	9,67	35,00	545,00
3	0,73	0,00	7,50	8,00	22,50	460,00
4	0,64	0,50	6,00	5,33	16,00	325,00
5	0,59	0,00	4,00	3,67	11,50	245,00
6	0,50	0,00	3,00	2,00	8,50	135,00
7	0,36	0,50	2,00	1,00	3,00	33,00
8	0,27	0,00	1,50	0,33	1,50	2,00
9	0,18	0,00	0,50	0,67	0,50	3,00
10	0,09	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00
11	0,09	0,50	0,50	0,33	0,50	
12	0,09	0,50	0,00			

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC9 – Valores de velocidade de ruptura normalizada do IC 2 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,77	6,94	10,03	18,52	23,15	87,19	163,19
1	1,08	3,47	11,57	15,05	20,83	91,05	153,94
2	1,08	4,63	9,26	9,26	21,99	94,14	178,24
3	1,23	3,47	8,49	5,79	17,36	104,17	173,61
4	1,23	2,31	7,72	2,31	18,52	88,73	208,33
5	1,08	2,31	5,40	1,16	17,36	70,22	144,68
6	0,77	2,31	4,63	1,16	15,05	37,04	98,38
7	0,62	1,74	2,31	0,00	11,57	13,89	42,82
8	0,46	1,16	1,54	0,00	9,26	6,17	8,10
9	0,31	0,58	2,31	1,16	5,79	5,40	3,47
10	0,15	0,58	1,54	1,16	4,63	3,86	3,47
11		0,58	0,77	1,16	3,47	2,31	3,47
12			0,77	0,00	1,16	0,77	2,31

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC10 – Valores de velocidade de ruptura normalizada do IC 4 x altura do aterro

PROFUNDIDADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	32%	52%	65%	81%	90%	100%
0	1,70	7,94	28,94	46,30	42,44	225,69
1	1,08	6,94	30,09	42,82	41,67	254,63
2	1,39	6,61	21,99	40,51	36,27	300,93
3	1,23	5,62	17,36	39,35	39,35	300,93
4	1,08	4,30	15,05	31,25	38,58	254,63
5	0,77	3,97	12,73	19,68	33,95	145,83
6	0,77	3,31	8,10	9,26	19,29	57,87
7	0,46	2,31	8,10	3,47	7,72	11,57
8	0,31	1,98	6,94	1,16	2,31	2,31
9	0,15	1,98	3,47	2,31	0,77	8,10
10	0,15	0,66	4,63	5,79	2,31	6,94
11		0,33	2,31	2,31	0,77	4,63
12				0,00	0,77	2,31

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC11 – Valores de velocidade de ruptura normalizada do IC 5 x altura do aterro

PROFUNDIDADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,77	6,37	12,35	26,62	42,82	23,15	165,51
1	0,93	8,10	7,72	23,15	41,67	25,46	174,77
2	0,93	7,52	6,17	19,68	38,19	29,32	196,76
3	0,93	6,94	4,63	13,89	34,72	30,09	202,55
4	0,77	6,37	2,31	12,73	25,46	20,06	175,93
5	0,77	4,05	1,54	11,57	18,52	9,26	113,43
6	0,62	2,89	0,77	10,42	9,26	6,94	10,42
7	0,46	2,31		9,26	3,47	5,40	11,57
8	0,31	1,74		6,94	2,31	3,09	9,26
9	0,15	1,74		4,63	1,16	2,31	3,47
10		1,74		2,31	1,16	1,54	3,47
11		1,16		2,31		0,77	
12		1,16					

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC12 – Valores de velocidade de ruptura normalizada do IC 3 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	VELOCIDADE NORMALIZADA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	52%	65%	81%	90%	100%	DESLIZ.
0	2,10	1,16	30,09	33,18	115,74	1900,46
1	1,89	1,16	26,62	27,78	106,48	1620,37
2	1,79	0,00	21,99	22,38	81,02	1261,57
3	1,68	0,00	17,36	18,52	52,08	1064,81
4	1,47	1,16	13,89	12,35	37,04	752,31
5	1,37	0,00	9,26	8,49	26,62	567,13
6	1,16	0,00	6,94	4,63	19,68	312,50
7	0,84	1,16	4,63	2,31	6,94	76,39
8	0,63	0,00	3,47	0,77	3,47	4,63
9	0,42	0,00	1,16	1,54	1,16	6,94
10	0,21	0,00	2,31	0,00	1,16	0,00
11	0,21	1,16	1,16	0,77	1,16	
12	0,21	1,16	0,00			

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC13 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 2 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,005	0,043	0,061	0,113	0,142	0,534	1,000
1	0,007	0,023	0,075	0,098	0,135	0,591	1,000
2	0,006	0,026	0,052	0,052	0,123	0,528	1,000
3	0,007	0,020	0,049	0,033	0,100	0,600	1,000
4	0,006	0,011	0,037	0,011	0,089	0,426	1,000
5	0,007	0,016	0,037	0,008	0,120	0,485	1,000
6	0,008	0,024	0,047	0,012	0,153	0,376	1,000
7	0,014	0,041	0,054	0,000	0,270	0,324	1,000
8	0,050	0,125	0,167	0,000	1,000	0,667	0,875
9	0,053	0,100	0,400	0,200	1,000	0,933	0,600
10	0,033	0,125	0,333	0,250	1,000	0,833	0,750
11		0,167	0,222	0,333	1,000	0,667	1,000
12			0,333	0,000	0,500	0,333	1,000

