

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**

**BEATRIZ KOCH GUESSER**

**ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:  
ESTUDO DE CASO DA OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 470**

**FLORIANÓPOLIS  
2019**

BEATRIZ KOCH GUESSER

ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: ESTUDO  
DE CASO DA OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 470

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenharia Civil.

**Orientadora:** Prof<sup>a</sup>. Gracieli Dienstmann, Dr<sup>a</sup>.

FLORIANÓPOLIS

2019

BEATRIZ KOCH GUESSER

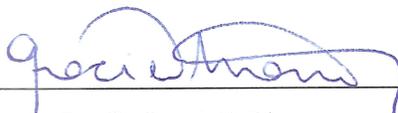
ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: ESTUDO  
DE CASO DA OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 470

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 28 de junho de 2019.

Prof.<sup>a</sup> Luciana Rohde, Dr.<sup>a</sup>  
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**



Prof.<sup>a</sup> Gracieli Dienstmann, Dr.<sup>a</sup>

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina ECV - Florianópolis

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina ECV - Florianópolis

Eng. Rafael Fabiano Cordeiro  
Prosul Projetos LTDA

Aos meus pais, irmão e noivo.

Dedico.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente e a acima de tudo, agradeço a Deus, por nos momentos difíceis ser meu ponto de força, por me permitir chegar até aqui com saúde e ao lado das pessoas que mais amo.

Agradeço a Universidade Federal de Santa Catarina, por me proporcionar uma formação gratuita de qualidade. Aos professores, que dedicaram seu tempo para transmitir seus conhecimentos, alguns dos quais nunca serão esquecidos, pelo amor a profissão e carinho com que lecionam.

A minha querida orientadora Gracieli, por todo o suporte desde que a procurei para me orientar, por ser uma pessoa atenciosa e que transborda paixão pelo que faz. Obrigada pela paciência e conhecimento compartilhado.

A minha família, em especial meus pais, Osvaldo e Zeni, se cheguei até aqui é por causa de vocês. Obrigada por abdicarem de suas coisas para eu ter as minhas, obrigada por todo amor e ensinamentos, nem todas as palavras desse mundo poderiam descrever o amor que sinto por vocês. Ao meu irmão Bruno, por entender mais do que ninguém o que é a vida de estudante de engenharia, por sempre desligar a TV ou apagar minhas luzes sem nunca reclamar, você é o melhor irmão que eu poderia ter!

Ao meu noivo e futuro marido, por estar presente em todas as fases, desde a época de cursinho, a conquista da tão sonhada vaga, até hoje. Por me levar todos os domingos para Florianópolis e entender quando eu estava ocupada com afazeres da faculdade. Obrigada por ser meu parceiro durante todos estes anos.

A minha eterna companheira de “apê” e grande amiga, Beatriz. Você sempre me entendeu e me apoiou em qualquer circunstância, vivemos momentos de muitas alegrias e também de muitas aflições, essa conquista tem um pedaço de você. A minha prima, Dayane, que diz que sou o orgulho dela, obrigada por acreditar em mim e ser uma pessoa tão presente na minha vida, eu que tenho muito orgulho de você. A minha amiga Juliana, que nesses anos de graduação sempre me ouviu e me incentivou. As minhas lindas Daisy e Marina, que me acolheram com tanto amor, nunca me esquecerei do nosso um ano de 304.

Aos queridos amigos que fiz na graduação e com certeza levarei em meu coração independente dos caminhos seguidos Maria Luiza, Vinícius, Ana Paula, Camila, Renata, Natália, Maria Paula e Letícia. Vocês tornaram essa caminhada mais feliz e leve, me ajudaram

e me incentivaram. Sem vocês durante esses anos essa jornada não seria a mesma. Obrigada por tudo.

Por fim, a todos amigos e familiares que de alguma forma estiverem comigo durante esses anos, pela paciência e apoio.

“No fim tudo dá certo, se não deu certo  
é porque ainda não chegou ao fim.”

Fernando Sabino

## RESUMO

No presente trabalho apresenta-se o estudo dos solos de baixa resistência e alta compressibilidade presentes trecho da obra de duplicação da rodovia BR-470, entre os municípios de Navegantes e Indaial, no estado de Santa Catarina. Devido à baixa resistência destes solos são comuns problemas relacionados à estabilidade dos aterros durante o período construtivo, assim, necessitando de um acompanhamento e monitoramento das deformações e poropressões geradas. A avaliação dos perfis geológico-geotécnicos da rodovia permitiu caracterizar formações de origem marinha que possuem camada média em torno de 16 m de solo argiloso, variando entre materiais que vão de silte-argilosos a argilas muito moles. Para garantir a estabilidade do aterro e acelerar os recalques foram empregadas soluções como compensação de recalque, sobrecarga, geodrenos, geogrelha e bermas de equilíbrio. As análises foram realizadas para uma seção no lote 02 da obra de duplicação. De acordo com os dados das investigações geotécnicas disponibilizados foram determinados valores para deslocamentos horizontais e verticais. Através de métodos como o dos volumes deslocados e das distorções, foi possível observar valores e compará-los com parâmetros para determinação de estabilidade ou tendência à ruptura. Com a aplicação do método dos volumes chegou-se em valores intermediários entre o estado de estabilidade e a possibilidade de ruptura, indicando que deve haver certa atenção com o carregamento. Alguns dos resultados das análises de estabilidade estão demonstrados em gráficos de deslocamento horizontal, distorções e velocidade de distorções pela sua evolução ao longo do tempo. As taxas de distorção, apresentadas em mm/m nos gráficos, ao transformar em % e comparar seus resultados aos da literatura apresentaram estabilidade e valores de velocidade de distorção também resultaram em valores relativamente baixos comparados ao valor máximo indicado pela literatura. Em gráficos da relação entre a taxa de distorção *versus* distorção, houve aumento no valor da taxa de distorção até um valor máximo seguido de queda. Enquanto as distorções continuaram aumentando a taxa de distorção estabilizou, indicando um processo de adensamento do solo e consequente segurança para o aterro.

**Palavras-chave:** Solos moles, instrumentação, deslocamentos horizontais, estabilidade.

## ABSTRACT

The present work aims to study the low resistance and high compressibility soils present in the foundation soil of the duplication of the highway BR-470, between Navegantes and Indaial, in Santa Catarina state. Due to the low resistance of those soils, problems related to the landfill's stability during the construction and operation period are common, thus necessitating a close monitoring of the deformations and generated pressures. The evaluation of the geological-geotechnical profiles of the highway allows to characterize formations of marine origin that have average layer around 16 m of clay soil, varying between thin materials ranging from clayey silt to very soft clay. In order to guarantee the stability of the landfill and to accelerate the settlements, solutions such as compensation of reposition, overload, geotextile drains, geogrid and equilibrium berms were employed. The analysis will be performed for a section in lot 02 of the duplication work. According to the geotechnical research data available, values will be determined for horizontal and vertical displacements. Through methods such as displaced volumes and distortions, it was possible to observe values and compare them with parameters to determine stability or tendency to rupture. By the application of the volumes method, we reached intermediate values between the stability state and the possibility of rupture, indicating that there should be paid some attention with the loading. Some of the results of the stability analyses are demonstrated in horizontal displacement graphs, distortions and speed of distortions by their evolution over time. The distortion rates, presented in mm / m in the graphs, when transforming into % and comparing their results to the ones in the literature shows stability; And distortion velocity values also showed relatively low values. In comparisons between distortion and distortion rates, there was an increase in the value of the distortion rate followed by fall and stabilization while distortions continued to increase, indicating a process of soil densification.

**KEY WORDS:** Soft solos, instrumentation, horizontal displacements, stability.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 – Fator de Correção de Bjerrum .....  | 27 |
| Figura 2 – Detalhes da sonda do piezocone .....  | 23 |
| Figura 3 – Correções às medidas do ensaio de piezocone e detalhes para<br>calibração.....  | 24 |
| Figura 4 – Resultado de boletim típico para ensaio de Piezocone .....  | 25 |
| Figura 5 – Relações de $V_v$ e $V_h$ .....   | 38 |
| Figura 6 – Método de Matsuo e Kawamura modificado de Sandroni et al (2004) .....   | 39 |
| Figura 7 – Perfil de deslocamento horizontal de Bourges e Mieussiens .....   | 41 |
| Figura 8 – Fronteiras de deformação proposta por Loganathan et al. (1993) para obtenção dos<br>volumes de adensamento e <i>creep</i> ..... | 42 |
| Figura 9 – Definição para $V_v$ e $V_h$ aterros simétricos– (a) aterro grande largura, (b) aterro<br>pequena largura.....                  | 45 |
| Figura 10 - Aterro assimétrico.....  | 45 |
| Figura 11 – Distribuição recomendada para a instrumentação .....   | 45 |
| Figura 12 – Mapa com a localização da BR-470 e destaque para o Lote 01 e Lote 02 da<br>duplicação.....                                     | 49 |
| Figura 13 – Perfil dos depósitos de argila mole da seção 18+900 - Lote 02 da BR 470/SC..   | 50 |
| Figura 14 - Boletim de ensaio CPT-u realizado no Km 18+900 do lote 02 da BR 470 .....  | 52 |
| Figura 15 - Boletim de ensaio de palheta realizado no Km 18+900 do lote 02 da BR.....  | 53 |
| Figura 16 – Seção com as soluções geotécnicas executadas nos pontos de estudo.....   | 55 |
| Figura 17 - Exemplo de seção esquemática instrumentada.....  | 56 |
| Figura 18- Seção Km 18+900: Alçamento do aterro e Curva tempo x recalque .....   | 57 |
| Figura 19 – Inclinômetro Km 18+900 – Valores Acumulados entre Janeiro 2017 e Janeiro de<br>2018.....                                       | 58 |
| Figura 20 - Diagrama com os métodos utilizados na análise. ....  | 61 |
| Figura 21 – Gráfico Deslocamento Horizontal <i>versus</i> Profundidade no Eixo A .....   | 63 |
| Figura 22 – Gráfico Deslocamento Horizontal <i>versus</i> Profundidade no Eixo B .....   | 65 |
| Figura 23 – Gráfico Distorção <i>versus</i> Profundidade no Eixo A.....  | 67 |
| Figura 24 – Gráfico Distorção <i>versus</i> Profundidade no Eixo B.....  | 68 |
| Figura 25 – Gráfico Velocidade de Distorção <i>versus</i> Profundidade no Eixo A.....  | 70 |
| Figura 26 – Gráfico Velocidade de Distorção <i>versus</i> Profundidade no Eixo A.....  | 72 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 27 - Pontos plotados no gráfico da relação de $V_v/V_h$ estudada por Johnston. .... | 73 |
| Figura 28 – Método gráfico de Matsuo e Kawamura (1977) .....                               | 74 |
| Figura 29 – Dimensões da Seção Km 18+900 .....   | 75 |
| Figura 30 – Gráfico Taxa de Distorção <i>versus</i> Distorção na profundidade 2,5m. ....   | 76 |
| Figura 31 – Gráfico Taxa de Distorção <i>versus</i> Distorção na profundidade 9,5m. ....   | 77 |

## LISTA DE TABELA

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1 – Comportamentos típicos e observações de instrumentação .....                | 47 |
| Tabela 2 – Depósitos de argila mole no lote 02 da BR-470 .....                         | 54 |
| Tabela 3 – Aplicação do Método dos Volumes proposto por Sandroni, Lacerda e Brandt ... | 75 |
| Tabela 24 – Resultados.....  | 78 |

## LISTA DE SIGLAS

CPR - consolidação profunda radial

CPTU – Ensaio de piezocone (*Cone Penetration Testing*)

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

EPS – Poliestireno Expandido

FDA – *Field Deformation Análises*

NBR – Norma Brasileira

SPT – Sondagem à percussão (*Standard Penetration Test*)

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

UU – Ensaio triaxial não adensado com ruptura não drenada (*Unconsolidated Undrained*)

## LISTA DE SÍMBOLOS

- a – Relação entre áreas no ensaio CPTU
- $A_n$  e  $A_t$  – Áreas de ponta do piezocone
- B – Largura do aterro (m)
- $B_q$  – Parâmetro do cone de classificação dos solos
- $C_h$  – Coeficiente de adensamento horizontal
- D – Diâmetro da palheta (0,065 m)
- D – Espessura da camada mole (m)
- d – Deslocamento vertical no centro do aterro
- d – Distorção (%)
- $dh_{Max}$  - Variação do deslocamento horizontal
- dt- Variação do tempo
- ds – Variação do recalque
- $E_u$  – Módulo de Young não drenado (kPa)
- $f_s$  – Resistência por atrito lateral do ensaio CPTU (kPa)
- H – Altura do aterro (m)
- h – Deslocamento horizontal no pé do aterro
- L – Largura da saia do aterro (m)
- LL – Limite de Líquides (%)
- LP – Limite de Plasticidade (%)
- M – Largura da Plataforma do Aterro (m)
- $N_{spt}$  – Número de golpes do SPT
- $q_c$  – Resistência de ponto do ensaio CPTU (kPa)
- $q_t$  – Resistência de ponta corrigida do ensaio CPTU (kPa)
- Rf – razão de atrito
- R – Parâmetro adimensional de Marche e Chapuis (1974)
- $S_{ua}$  – Resistência não drenada amolgada da argila (kPa)
- $S_u$  – Resistência não drenada (kPa)
- s – Recalque máximo no eixo
- T – Torque máximo do ensaio de palheta (kN . m)
- t – Tempo (s)
- $u_2$  – Poropressão medida na base do piezocone (kPa)

$u_0$  – Poropressão hidrostática (kPa)

$u$  – Poropressão (kPa)

$vd$  – Velocidade de distorção (%/dia)

$V_v$  – Volume total deslocado verticalmente na base do aterro ( $m^3$ )

$V_h$  – Volume total deslocado na horizontalmente em uma vertical pelo pé do aterro ( $m^3$ )

$w$  – Umidade natural (%)

$Z$  – Profundidade (m)

$Z_1$  e  $Z_2$  – Profundidades nos pontos 1 e 2 do inclinômetro

$\delta_1$  e  $\delta_2$  – Deslocamentos horizontais nos pontos 1 e 2 do inclinômetro

$\alpha$  – Razão entre volumes de adensamento vertical e horizontal

$\beta$  – Razão entre volumes de *creep* vertical e horizontal

$\Delta q$  – Acréscimo de carga (kPa)

$\delta_{hmax}$  – Deslocamento horizontal máximo

$\rho_h$  – Acréscimo de deslocamento horizontal (m)

$\mu$  - Fator de correção de Bjerrum

$\sigma'_{vm}$  – Tensão de sobreadensamento (kPa)

$\sigma_{v0}$  – Tensão vertical total inicial (kPa)

$\pi$  – 3,1415

## SUMÁRIO

|  |    |
|--|----|
| 1 INTRODUÇÃO .....   | 17 |
| 1.1 OBJETIVOS .....  | 18 |
| 1.1.1 Objetivo geral.....                                  | 18 |
| 1.1.2 Objetivos específicos.....                           | 18 |
| 1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS .....                          | 18 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....                               | 20 |
| 2.1 SOLOS MOLES .....                                      | 20 |
| 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....                          | 20 |
| 2.2.1 Investigação preliminar .....                        | 21 |
| 2.2.2 Investigações complementares.....                    | 22 |
| 2.2.2.1 Ensaio de Piezocone .....                          | 22 |
| 2.2.2.2 Ensaio de Palheta ( <i>Vane Test</i> ).....        | 25 |
| 2.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES .....                           | 27 |
| 2.3.1 Recalques imediatos .....                            | 28 |
| 2.3.2 Recalques primários .....                            | 28 |
| 2.3.3 Recalques secundários.....                           | 28 |
| 2.4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES..... | 29 |
| 2.4.1 Substituição de solos moles .....                    | 29 |
| 2.4.2 Aterros com sobrecarga temporária .....              | 30 |
| 2.4.3 Aterros com bermas de equilíbrio .....               | 30 |
| 2.4.4 Aterros reforçados .....                             | 30 |
| 2.4.5 Aterros executados em etapas.....                    | 31 |
| 2.4.6 Colunas de mistura de solos moles com ligantes.....  | 31 |
| 2.4.7 Aterros leves .....                                  | 32 |
| 2.4.8 Aterros com drenos verticais .....                   | 32 |
| 2.5 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO .....                          | 33 |
| 2.5.1 Medidas de deslocamentos verticais .....             | 34 |
| 2.5.1.1 Placa de recalque .....                            | 34 |
| 2.5.1.2 Extensômetro magnético vertical .....              | 35 |
| 2.5.2 Medidas de deslocamentos horizontais .....           | 35 |
| 2.5.2.1 Inclinômetro .....                                 | 35 |

|  |    |
|--|----|
| 2.5.3 Poropressões .....   | 36 |
| 2.5.3.1 Piezômetro .....   | 36 |
| 2.6 MÉTODOS DE CONTROLE E CRITÉRIOS DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA .....                | 37 |
| 2.6.1 Evolução dos deslocamentos .....   | 38 |
| 2.6.2 Método dos volumes .....   | 43 |
| 2.6.2.1 Obtenção do volume vertical .....  | 44 |
| 2.6.2.2 Obtenção do volume horizontal .....                                      | 46 |
| 2.6.3 Método das distorções .....  | 46 |
| 3 MATERIAIS E MÉTODOS .....  | 49 |
| 3.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL .....   | 49 |
| 3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....   | 51 |
| 3.3 SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS ADOTADAS PARA ATERROS SOBRE SOLOS<br>MOLES BR-470 ..... | 54 |
| 3.4 ESCOLHA DA SEÇÃO PARA ANÁLISES DO LOTE 02 DA BR-470 .....                    | 56 |
| 3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE .....   | 59 |
| 3.5.1 Evolução do deslocamento com a profundidade – análise qualitativa .....    | 59 |
| 3.5.2 Aplicação dos métodos de controle – análise quantitativa .....             | 59 |
| 4 RESULTADOS .....   | 62 |
| 4.1 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTO COM A PROFUNDIDADE .....                           | 62 |
| 4.2 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CONTROLE - ANÁLISE QUANTITATIVA .....               | 73 |
| 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....   | 79 |
| 5.1 CONCLUSÕES .....   | 79 |
| 5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS .....   | 80 |
| REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA .....   | 81 |

## 1 INTRODUÇÃO

A obra de duplicação da BR470, entre Navegantes e Indaial, no estado de Santa Catarina, possui grande relevância econômica e social para a região do Vale do Rio Itajaí. No local, onde está sendo executada a obra, foram encontradas camadas espessas de solo argiloso mole, de baixa capacidade de suporte e elevada compressibilidade, que pode induzir a ocorrência de problemas geotécnicos devido à carga causada pelo aterro. Segundo Pinto (2006), a finalidade da classificação dos solos, para a engenharia, é a possibilidade de estimar seu possível comportamento ou, pelo menos, orientar os métodos de investigação necessários para permitir a adequada análise de um problema. Os solos moles apresentam baixa capacidade de carga, baixa permeabilidade e alta compressibilidade, que quando solicitados por carregamentos podem demonstrar problemas de recalque e instabilidade.

Nesse contexto, a construção de um aterro sobre solos moles deve oferecer segurança apropriada quanto à possibilidade de ruptura. Além disso, deve apresentar deslocamentos compatíveis com o tipo de obra, tanto durante quanto após sua construção. Assim, através da determinação adequada dos parâmetros geotécnicos do solo e da aplicação de métodos de controle é possível a realização de análises que resultem em um projeto bem executado em que seja garantida a segurança da obra.

Teixeira (2012) afirma que aterros sobre solos moles podem ser construídos aplicando-se diversos métodos construtivos que estabelecem dificuldades extras às análises de recalques, mas que viabilizam, em muitos casos, as construções sobre este tipo de solo.