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC14 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 4 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	32%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,008	0,035	0,128	0,205	0,188	1,000
1	0,004	0,027	0,118	0,168	0,164	1,000
2	0,005	0,022	0,073	0,135	0,121	1,000
3	0,004	0,019	0,058	0,131	0,131	1,000
4	0,004	0,017	0,059	0,123	0,152	1,000
5	0,005	0,027	0,087	0,135	0,233	1,000
6	0,013	0,057	0,140	0,160	0,333	1,000
7	0,040	0,200	0,700	0,300	0,667	1,000
8	0,044	0,286	1,000	0,167	0,333	0,333
9	0,019	0,245	0,429	0,286	0,095	1,000
10	0,022	0,095	0,667	0,833	0,333	1,000
11		0,071	0,500	0,500	0,167	1,000
12					0,333	1,000

(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC15 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 5 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE (m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA						
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL						
	32%	42%	52%	65%	81%	90%	100%
0	0,005	0,038	0,075	0,161	0,259	0,140	1,000
1	0,005	0,046	0,044	0,132	0,238	0,146	1,000
2	0,005	0,038	0,031	0,100	0,194	0,149	1,000
3	0,005	0,034	0,023	0,069	0,171	0,149	1,000
4	0,004	0,036	0,013	0,072	0,145	0,114	1,000
5	0,007	0,036	0,014	0,102	0,163	0,082	1,000
6	0,059	0,278	0,074	1,000	0,889	0,667	1,000
7	0,040	0,200		0,800	0,300	0,467	1,000
8	0,033	0,188		0,750	0,250	0,333	1,000
9	0,033	0,375		1,000	0,250	0,500	0,750
10		0,500		0,667	0,333	0,444	1,000
11		0,500		1,000	0,000	0,333	
12		0,500		0,000	0,000	0,000	

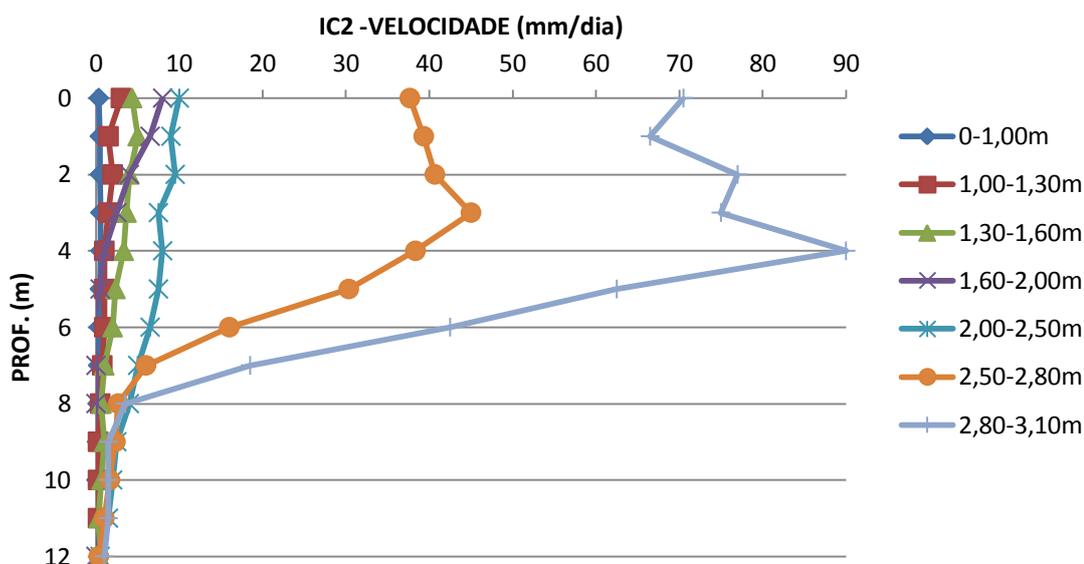
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Tabela APC16 – Valores de velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 3 x altura do aterro

PROFUNDI- DADE(m)	RELAÇÃO VELOCIDADE DE RUPTURA E MÁXIMA					
	RELAÇÃO ALTURA ATERRO E ALTURA FINAL					
	52%	65%	81%	90%	100%	DESLIZ.
0	0,001	0,001	0,016	0,017	0,061	1,000
1	0,001	0,001	0,016	0,017	0,066	1,000
2	0,001	0,000	0,017	0,018	0,064	1,000
3	0,002	0,000	0,016	0,017	0,049	1,000
4	0,002	0,002	0,018	0,016	0,049	1,000
5	0,002	0,000	0,016	0,015	0,047	1,000
6	0,004	0,000	0,022	0,015	0,063	1,000
7	0,011	0,015	0,061	0,030	0,091	1,000
8	0,136	0,000	0,750	0,167	0,750	1,000
9	0,061	0,000	0,167	0,222	0,167	1,000
10	0,091	0,000	1,000	0,000	0,500	0,000
11	0,182	1,000	1,000	0,667	1,000	
12	0,182	1,000	0,000			