Na obra em análise, foram encontrados solos compressíveis em profundidades que inviabilizam a remoção. Neste sentido, as seguintes soluções para aceleração de recalque foram adotadas: drenos verticais fibroquímicos; colchão drenante de areia, separado do solo mole através de manta geotêxtil; e sobrecargas.

Obras de aterros sobre solos moles necessitam de uma definição adequada das hipóteses de projeto e dos parâmetros geotécnicos adotados. A instalação de instrumentação de campo é fundamental neste cenário, pois permite verificar o desempenho do projeto, dadas as incertezas na determinação de parâmetros e também, das eventuais mudanças do processo construtivo. A previsão do tempo de recalque da camada compressível e o ganho de resistência que a mesma poderá oferecer após a ocorrência de determinado adensamento, são fatores que podem ser acompanhados e validados através de instrumentação. Processos de ruptura também podem ser verificados através do acompanhamento de medidas de campo. O

presente trabalho aborda a interpretação das instrumentações de campo da BR 470, com ênfase para os deslocamentos horizontais e verticais.

Inicialmente, será realizada a revisão bibliográfica sobre o tema, como instrumentação e métodos de controle. Posteriormente, para a continuação do presente trabalho, serão realizadas as análises necessárias para a verificação da segurança dos aterros.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é a análise da segurança de aterros sobre solos moles a partir da observação da instrumentação de campo, com ênfase nos deslocamentos horizontais, e verticais. Especificamente, um estudo de caso de um aterro para a obra de duplicação da rodovia BR-470, em Santa Catarina.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Tendo em vista o objetivo geral, têm-se como objetivos específicos:

- Caracterizar a área de estudo para identificação do perfil característico que irá embasar a análise da instrumentação;
- Definir padrões, perfis típicos das leituras da instrumentação de campo e realizar análises qualitativas;
- Aplicar os métodos de controle obtidos na literatura, para verificação dos parâmetros de segurança para estabilidade do aterro.

## 1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Para uma melhor orientação à leitura, este trabalho possui a seguinte organização:

No Capítulo 2, é realizada uma revisão bibliográfica acerca do tema de aterros sobre solos moles. Onde se apresentam as investigações geotécnicas feitas através de ensaios de

campo e laboratório, alguns métodos executivos para aterros sobre solos moles, assim como a instrumentação e métodos utilizados no controle e monitoramento da estabilidade dos aterros.

Continuando, no Capítulo 3, é realizada a caracterização da obra, apresentando os dados de ensaios e investigações geotécnicas disponíveis, os métodos construtivos adotados e também são descritos os métodos utilizados para realização de análises de estabilidade.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos quanto aos parâmetros determinados na literatura, às análises de compressibilidade e de estabilidade.

O Capítulo 5 traz as conclusões referentes aos resultados obtidos através das medidas realizadas pelas investigações geotécnicas do depósito de solos moles e também sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SOLOS MOLES

De acordo com Massad (2010), solos moles são caracterizados pela baixa consistência à penetração, geralmente com  $N_{SPT}$  inferiores a quatro golpes, onde o teor de argila no solo proporciona características coesivas e compressíveis. Sendo constituídos por argilas moles ou areias argilosas fofas, de deposição recente, ou seja, datando do período quaternário.

Spannenberg (2003) diz que os depósitos de solos moles são, na sua maioria, compostos, majoritariamente, por grãos minerais, podendo existir também casos de depósitos orgânicos (turfas), compostos, majoritariamente, por materiais decompostos como restos de vegetais e animais. Massad (2010) comenta que esse tipo de solo possui cores escuras, com tons variando de cinza a preto.

Ainda, através dos ensinamentos de Massad (2010) consegue-se diferenciar as características dos depósitos de solo mole pelo processo de deposição em três aspectos, o ambiente, o meio e o local de deposição. O meio de deposição ocorre em água salgada, água doce ou água salobra, e em locais como canais de mar, praias e demais áreas litorâneas, planícies de inundação e várzeas. Os ambientes podem ser de três formas: marinho, fluvial ou deltaico-fluvial. O ambiente marinho ou costeiro é gerado pela flutuação do nível relativo do mar ao longo de milhares de anos. Spannenberg (2003) diz que o ambiente fluvial acontece em leitos de rios ou em planícies de enchentes, e o deltaico-fluvial ocorre quando há deposição dos sedimentos de um rio em um lago ou em local de águas calmas.

### 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A problemática de obras sobre solos moles envolve não apenas a possível ocorrência de recalques que são possibilitados pela compressibilidade, que pode causar grandes deformações, enquanto que a ruptura da estrutura ocorre devido à baixa resistência não drenada desse tipo de solo, que pré-determina um nível de carregamento máximo a ser colocado. Tendo em vista isto, em um projeto de aterros sobre solos moles é indispensável ter o conhecimento das propriedades geotécnicas destes sedimentos, através da realização de ensaios de laboratório e também de campo.

Almeida e Marques (2014) expõem de forma prática como proceder quanto à investigação geotécnica em casos de locais com solos moles. Por meio de uma investigação preliminar, o engenheiro deve reconhecer o substrato local e decidir quais os ensaios complementares que serão necessários para um maior detalhamento na obtenção dos parâmetros de projeto. A seleção de quais ensaios serão efetuados é realizada pelo engenheiro projetista de acordo com o parâmetro que este necessita, com a realidade da região e a confiabilidade de cada tipo de ensaio e também segundo os conhecimentos e experiências adquiridas ao longo da sua vida acadêmica e profissional.

### **2.2.1 Investigação preliminar**

Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que o ensaio de penetração padrão, conhecido como SPT - *Standard Penetration Test* - é a investigação geotécnica com menor custo e de fácil execução na engenharia de solos e fundações, sendo utilizada mundialmente. O ensaio é regulamentado pela Norma NBR 6484, e traz informações como: a posição do nível do lençol freático; o perfil geológico-geotécnico do local, através do auxílio da coleta de amostras classificadas tátil-visualmente onde se analisa a plasticidade, a granulométrica (Norma NBR 7181), a cor e a sua origem; e índices de resistência à penetração a cada metro, classificando a consistência ou compacidade dos tipos de solo pelo número de golpes.

Ainda, Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que o ensaio é executado através de uma perfuração com trado e circulação de água, em que é utilizado um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. No ensaio, a cada metro, as amostras de solo são coletadas para classificação conforme indicado pelas normas já citadas e é realizada uma descrição tátil-visual do material. O procedimento do ensaio presume a cravação de um amostrador no fundo da escavação, que pode ser revestida ou não, através da queda de um peso padrão de 65 kg de uma altura de 750 mm. Os valores de  $N_{SPT}$  anotados são os números de golpes necessários à penetração de 30 cm após a cravação inicial de 15 cm, 2º + 3º golpes.

O ensaio é de fácil execução e permite identificar a ocorrência de qualquer solo e delimitar com certa confiança, as espessuras de camadas destes, com ressalvas, pois lentes de areia podem não ser identificadas. Schnaid e Odebrecht (2012) mencionam que o SPT não é recomendado para prever deformações em solos moles, visto que a tensão de pré-adensamento, que é fundamental na análise de recalques, não pode ser obtida de forma garantida somente com este ensaio. Deve-se então realizar ensaios de adensamento

edométrico, de palheta e de piezocone, que proporcionam correlações mais confiáveis e seguras aos dimensionamentos a serem realizados.

Almeida e Marques (2014) citam que o SPT não distingue lentes arenosas em argilas, então, quando utilizada apenas a informação de  $N_{SPT}=0$  golpes, deverão ser realizados ensaios de caracterização em laboratório para determinação da umidade natural, através da Norma NBR 6459, e dos limites de Atterberg, com metodologia normatizada pela NBR 7180, e também análises granulométricas.

Alguns cuidados são importantes para os autores, como o armazenamento da amostra em saco plástico dentro de caixa isolada termicamente ao abrigo do sol, e ainda, não se deve realizar a secagem prévia das amostras para determinação dos Limites de Liquidez LL e Plasticidade LP. Para determinação da umidade natural é importante que seja realizada a coleta de material na parte inferior do amostrador SPT, isto é, no bico, de modo que o avanço do SPT, realizado com trépano e água, não modifique as características originais do solo (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Assim, com esse grupo de ensaios, o engenheiro consegue analisar de maneira qualitativa as características do depósito de solo mole em questão.

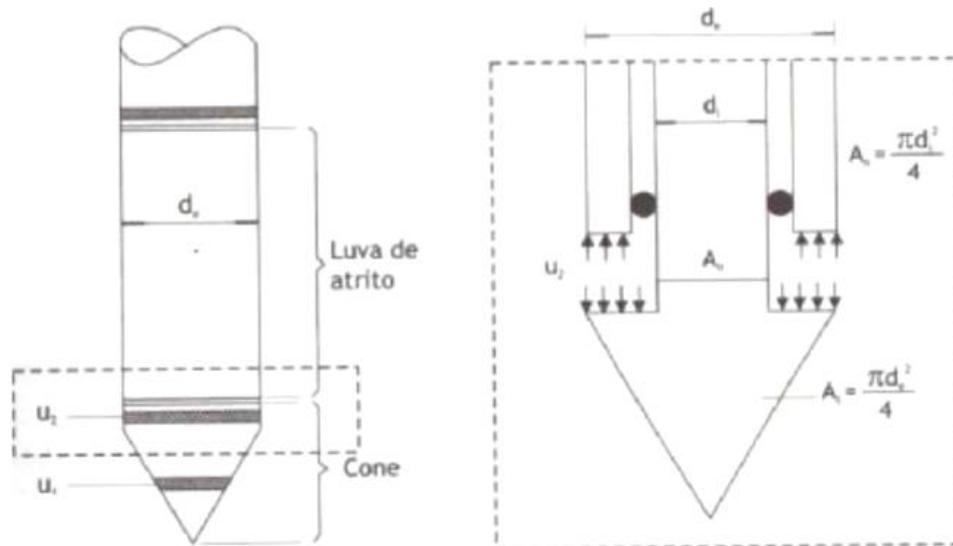
## 2.2.2 Investigações complementares

### 2.2.2.1 Ensaio de Piezocone

O ensaio de piezocone é utilizado em depósitos de solos moles para determinação da estratigrafia do substrato, além da obtenção de medidas de ensaio importantes para o projeto geotécnico, tais como:

- Resistência de ponta ( $qc$ );
- Atrito lateral ( $fs$ );
- Razão de Atrito  $Rf = \frac{fs}{qc}$ ;
- Poropressões geradas:  $u1$  na ponta do cone,  $u2$  na base do cone, e  $u3$  na luva do cone. A Figura 2 ilustra em detalhes os locais onde as poropressões geradas são lidas na sonda do piezocone;
- Dissipação de poropressão que permitem obter os coeficientes de adensamento do solo.