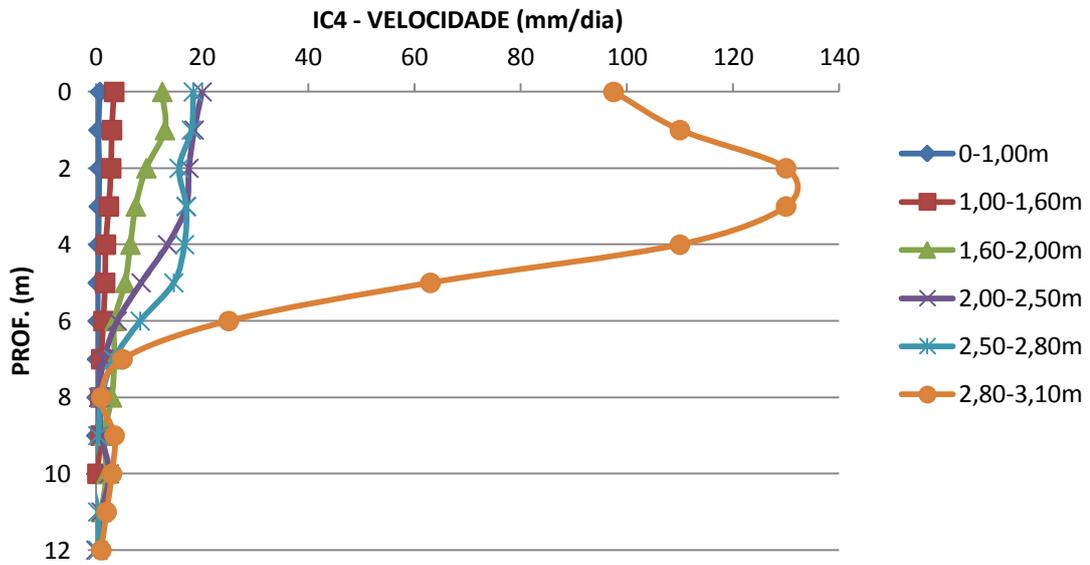
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC1 – Velocidade de ruptura do IC2 x profundidade



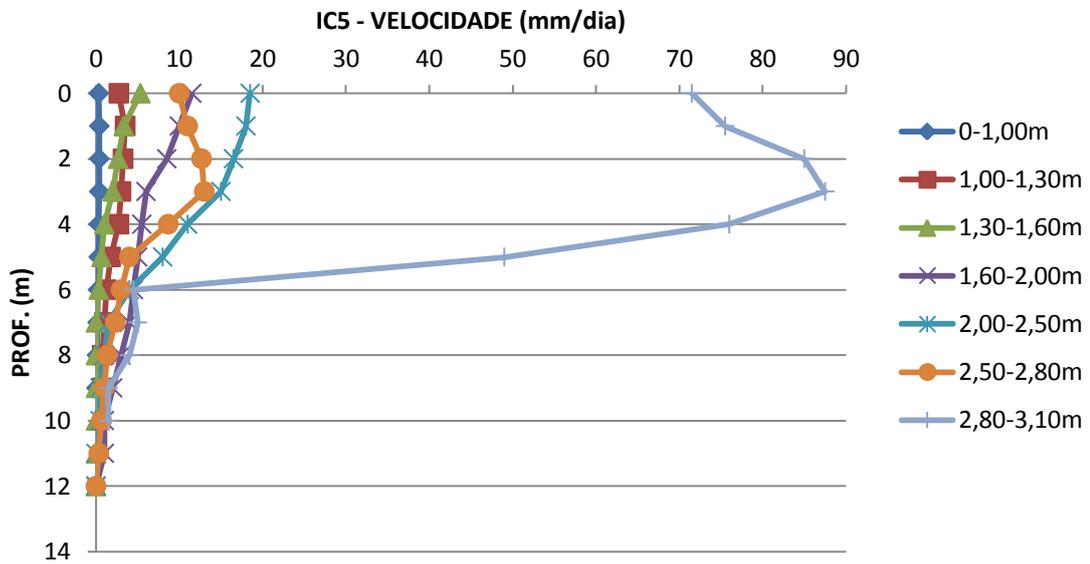
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC2 – Velocidade de ruptura do IC4 x profundidade



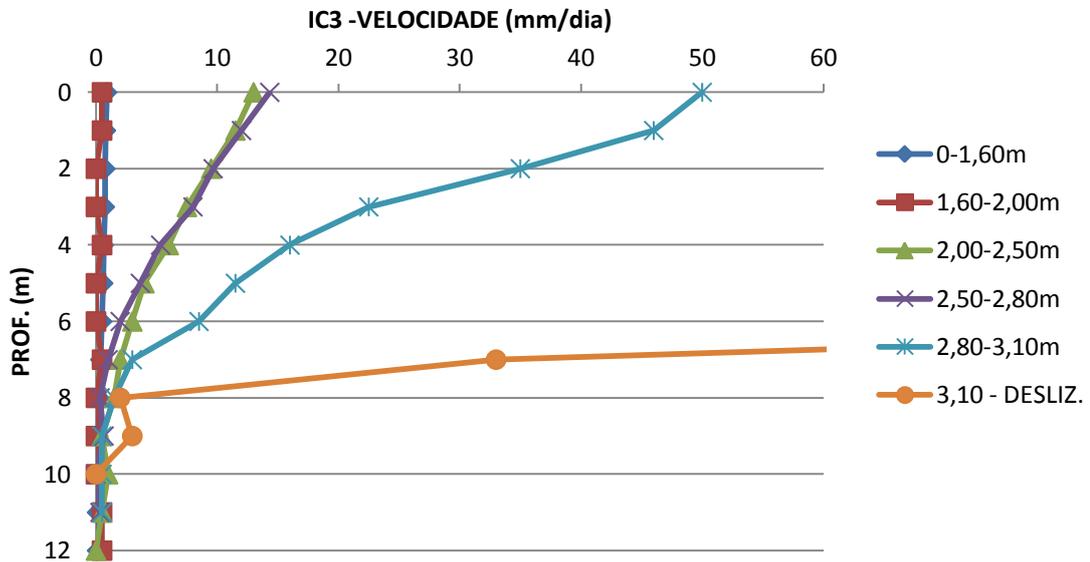
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC3 – Velocidade de ruptura do IC5 x profundidade