Figura 2 – Detalhes da sonda do piezocone



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam que para a realização do ensaio é necessário cravar de maneira contínua, na velocidade de 2 cm/s, um objeto de forma cilíndrica com ponta cônica. A cravação pode ser interrompida em profundidades pré-definidas para realização do ensaio de dissipação do excesso de poropressões.

As medidas de resistência de ponta são influenciadas pelos efeitos de poropressão que agem de maneira assimétrica na forma do cone. Dessa forma, conhecer a poropressão medida na base do cone, de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), é fundamental para que seja corrigida a resistência de ponta do cone, conforme demonstrado na Equação 4.

Equação 4 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressões

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2$$

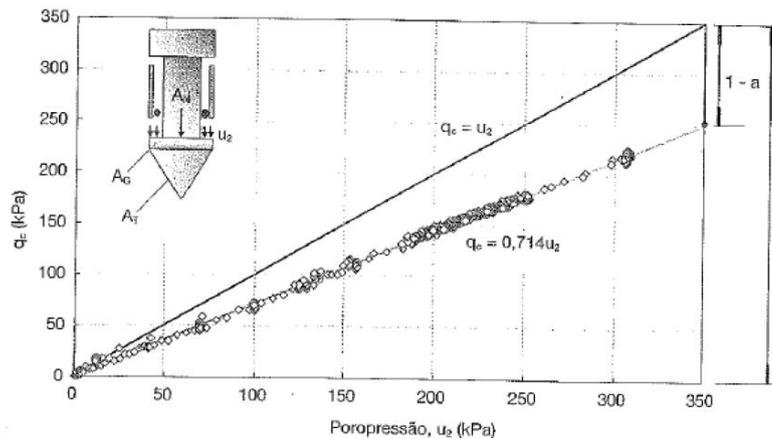
Na qual temos:

$q_t$ : resistência de ponta corrigida (kPa);

$q_c$ : resistência de ponta de leitura (kPa);

$a$ : razão entre  $A_N/A_T$ , definida por meio de calibração do equipamento, de acordo com a Figura 3. Este valor comumente é fornecido pela empresa responsável pela execução do ensaio.

Figura 3 – Correções às medidas do ensaio de piezocone e detalhes para calibração.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), as medidas de poropressão permitem a determinação do parâmetro de poropressão e classificação do solo, chamado  $B_q$ , o qual é definido pela Equação 5:

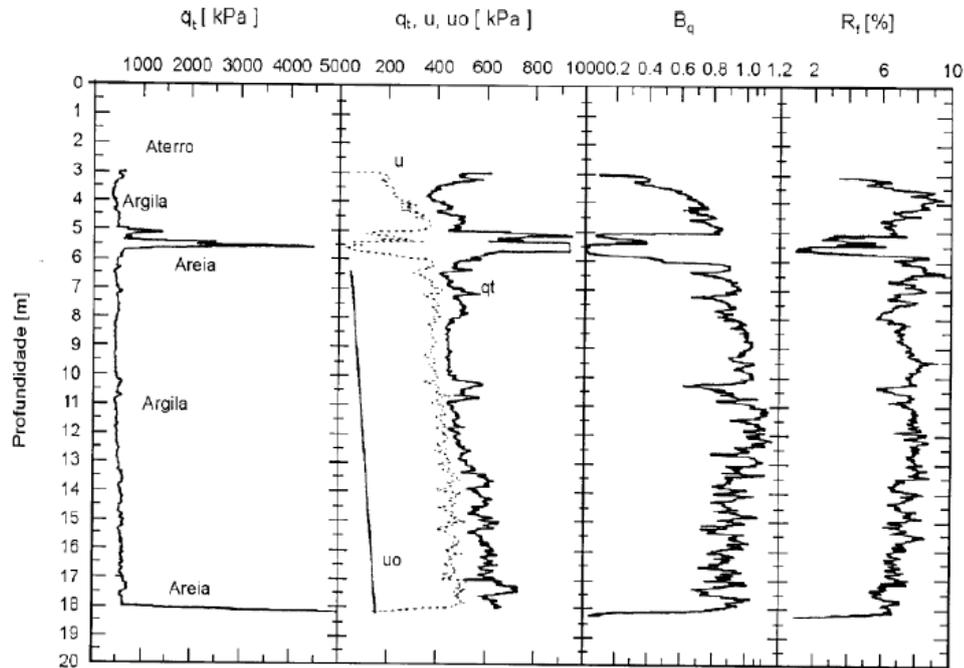
Equação 5 – Medidas de poropressão permitem a determinação do parâmetro de poropressão e classificação do solo.

$$Bq = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

Em que  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical do solo *in situ*.

Para valores de  $Bq$  entre 0,50 e 1,0 e valores mais altos de  $R_f$  é indicada a possível ocorrência de solos moles. Atrito lateral com valores mais baixos também sugere a ocorrência de solos moles.

Figura 4 – Resultado de boletim típico para ensaio de Piezocone



Fonte: Modificado de Schnaid e Odebrecht (2012)

O coeficiente de adensamento horizontal do solo ( $C_h$ ) pode ser obtido pela realização dos ensaios de dissipação da poropressão nas verticais de ensaio dos piezocones. Esse coeficiente é essencial na determinação dos percentuais de dissipação ao longo do período de adensamento dos aterros, ou seja, indicará quanto dos recalques primários irão ocorrer nos prazos previstos.

#### 2.2.2.2 Ensaio de Palheta (*Vane Test*)

*Vane Test*, também conhecido como ensaio de palheta, é largamente utilizado para obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) dos depósitos de solo mole. A sensibilidade da argila, é definida pela razão entre a resistência do solo em estado indeformado ( $S_u$ ) pela resistência do solo amolgado ( $S_{ur}$ ) (FORMIGUERI, 2003).

O histórico de tensões também pode ser caracterizado com auxílio deste ensaio através da correlação de Mesri (1975) *apud* (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) entre a resistência não drenada e a tensão de pré-adensamento, demonstrada na Equação 1.

Equação 1 – Ensaio de Palheta (*Vane Test*)

$$\frac{Su}{\sigma'_{vm}} = 0,22$$

Para o bom desempenho deste ensaio o engenheiro deve conhecer antecipadamente o solo local para que a interpretação dos resultados seja realizada da maneira correta, cumprindo as recomendações descritas por Schnaid e Odebrecht (2012):

- Inexistência de lentes arenosas, caracterizada pelos ensaios de penetração;
- Matriz predominantemente argilosa;
- NSPT  $\leq 2$ , o que diz respeito a uma resistência a penetração ( $q_c$ ) inferior ou igual a 1.000 kPa, verificada em ensaios de piezocone.

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam a realização do ensaio através de uma palheta de seção cruciforme, com dimensões padrão, posicionada na profundidade desejada do ensaio, a qual é aplicado um torque necessário para cisalhar o solo por rotação a uma velocidade padronizada de 6°/minuto. Durante o ensaio, coletam-se leituras a cada 2° de rotação para determinação da curva Torque x Rotação. Depois, em um intervalo inferior a 5 minutos, gira-se a palheta em 10 revoluções completas para alcance da resistência não drenada do solo amolgado ( $S_{ua}$ ).

De acordo com a NBR 10905, Almeida e Marques (2014) descrevem as hipóteses para a realização do ensaio: solo isotrópico, condição não drenada e resistência constante nas adjacências da palheta, razão dobrada entre a altura e o diâmetro da palheta. Os valores de resistência não drenada, para o solo natural e o amolgado, podem ser obtidos com a Equação 2.

## Equação 2 – Valores de resistência não drenada, para o solo natural e o amolgado

$$Su = \frac{0,86T}{\pi D^3}$$

Na qual tem-se:

T: toque máximo (kN.m);

D: diâmetro da palheta (m);

Su: resistência não drenada natural ou amolgada (kN/m<sup>2</sup> ou kPa).

Almeida e Marques (2014) orientam que as características da palheta, o atrito mecânico, a velocidade de rotação do equipamento utilizado são alguns dos fatores que influenciam nos valores de resistência não drenada, além de outras características específicas do solo como o amolgamento, a anisotropia, a plasticidade e a heterogeneidade.

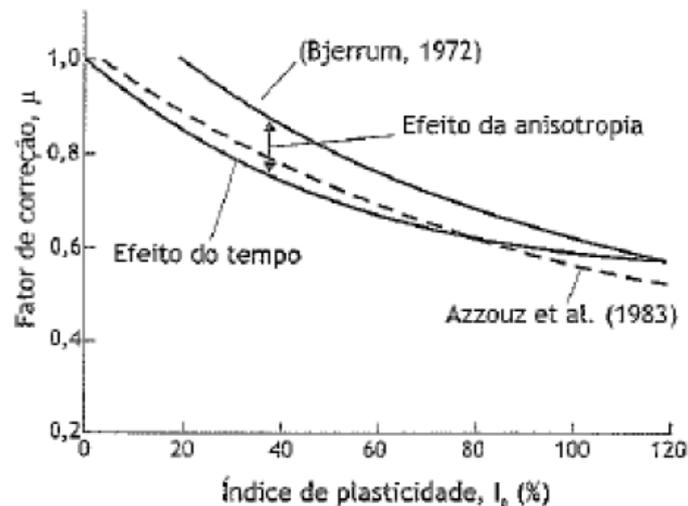
A correção de Bjerrum engloba dois defeitos neste ensaio, segundo os autores: a anisotropia do solo e a divergência entre a velocidade do ensaio e a velocidade de carregamento da obra no campo. Logo, o valor de  $Su$  de projeto é o produto entre o fator de correção do ensaio de palheta, de acordo com a Equação 3, obtido com a correlação do Índice de Plasticidade, e o  $Su$  da palheta.