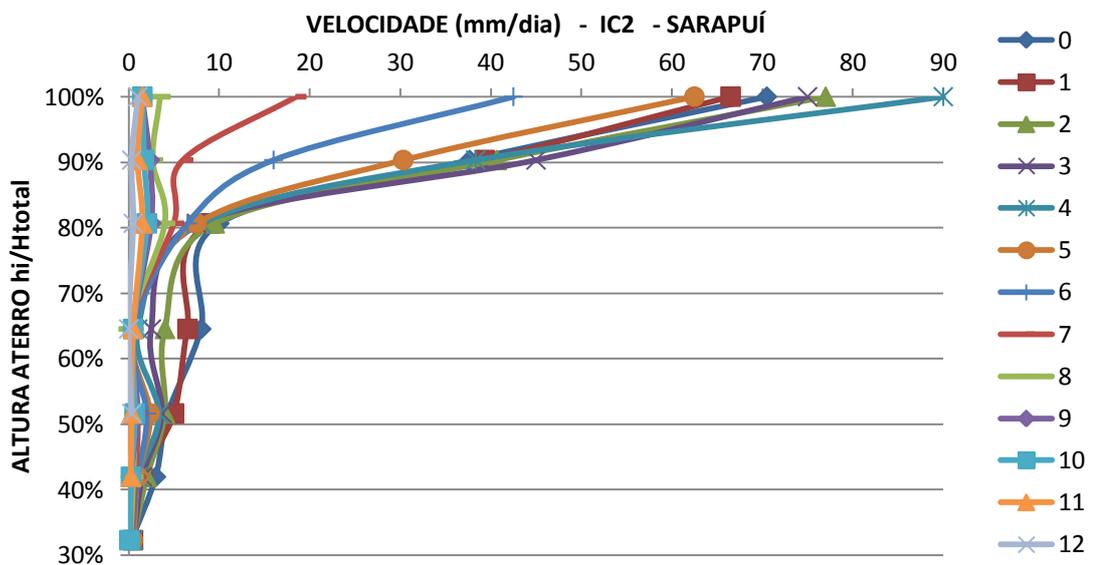
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC4 – Velocidade de ruptura do IC3 x profundidade



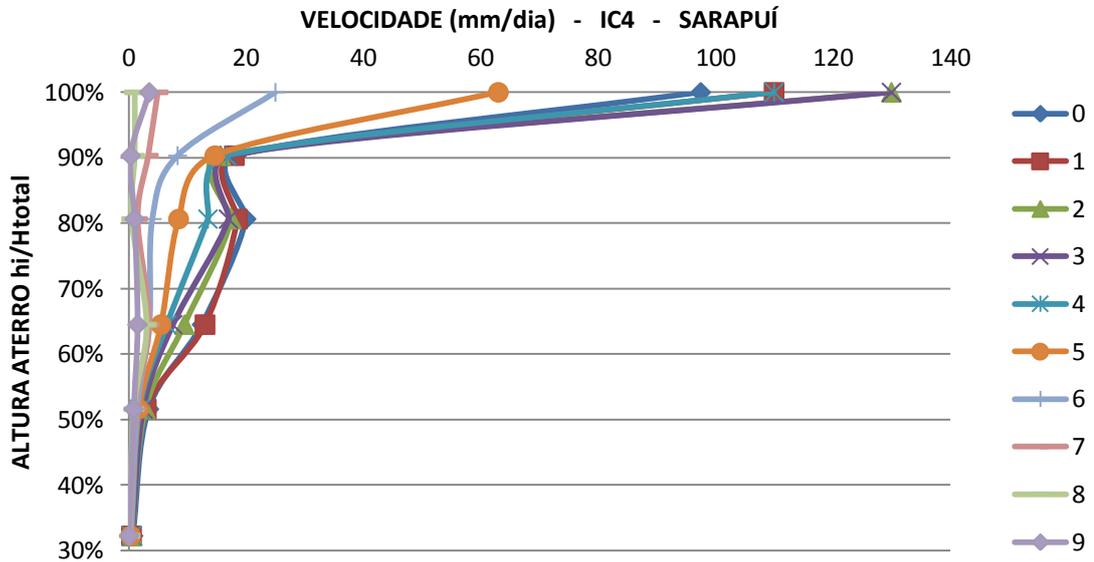
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC5 – Velocidade de ruptura do IC 2 x altura do aterro