Equação 3 – Índice de Plasticidade, e o  $Su$  da palheta

$$Su(\text{projeto}) = \mu \cdot Su(\text{palheta})$$

Em que  $\mu$  é determinado de acordo com o ábaco de Bjerrum, ilustrado na Figura 1.

Figura 1 – Fator de Correção de Bjerrum



Fonte: Bjerrum (1972) *apud* (ALMEIDA; MARQUES, 2014)

### 2.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Os recalques em aterros sobre solos moles podem ser classificados em:

- Recalques imediatos;

- Recalques primários;
- Recalques secundários.

O estudo geotécnico busca garantir a cota final de projeto dos aterros após os recalques construtivos, resultado da soma dos recalques imediatos e dos recalques primários.

### **2.3.1 Recalques imediatos**

Os recalques imediatos ocorrem instantaneamente à aplicação de cargas na superfície e sem a variação de volume de argila, motivo pelo qual são conhecidos como recalques não drenados, elásticos ou distorcionais (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Segundo Almeida e Marques (2014), o recalque imediato possui valores insignificantes perante aos recalques ocorridos por adensamento, desta forma, para aterros com dimensões de largura e comprimento consideráveis, eles são geralmente desconsiderados.

### **2.3.2 Recalques primários**

Os recalques primários são resultantes do processo de adensamento, isto é, expulsão de água dos vazios do solo, sendo seus valores determinados diferenciando o substrato local em subcamadas com dados correspondentes aos ensaios de adensamento (PINTO, 2006) *apud* (ALMEIDA; MARQUES, 2014), ou ainda, correspondente aos parâmetros de projeto das respectivas camadas de solos moles.

### **2.3.3 Recalques secundários**

As deformações que ocorrem ao final do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação de poropressão, são conhecidas como adensamento secundário (MARTINS, 2005) *apud* (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

## 2.4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

De acordo com Almeida e Marques (2010), alguns fatores importantes definem qual a solução mais adequada para determinação do método de execução para construir aterros sobre solos moles. Os autores também afirmam que deve ser levado em conta, na hora da escolha do método a ser utilizado, as características geotécnicas do depósito, para qual fim se destina a ocupação da área, incluindo as vizinhanças, os custos e os prazos construtivos.

A seguir são expostas algumas soluções típicas para obras em solos moles, alternativas a construção convencional, adotadas para a melhora da resistência desse tipo de solo.

### 2.4.1 Substituição de solos moles

Conforme preleciona Sandroni e Consoli (2010), a técnica consiste principalmente em remover o solo ruim com escavadeiras ou dragas e colocar outro material que possua melhor qualidade no seu lugar. Geralmente, a remoção é realizada pelo simples lançamento de materiais grosseiros que expulsam o solo mole. Porém a substituição de solos moles sempre que possível deve ser evitada, visto que é a solução mais drástica a se executar. Os autores, ainda, comentam que a questão ambiental também é importante nesse tipo de técnica, em que o material removido deve ser levado para algum bota fora, criando passivos ambientais.

Para depósitos de solos moles pouco espessos pode se tornar uma alternativa mais viável do que o tratamento proposto por outros métodos. Almeida e Marques (2014) citam a remoção de até 4m de solo mole, sendo parcial ou total, a norma DNER-PRO 381/98 não recomenda remoções parciais, e sugere a remoção total de solo mole em áreas inferiores a 200m de extensão com 3m de espessura. Massad (2010) comenta que pela avaliação do engenheiro projetista, e dependendo da necessidade, remoções parciais podem ser uma opção válida do ponto de vista técnico, sendo que as camadas superiores de solo mole são responsáveis por cerca de 50% dos recalques ocorridos, porém sua execução é de difícil controle, por isto a norma não recomenda. O autor menciona, até mesmo como opção, o uso de explosivos para a retirada dos solos de baixa capacidade.

#### **2.4.2 Aterros com sobrecarga temporária**

É a solução mais comum a ser estudada inicialmente, já que são aplicados somente acréscimos de aterro objetivando acelerar os recalques primários dentro do período de adensamento proposto, além de compensar parte, ou totalmente, os recalques secundários (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Assim sendo, segundo Massad (2003), esse método permite um ganho de resistência da camada mole, o que é vantajoso, quando utilizada a técnica de construção por etapas que é descrita brevemente.

Almeida e Marques (2014) afirmam, que dependendo do tempo previsto para a obra, é necessário adotar um conjunto de soluções, visto que algumas obras possuem prazos menores de execução não sendo possível esperar a estabilização dos recalques, considerando que solos moles têm uma alta quantidade de finos, sendo assim, pouco permeáveis, a evolução dos recalques pode levar muitos anos, pois ocorre lentamente ao longo do tempo.

#### **2.4.3 Aterros com bermas de equilíbrio**

Sandroni e Consoli (2010) apresentam a ligação desta técnica com a construção por etapas com sobrecarga, visto que o ganho no fator de segurança permite que os aterros possam ser mais altos em cada etapa, agilizando a construção. As bermas de equilíbrio consistem na ampliação da saia do aterro lateralmente e tem a finalidade de aumentar o fator de segurança durante a construção dos aterros (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Algumas desvantagens desse tipo de método construtivo é o consumo de solo excedente, a ocupação de áreas laterais, que por vezes resultam em desapropriações, aumentando os custos totais da obra, além das disputas judiciais e possíveis conflitos com a população local.

#### **2.4.4 Aterros reforçados**

Perboni (2003) expõe que, atualmente, os materiais geossintéticos são amplamente utilizados na engenharia geotécnica para reforços em aterros sobre solos moles, como as geogrelhas e geotêxteis, que são materiais com alta rigidez e resistência a base de polímeros.

Tais materiais são instalados, usualmente, na base do aterro, assim conforme salientam Almeida e Marques (2010), o reforço de aterros, é geralmente combinado a outras

soluções. De acordo com as diferentes combinações de uso o reforço pode ter como principal função: aumentar a resistência na base do aterro; distribuir e transmitir as cargas verticais e horizontais dos aterros às colunas granulares ou aos capitéis de aterros sobre estacas; e separar o material de aterro com o material de fundação. Os autores ainda comentam sobre o aumento do fator de segurança, visto que esses materiais funcionam como um componente resistente à tração na base do aterro.

#### **2.4.5 Aterros executados em etapas**

Para Almeida e Marques (2010) a finalidade deste método construtivo é que a parada do carregamento em uma determinada altura gere um aumento na resistência do solo mole devido a dissipação do excesso de poropressão. Assim, possibilitando que o mesmo seja elevado novamente e assim, sucessivamente, até que o aterro alcance sua cota final, garantindo a estabilidade do conjunto aterro-solo. Nesse passo, Massad (2003) leciona que essa técnica é utilizada quando a carga transmitida pelo aterro, devido a sua altura final, é maior que a resistência do solo de fundação. Este tipo de carregamento consiste na aplicação de cargas, isto é, alturas de aterros, inferiores à altura crítica que o solo mole local pode suportar.

Almeida e Marques (2014) ressaltam a necessidade do acompanhamento das dissipações de poropressão ao longo das etapas construtivas. Com instrumentação geotécnica apropriada e ensaios de campo, como o de palheta, é possível verificar os ganhos de resistência, previstos em projeto, antes do início de cada etapa de carregamento. Além disso, devem ser verificados os carregamentos admissíveis através de análises de estabilidade em cada etapa.

#### **2.4.6 Colunas de mistura de solos moles com ligantes**

Sandroni e Consoli (2010) apontam o melhorando da capacidade da fundação dos aterros através da mistura entre o solo mole com determinado material ligante, normalmente cimento ou cal, formando colunas. Uma das técnicas, chamada *Jet-grout*, começou a ser empregada há alguns anos e apresenta bons resultados, seja pela mistura a seco, que garante menor desperdício e consumo de ligante, ou misturado a úmido.

Outra técnica, conhecida por *deep mixing*, é comentada por Sandroni e Consoli (2010), e consiste na introdução de um misturador no solo que, enquanto revolve o solo injeta ligante, formando colunas rígidas e com formato conhecido e controlado.

#### **2.4.7 Aterros leves**

Os aterros leves consistem na utilização de materiais de baixo peso específico que suportem as cargas impostas de projeto, isto é, execução e vida útil. Almeida e Marques (2010) expõem que o valor dos recalques primários é diretamente proporcional ao acréscimo de tensão causado pelo aterro. Logo, uma diminuição na carga, causada pela substituição do material de aterro por outro mais leve, acarretará na diminuição dos recalques esperados. Além disso, os autores citam a rapidez de execução deste método construtivo.

Entre os materiais utilizados, é mencionado o poliestireno expandido (EPS), tubos de concreto, pneus picados, argila expandida e serragem.

#### **2.4.8 Aterros com drenos verticais**

Quando os coeficientes de adensamento vertical do solo são muito baixos e há espessos pacotes de solos moles, a engenharia geotécnica tem pré-concebido a utilização destes drenos, proporcionando a aceleração dos recalques com a redução das distâncias de drenagem (MASSAD, 2010).

De acordo com Almeida e Marques (2014), atualmente se utilizam drenos verticais fibroquímicos, também conhecidos como geodrenos, ao invés de colunas de areia que foram substituídas ao longo do tempo.

A distância de drenagem que antes era vertical, previamente a instalação do geodreno, passará a ser horizontal. A malha de espaçamento é diretamente proporcional ao tempo de adensamento, logo quanto menor for o espaçamento mais rápido ocorrerá a dissipação de poropressão, e maior será o consumo de geodrenos.

É necessária a execução de uma camada horizontal drenante, também denominada colchão drenante, para o funcionamento adequado dos drenos, que permitirá a saída da água proveniente dos processos de adensamento. Esta camada granular também funcionará como aterro de conquista para os trabalhos iniciais (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Acima desta camada é que se permitirá a execução do aterro com solo compactado.

## 2.5 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A eficiência da previsão do comportamento geotécnico em obras de aterros sobre solos moles, segundo Ortigão (1980), não é somente influenciada pelo método de análise utilizado. Os ensaios de campo e laboratório são realizados de forma pontual e podem não representar como um todo a obra. Dessa forma há uma complexidade em se determinar os parâmetros da camada mole do solo de fundação, pois devido a sua heterogeneidade, se faz necessário o acompanhamento contínuo durante a obra.

Os principais objetivos do monitoramento de um aterro sobre solos moles são verificar as premissas de projeto; auxiliar no planejamento da obra; e garantir a integridade de obras vizinhas (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Para alcançar esses objetivos, deve-se conhecer a grandeza medida pela instrumentação utilizada no monitoramento e as análises devem ser realizadas com agilidade para auxiliar em decisões relacionadas aos resultados. Os autores ainda propõem alguns importantes critérios a serem seguidos a fim de se garantir que os objetivos traçados para a instrumentação sejam atingidos: são necessárias informações de como instalar os instrumentos, sua locação e profundidade, a periodicidade das leituras e de que forma as medidas serão realizadas. Os instrumentos devem ser locados por coordenadas e altimetria e ainda devem ser instalados próximos aos locais onde foram executados sondagens e ensaios.

Dienstmann (2011) divide em três os grupos de medidas de campo mais comuns utilizadas em obras de aterros sobre solos moles, sendo eles:

- Deslocamentos verticais: são medidos na interface do aterro com o solo mole de fundação e também em profundidade dentro da camada compressível, resultando em valores de recalques totais e parciais, respectivamente;
- Deslocamentos horizontais: são medidos onde a formação de superfícies potenciais de ruptura pode ter origem, ou seja, na camada mole de fundação, próximo ao pé do aterro;
- Poropressões: são medidas na camada mole, em diversas profundidades e pontos, de forma a avaliar o andamento da obra em seus processos de carregamento e adensamento.

Todo instrumento instalado deve responder uma questão específica, estabelecendo motivo e pretensão da instalação (DUNNINCLIFF, 1988 *apud* DIENSTMANN, 2011). A autora, ainda, expõe questões levantadas por Dunningcliff ao se estabelecer um plano de

monitoramento de aterros sobre solos moles, como as condições iniciais de campo e de estabilidade do aterro, o processo de adensamento e quais são as grandezas que devem ser medidas em campo. Obtendo essas respostas, pode-se estabelecer o que e como o problema deve ser avaliado.

### **2.5.1 Medidas de deslocamentos verticais**

Na medição de deslocamentos verticais, atualmente, se dispõem de alguns equipamentos mais sofisticados, entretanto, instrumentos mais simples e de menores custos ainda continuam sendo largamente utilizados. A seguir são descritos os principais equipamentos empregados em medidas de deslocamento vertical.

#### **2.5.1.1 Placa de recalque**

As placas de recalque são os instrumentos mais simples que compõe um Projeto de Instrumentação e têm por objetivo medir os deslocamentos verticais (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Os autores explicam que as placas de recalque, são constituídas de uma placa metálica quadrada solidarizada a uma haste, são os instrumentos mais simples utilizados em projetos de instrumentação. Dienstmann (2011) comenta que as placas podem ser também de concreto armado ou mesmo de compensado naval.

As hastes são instaladas internamente a tubos, normalmente de PVC, que tem como objetivo diminuir o atrito entre a haste e o solo (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Segundo os autores, o monitoramento das placas é feito por topografia, sendo fundamental que estejam próximas de uma referência indeslocável, chamada de *benchmark*, para se referenciar as medidas. Os autores também sugerem que as placas sejam instaladas próximas a sondagens já executadas a fim de que se possam comparar os dados medidos com os previstos em projeto. Eles ainda descrevem as placas de recalques como instrumentos de simples execução e fácil instalação, mas atentam para os cuidados de que sejam instaladas antes do lançamento do aterro, para que não se perca nenhum dado, e que sejam feitas proteções mecânicas para evitar que se danifiquem os instrumentos durante a construção do aterro.

Assim, Ortigão (1980) observa que tomando alguns cuidados básicos, as placas de recalque são instrumentos bastante confiáveis, onde a placa deve ser pesada o suficiente para que, com a construção das primeiras camadas de aterro sua estrutura não venha a se

desnívelar, prejudicando as medidas que posteriormente serão realizadas. E antes da instalação das placas, deve-se remover cerca de 20 cm do solo natural, para assentar a placa diretamente sobre o solo mole de fundação do aterro.

#### 2.5.1.2 Extensômetro magnético vertical

Conforme mencionam Almeida e Marques (2010), os extensômetros são utilizados para medir deslocamentos ao longo de uma vertical em diferentes pontos e diferentes camadas. O sistema é composto por anéis magnéticos ou alvos, que são inseridos em profundidades pré-estabelecidas, tubo guia e sonda magnética de leitura. Ao contrário das placas de recalque, os extensômetros são capazes de medir recalques específicos de cada camada. As medidas ocorrem com a descida do sensor pela tubulação de PVC, que serve como guia, e é suspenso por uma trena milimetrada.

Almeida e Marques (2010) afirmam que as leituras são referenciadas ao fundo do tubo, que durante a instalação deve alcançar uma camada indeslocável. Por sua vez, Dienstmann (2011) salienta que ao se introduzir uma sonda no tubo, a cada passagem da mesma pelos anéis magnéticos um som é emitido permitindo saber a sua profundidade e, conseqüentemente, seu deslocamento específico.

### 2.5.2 Medidas de deslocamentos horizontais

Segundo Ortigão (1980), há diversos tipos de instrumentos utilizados para medir deslocamentos horizontais, muito semelhantes aos empregados para deslocamentos verticais, apenas com a posição alterada.

#### 2.5.2.1 Inclinômetro

O inclinômetro é um instrumento utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical, por meio da medida do desvio do tubo com relação a vertical (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

O instrumento é composto por um tubo guia, metálico ou em PVC, que é cravado no terreno passando pela camada mole a ser estudada chegando até uma camada indeslocável. Almeida e Marques (2010) apontam que o tubo possui ranhuras que servem como guias para

as rodas da sonda, nomeada de torpedo, que é introduzida no tubo e efetua as medidas. Nesse sentido, Ortigão (1980) explica as medidas do instrumento como sendo o ângulo de inclinação do tubo-guia com a vertical, na posição em que a sonda se encontra.

Segundo Dienstmann (2011), existem dois tipos de inclinômetro, o fixo e o móvel. O fixo é instalado em um tubo guia que irá ficar permanente no terreno, ele é uma sequência de sensores de inclinação ligados por hastes articuladas e possui a obtenção de dados automatizada. Porém o mais utilizado é o inclinômetro móvel, pois possibilita leituras contínuas de todo o perfil. Nele, os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções perpendiculares A e B, pelo sensor que é introduzido no tubo guia ao longo do seu comprimento a cada medição. O eixo principal A é definido como sendo o de sentido preferencial de movimentação e B o eixo secundário.

Almeida e Marques (2010) recomendam que as leituras sejam realizadas também na direção perpendicular, BB, mesmo sabendo que os deslocamentos mais significativos são sempre em uma mesma direção, AA, e que se for preciso deve ser realizado cálculos para a determinação da resultante vetorial das medidas dos eixos. As medidas são efetuadas a distâncias constantes, geralmente entre 0,5 a 1m e conforme a sonda passa pelo tubo, os cálculos são feitos e os desvios acumulados são anotados.

### **2.5.3 Poropressões**

#### **2.5.3.1 Piezômetro**

A instalação de piezômetros busca monitorizar as tensões geradas durante o processo de construção e a respectiva velocidade de dissipação do excesso de poropressões (DIENSTMANN, 2011). Dienstmann (2011) afirma que o instrumento apresenta resultados confiáveis, além de ser simples e durável, porém possui um tempo maior de resposta e interfere na obra fisicamente.

Almeida e Marques (2010) mostram que ele é constituído por um tubo vertical de PCV, que possui uma extremidade perfurada e revestida por material geotextil, permitindo a livre passagem da água, instalado onde se deseja medir as pressões neutras e isolado da influência do restante do solo com uma camada de material de baixa permeabilidade. Os autores descrevem que o tempo necessário para a leitura do nível de água dentro do tubo, que caracteriza a poropressão no ponto de instalação, ocorre devido à baixa condutividade

hidráulica dos solos argilosos e a necessidade de se ter um determinado volume de água percolado do solo para dentro do tubo, assim indicando a variação na pressão.

Ainda, conforme os ensinamentos de Almeida e Marques (2010), mesmo os piezômetros elétricos e de cordas vibrantes terem maior custo em relação ao de Casagrande, eles possuem a vantagem de não interferirem no andamento da obra, pois estão enterrados, e suas medidas são tomadas por cabos, apresentando um tempo menor de resposta. Da mesma forma que os de Casagrande, estes equipamentos também devem ser isolados do restante do terreno por camada de baixa condutividade hidráulica, porém seu funcionamento é um pouco diferente. Através de um diafragma acoplado a um transdutor elétrico os piezômetros elétricos leem as pressões medidas. O deslocamento da membrana, impulsionado pela variação na pressão de água, muda a tensão aplicada a uma corda tensionada acoplada ao centro do diafragma, mudando sua frequência de vibração que é lida por um equipamento.

## 2.6 MÉTODOS DE CONTROLE E CRITÉRIOS DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA

De acordo com Heyman e Boersma (1961), em obras geotécnicas o acompanhamento das deformações horizontais não era associado com efeitos de estabilidade da obra, somente era observada devido aos esforços que estas provocavam em estruturas vizinhas. Atualmente, combinar as deformações vertical e horizontal no acompanhamento da estabilidade de aterros e demais obras geotécnicas é muito importante, contudo a interpretação das leituras em campo é por vezes insatisfatória, pois o controle de segurança necessita de critérios de mensuração apropriados. Dienstmann (2011) afirma que definir critérios de segurança geotécnica não é somente estabelecer sistemas de observação e monitoramento, mas também pressupor sobre níveis de alerta condizentes a uma possível falha ou ruptura do solo em análise. Com base em uma análise preliminar, juntamente com os mecanismos de controle, deve-se obter respostas de deformações e tensões máximas estimadas.