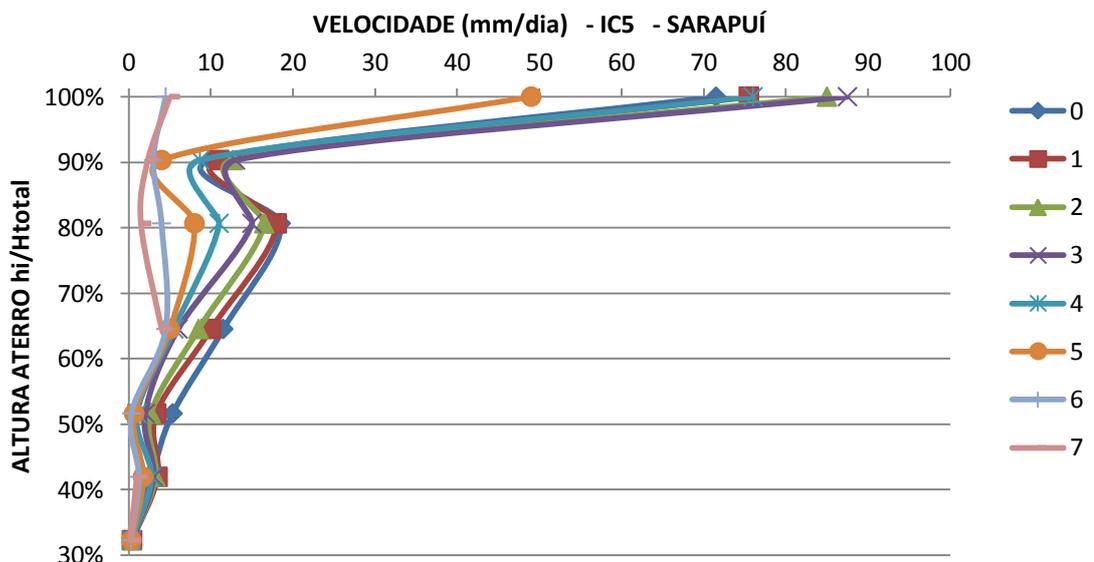
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC6 – Velocidade de ruptura do IC 4 x altura do aterro



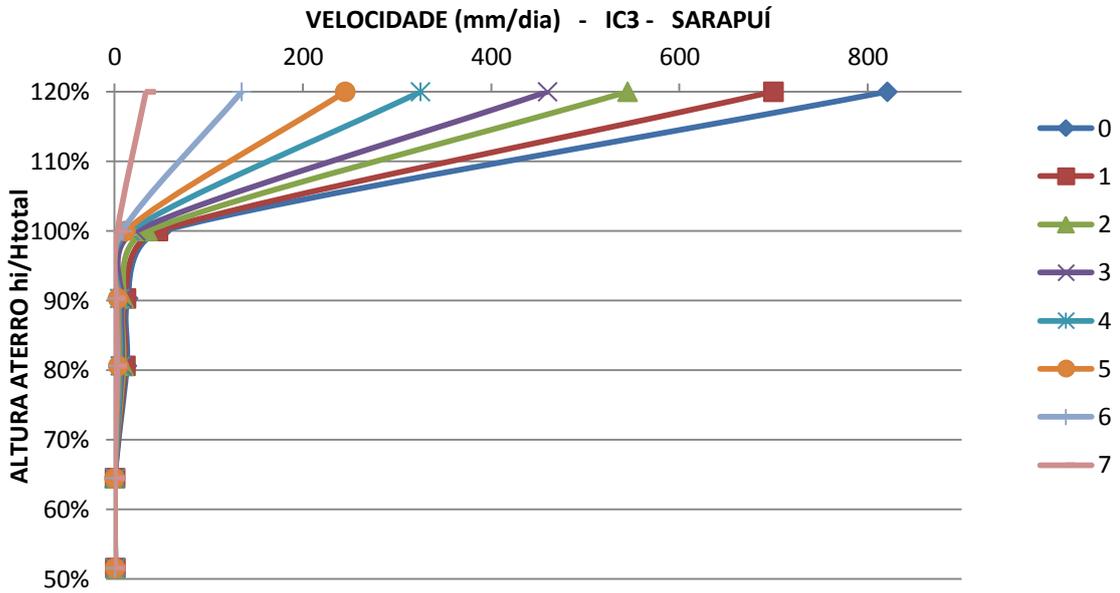
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC7 – Velocidade de ruptura do IC 5 x altura do aterro



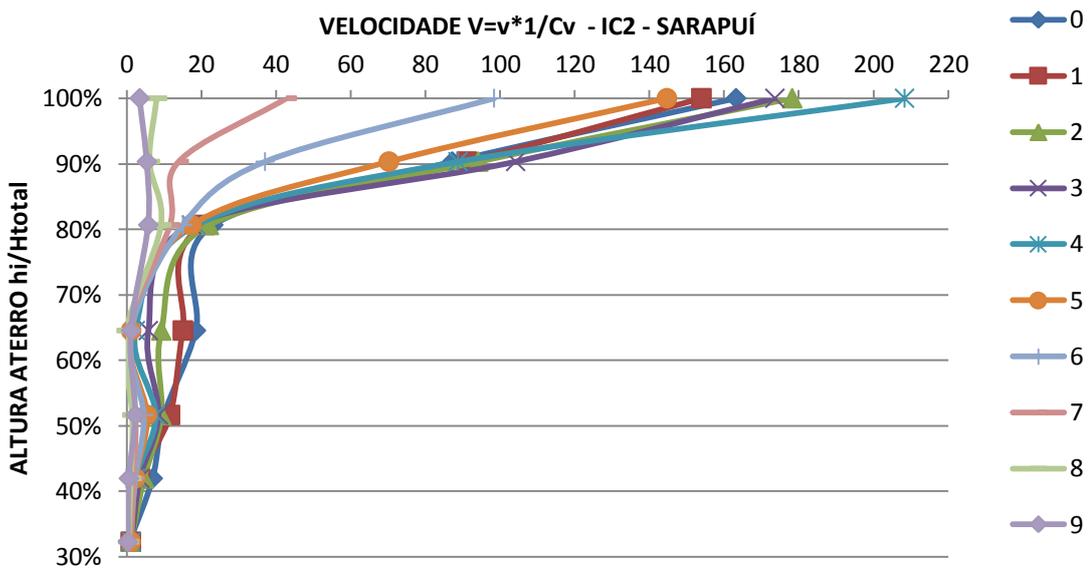
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC8 – Velocidade de ruptura do IC 3 x altura do aterro