Concluída a instalação da instrumentação de campo, é possível acompanhar a obra durante todo o processo e assim, garantir sua segurança. Diversos autores descrevem técnicas de previsão de desempenho que permitem prever possíveis falhas e planejar mudanças necessárias para assegurar o sucesso da obra. Conforme Dienstmann (2011), a observação de aterros experimentais instrumentados foi importante para a formação de metodologias de controle com base na evolução dos deslocamentos. Na sequência serão apresentados os

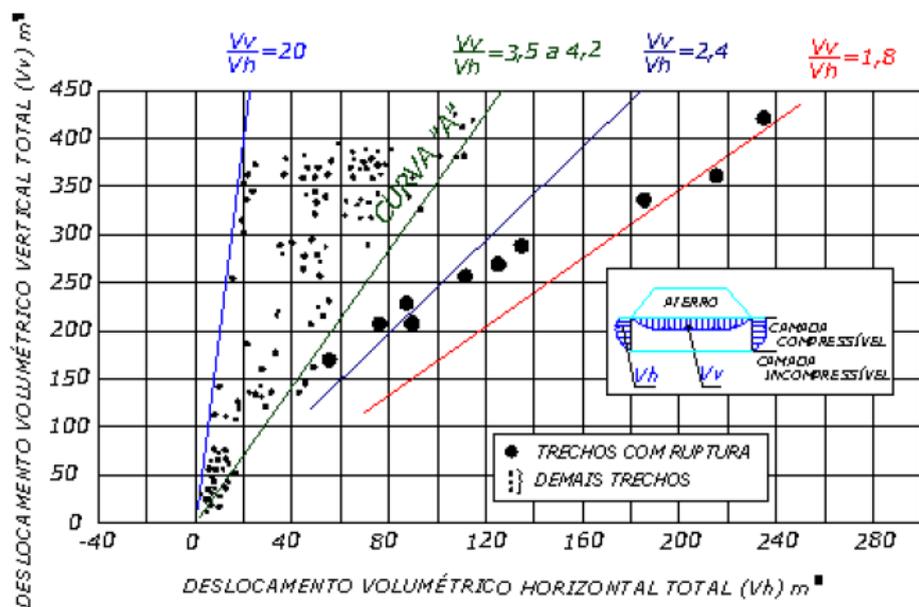
métodos de controle descritos em literatura, critérios de segurança, quando especificados, são apresentados em cada método descrito.

### 2.6.1 Evolução dos deslocamentos

Há diversos métodos já estudados sobre como determinar estabilidade de obras sobre solos moles. Primeiramente, serão descritos os métodos de Johnston (1973) e de Matsuo e Kawamura (1977) que foram utilizados durante a pesquisa do presente trabalho.

A influência dos deslocamentos volumétricos totais horizontais e verticais na segurança de aterros instrumentados sobre solos moles foi estudada por Johnston (1973) *apud* Dienstmann (2011). Através da observação de dois aterros que passaram por várias fases de carregamentos foi proposto um método gráfico de acompanhamento, que se baseia em lançar valores para o volume total deslocado verticalmente ( $V_v$ ) *versus* o volume total deslocado horizontalmente ( $V_h$ ). A proposta de Johnston (1973) define o comportamento através de regiões no gráfico. Por meio de uma reta A da figura 5 os autores separaram os pontos estáveis dos não estáveis. Para pontos com relação de volumes  $V_v/V_h$  maiores que 3,5 eram considerados estáveis e pontos de ruptura ocorrem entre razões de  $V_v/V_h$  de 1,8 a 2,4.

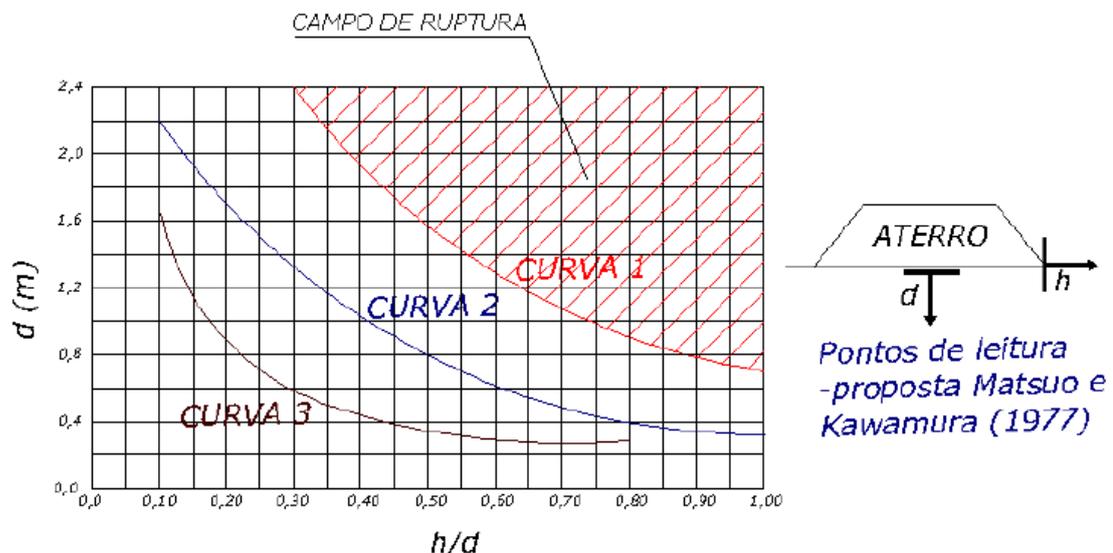
Figura 5 – Relações de  $V_v$  e  $V_h$



Fonte: Johnston (1973) *apud* DIENSTMANN (2011)

Outro método, proposto por Matsuo e Kawamura (1977), baseado em estudos numéricos e resultados de aterros instrumentados consiste em um método de controle de estabilidade com base no recalque no centro do aterro ( $d$ ) e deslocamento horizontal superficial no pé do aterro ( $h$ ). A relação  $h/d$  e  $d$  é lançada em gráficos e sua evolução é observada à medida que o aterro é construído. Os autores definiram curvas que geram áreas no gráfico, entre as curvas da Figura 6, que correspondem a ruptura (curva 1), a 90% da ruptura (curva 2) e 80% da ruptura (curva 3). Sandroni et al. (2004) ao aplicar o método proposto em dois aterros experimentais levados a ruptura (Juturnaíba e Sarapuú) observaram que as rupturas dos dois aterros ocorreram abaixo da curva 3 a qual deveria caracterizar estabilidade.

Figura 6 – Método de Matsuo e Kawamura modificado de Sandroni et al (2004)



Fonte: Dienstmann (2011)

Na literatura podem ser encontrados outros métodos como o de Marche e Chapuis (1974), Bourges e Mieussiens (1979) *apud* Dienstmann (2011), Tavenas et al. (1979), Loganathan et al. (1993), Ladd (1991) para determinação de estabilidade. Estes métodos citados não foram utilizados no presente trabalho por não se adequarem aos dados disponíveis da instrumentação, entretanto serão apresentados a seguir.

Marche e Chapuis (1974), criaram uma metodologia que busca uma relação de controle entre o fator de segurança *versus* deslocamento horizontal. Ao estudarem os deslocamentos horizontais próximo ao pé do talude de oito aterros, propuseram um critério

para avaliação da estabilidade de aterros sobre solos moles baseados em um parâmetro adimensional  $R$ , através da equação 6:

Equação 6 – Critério para avaliação da estabilidade de aterros sobre solos moles baseados em um parâmetro adimensional  $R$

$$R = \frac{\rho_h \cdot E_u}{\Delta q \cdot B}$$

Na qual temos:

$\rho_h$ : o acréscimo de deslocamento horizontal;

$E_u$ : o módulo de Young não drenado;

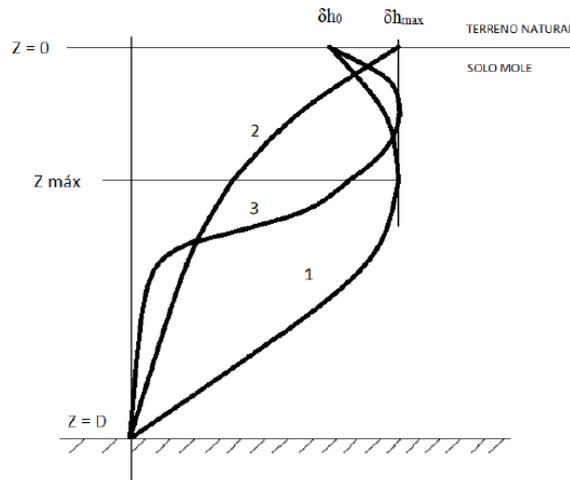
$\Delta q$ : o acréscimo de carga no aterro;

$B$ : largura total do aterro, referente à parte superior da camada de argila mole.

Os autores constataram que para fatores de segurança maiores que 1,4 os deslocamentos horizontais eram pequenos, com predição possível pela teoria da elasticidade, e parâmetro  $R$  abaixo de 0,16. Sandroni et al. (2004) afirmam a importância teórica da avaliação de deslocamentos horizontais e variação de carga proposta por Marche e Chapuis, entretanto, observam como limitação a difícil obtenção de valores do Módulo de Young não-drenado, necessário à determinação de  $R$ .

Bourges e Mieussiens (1979) *apud* Dienstmann (2011) realizaram estudos estatísticos para obtenção de curvas típicas de deslocamentos horizontais com a profundidade. O método empírico tinha como objetivo a previsão dos deslocamentos horizontais máximos ( $\delta h_{max}$ ) no final da fase de adensamento por meio dos valores normalizados pelo valor da espessura da camada compressível ( $D$ ), conforme observa-se na Figura 7. Mesmo contendo um grande número de dados, os autores observaram que estes eram muito dispersos, apenas conseguindo definir um critério para taludes de aterros com fator de segurança maior que 1,3, cuja relação  $\delta h_{max}$  sobre recalque máximo no eixo ( $s$ ) seria igual a 0,16.