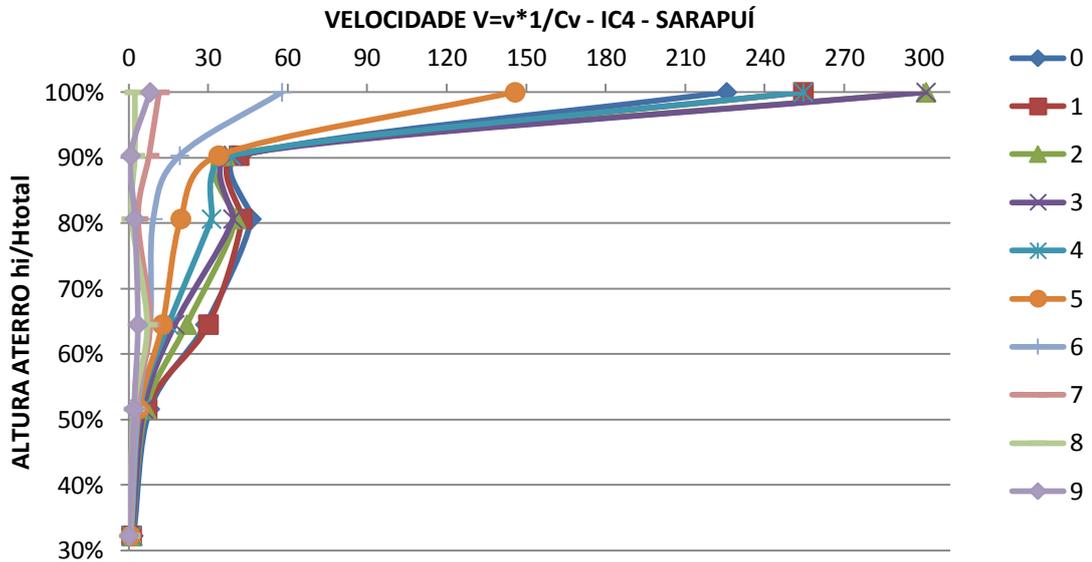
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC9 – Velocidade de ruptura normalizada do IC 2 x altura do aterro



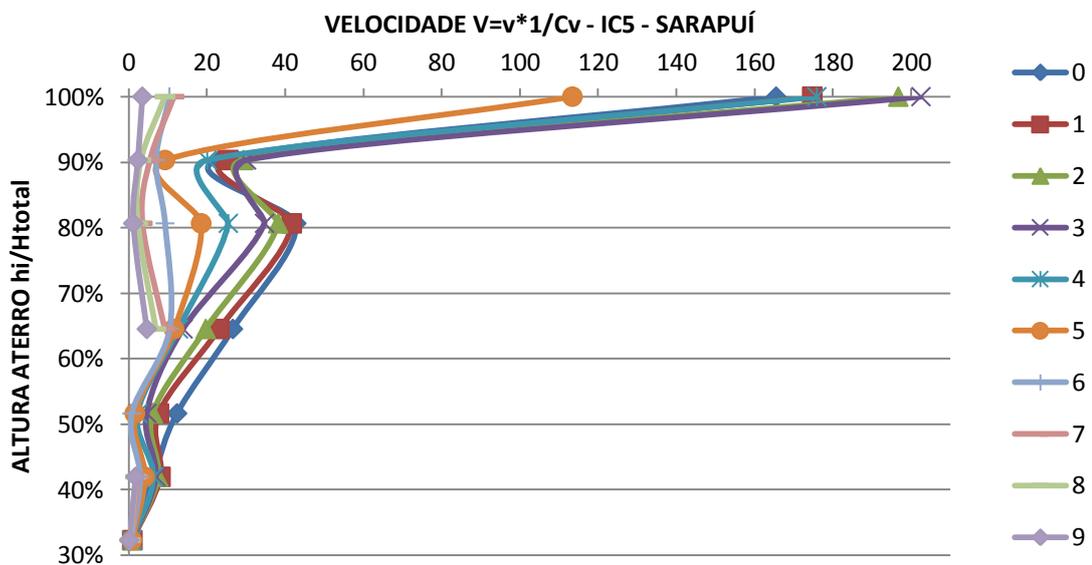
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC10 – Velocidade de ruptura normalizada do IC 4 x altura do aterro



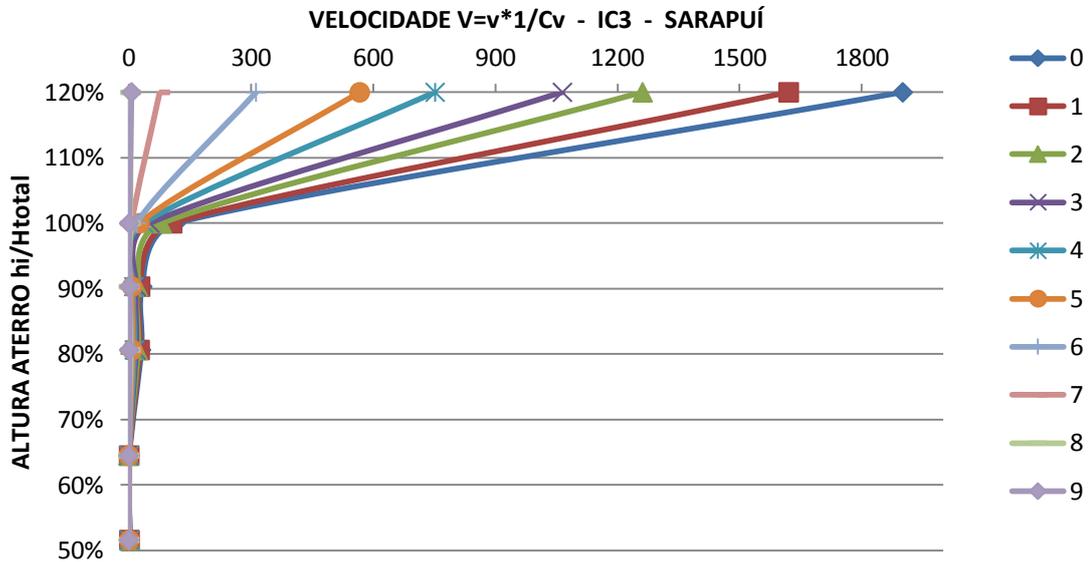
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC11 – Velocidade de ruptura normalizada do IC 5 x altura do aterro



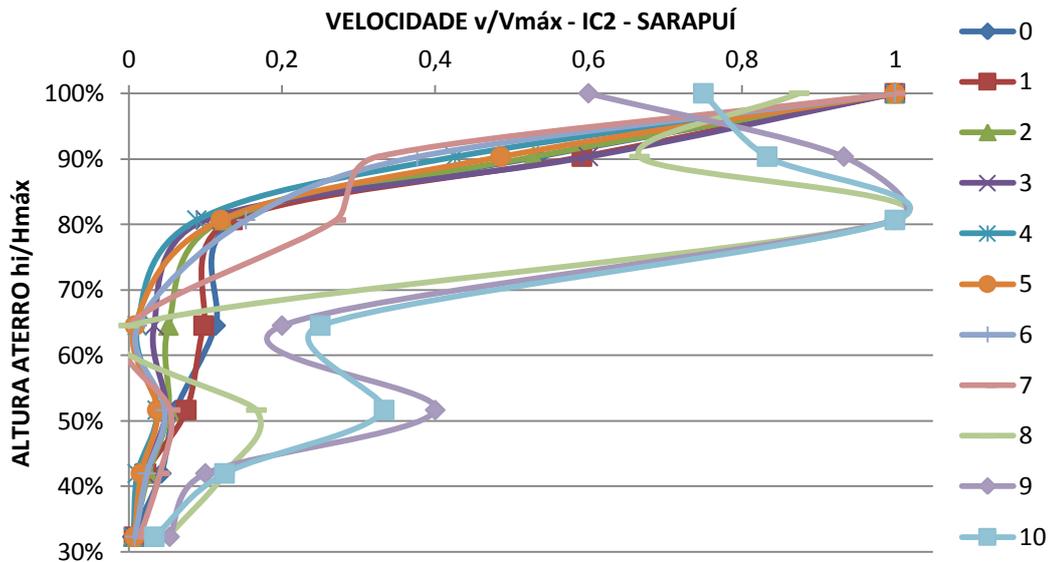
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC12 – Velocidade de ruptura normalizada do IC 3 x altura do aterro



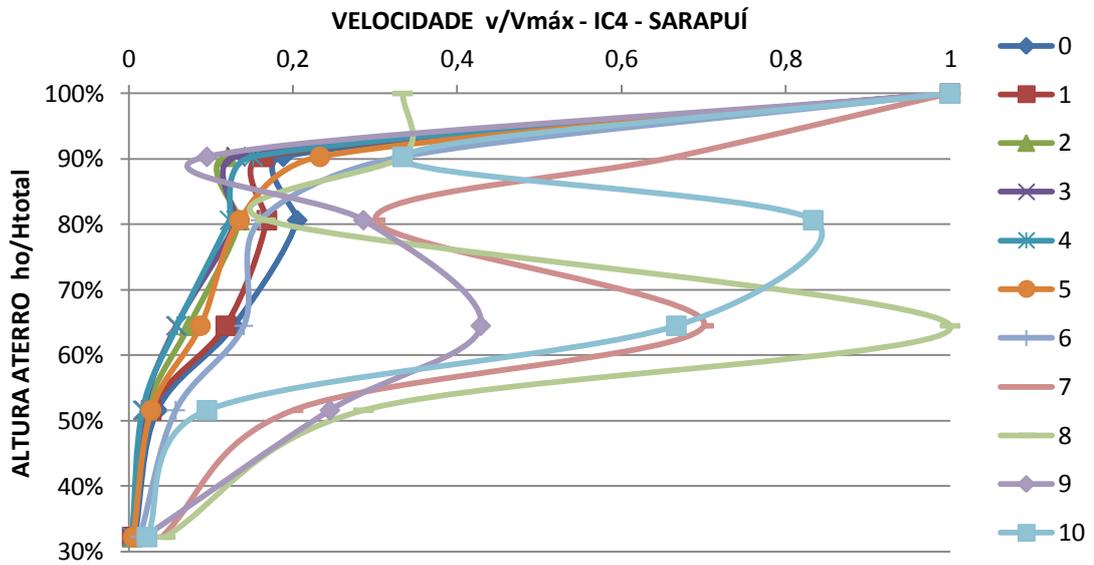
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC13 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 2 x altura do aterro



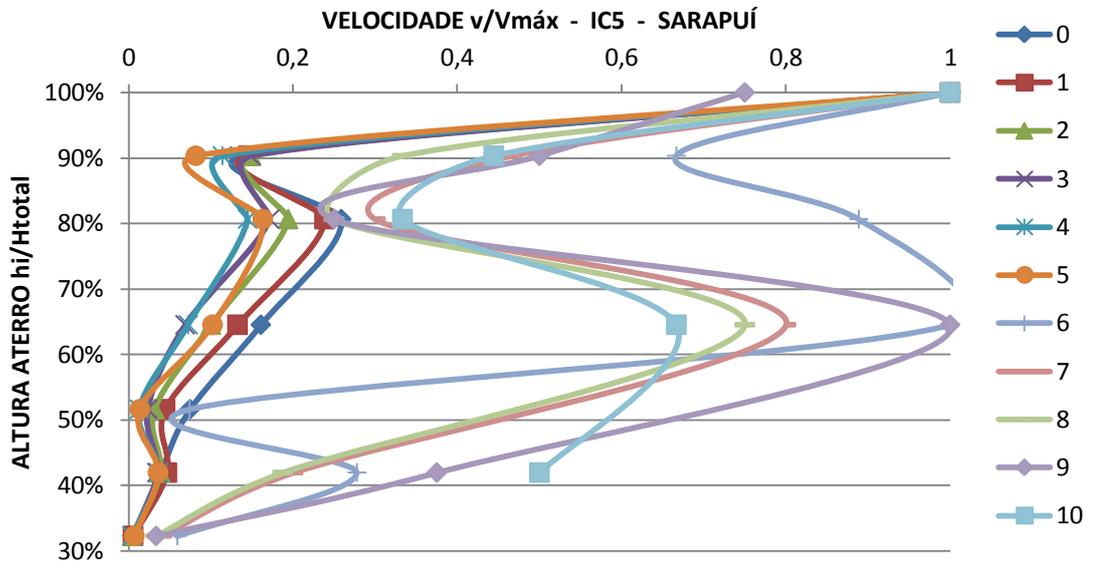
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC14 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 4 x altura do aterro



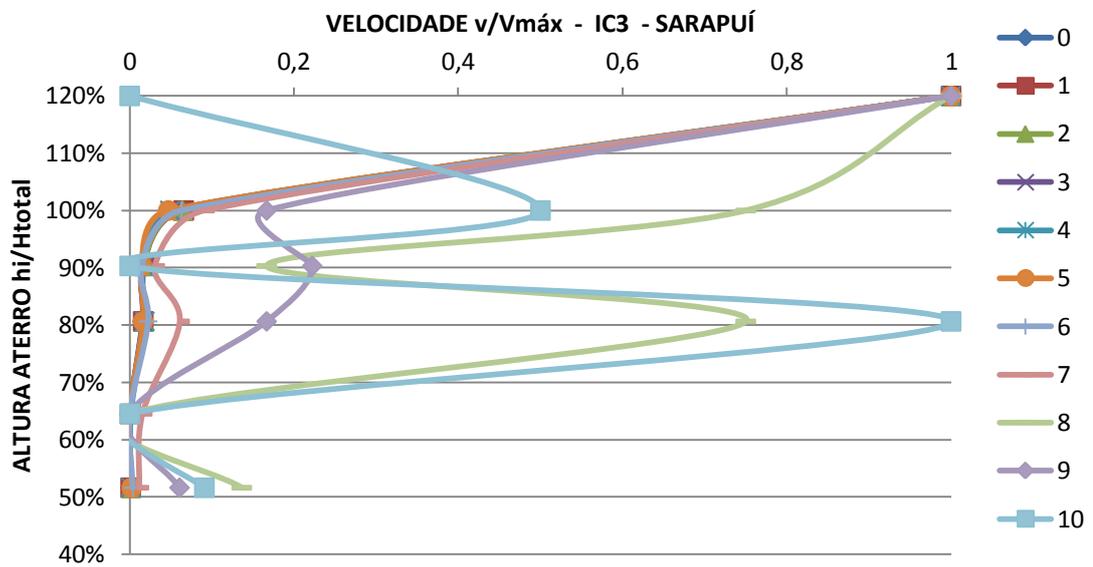
(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC15 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 5 x altura do aterro



(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)

Figura APC16 – Velocidade de ruptura / velocidade máxima do IC 3 x altura do aterro



(fonte: baseado em ORTIGÃO, 1980)