Figura 7 – Perfil de deslocamento horizontal de Bourges e Mieussiens



Fonte: Dienstmann (2011)

A definição dos deslocamentos, pode ser vista na Figura 7, na qual a curva 1 representa as medições de deslocamento no pé do talude, a curva 2 as medições em uma vertical além do pé do aterro e a curva 3 são as medidas no pé do talude só que apenas da parte referente a camada mole.

Em Tavenas et al. (1979), são sugeridas relações empíricas entre o deslocamento horizontal máximo em uma vertical no pé do aterro ( $\delta h_{max}$ ) e o máximo recalque na base do aterro ( $s$ ), definindo limites para três situações diferentes da relação  $\delta h_{max}/s$ , complementando estudos anteriores:

- Semelhante ao comportamento elástico, durante fase inicial de carregamento quando as tensões atuantes são inferiores às de pré-adensamento a relação  $\delta h_{max}/s$  varia entre 0,09 e 0,27;
- Quando o comportamento passa a ser normalmente adensado e elasto-plástico, durante o carregamento ao ser atingida a tensão de pré-adensamento a variação de  $\delta h_{max}/s$  ocorre entre 0,71 e 1,21;
- Em fase de adensamento os valores de  $\delta h_{max}/s$  variam entre 0,14 e 0,18.

Em conformidade com Brugger (1996), as considerações propostas por Tavenas et al (1979) não relacionam fator de segurança com deslocamento horizontal, mas oferecem uma visão de comportamento em termos de tensões efetivas finais e as tensões de pré-adensamento.

Posteriormente surgiram trabalhos sobre a distinção entre deslocamentos imediatos, de adensamento e de creep (fluência do material). Loganathan et al. (1993) estudaram o

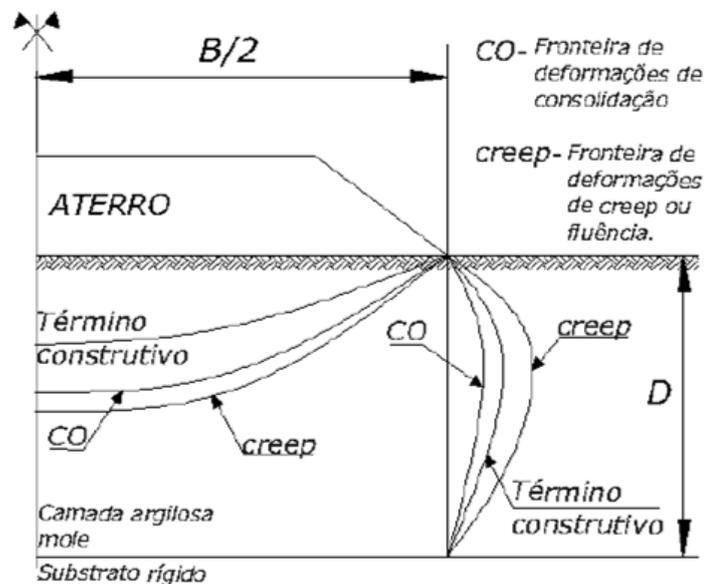
assunto e criaram o método Field Deformation Analysis, conhecido como FDA. Este método tem como objetivo a consideração de volumes horizontais deslocados na previsão de recalques do eixo, através da determinação de dois fatores,  $\alpha$  e  $\beta$ , dessa forma:

$$\alpha = \frac{\text{volume de adensamento vertical}}{\text{volume de adensamento horizontal}}$$

$$\beta = \frac{\text{volume de creep vertical}}{\text{volume de creep horizontal}}$$

Em fases de adensamento, segundo o FDA, as deformações horizontais tendem a diminuir devido à diminuição de volume e aumentar devido ao fenômeno de creep (adensamento secundário). As relações de volumes de adensamento e *creep* (fluência) são vistas na figura.

Figura 8 – Fronteiras de deformação proposta por Loganathan et al. (1993) para obtenção dos volumes de adensamento e *creep*



Fonte: Dienstmann (2011)

Ladd (1991) leciona que a interpretação de dados de deformações medidas em campo deve seguir uma série de técnicas e demanda experiência de observações anteriores, indicando a utilização dos métodos gráficos de análise a seguir:

- a) Para detectar zonas fracas e localizar o ponto de máximo deslocamento: utilizar a relação entre deslocamentos horizontais ao pé do aterro ( $h_{max}$ ) versus profundidade;
- b) Para análises potenciais de ruptura: utilizar recalque sob o centro do aterro ( $s$ ) e deslocamento horizontal ao pé do aterro ( $h_{max}$ ) pela altura  $H$  do aterro;
- c) Para análise de resposta drenada e não-drenada: deslocamentos horizontais ao pé do aterro  $h_{max}$  versus recalque sob o centro do aterro ( $E_u$ );
- d) Para cisalhamentos não drenados e possibilidade de ruptura: Analisar  $dh_{max}/dt$  (variação do deslocamento horizontal com o tempo) e  $dh_{max}/ds$  (variação do deslocamento horizontal e recalque) em função da altura ( $H$ ) e do tempo ( $t$ ), pois há uma tendência de estabilização dos deslocamentos com o tempo.

Como método de controle no qual há especificação de volumes a serem utilizados para análise, o Método dos Volumes de Sandroni et al. (2004) será descrito em item específico.

### 2.6.2 Método dos volumes

Os autores Sandroni, Lacerda e Brandt 1989 apresentaram um método para critério de segurança de aterros sobre solos moles motivados pelos diferentes formatos em diversas obras, ainda não abordadas com destaque nas técnicas de previsão de desempenho descritas anteriormente. O método, embora possua base teórica é essencialmente empírico, pois foi baseado, principalmente, em observações de campo.

A partir da obtenção de deslocamentos horizontais ( $V_h$ ) e verticais ( $V_v$ ) desde o início da construção do aterro, são estimados os volumes. Partindo da premissa que  $V_h$  e  $V_v$  são semelhantes no estado plano de tensões e condições de ruptura não drenadas, temos as seguintes relações  $V_v/V_h$ :

$$\text{Situação instável: } \frac{V_v}{V_h} < 3;$$

$$\text{Situação intermediária: } 3 < \frac{V_v}{V_h} < 6;$$

$$\text{Situação estável: } \frac{V_v}{V_h} > 6.$$

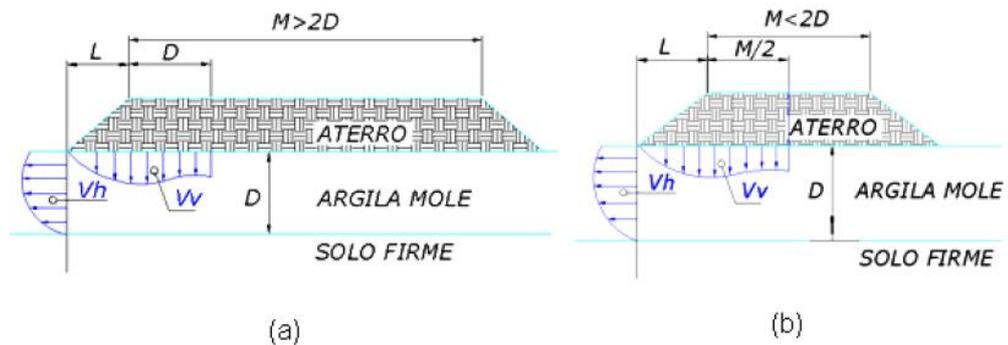
Com base em Sandroni, Lacerda e Brandt (2004), quando houver tendência a ruptura a relação entre  $V_v$  e  $V_h$  tende a unidade, correspondendo a comportamento não drenado. Assim, com o aumento do adensamento essa mesma relação tende a elevar seus valores, aumentando sua estabilidade.

#### 2.6.2.1 Obtenção do volume vertical

Dienstmann (2011) diz que em função da largura do aterro, comprimento de coroamento ( $M$ ) e espessura de solo mole ( $D$ ), são apresentados três casos distintos para obtenção do volume vertical deslocado ( $V_v$ ):

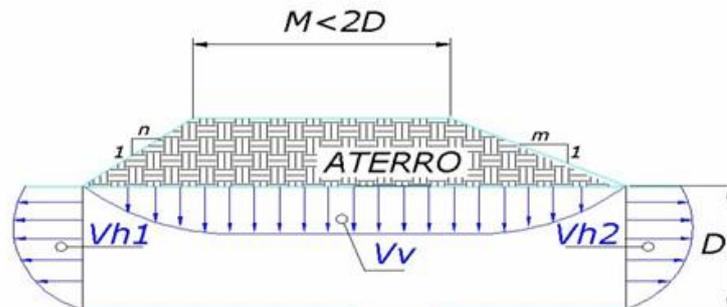
- a) Aterro muito largo (com  $M > 2D$ , Figura 9a): deve-se considerar a soma da saia do aterro  $L$  com a distância  $D$  a contar da crista do aterro, utilizando medidas de crista em cada etapa construída, proporcionando a alteração de  $V_v$  à medida que o aterro é alterado. Quando esses aterros de grande largura forem assimétricos necessita-se de detalhamento volumétrico em ambos os lados.
- b) Aterro simétrico de pequena largura ( $M < 2D$ , Figura 9b): largura da crista ( $M$ ) menor que duas vezes a espessura da camada de argila ( $2D$ ) para aterros simétricos, deve ser considerado a metade da largura da crista.
- c) Aterro assimétrico de pequena largura ( $M < 2D$ , Figura 10): para  $M$  menor que  $2D$  e aterros que não possuem mesma inclinação de taludes nas suas laterais ou quando a espessura de argila variar sob o aterro, deve-se definir a parte de volume que interessa cada lado do aterro. Assim, para obter o volume, considerando o solo linear elástico, se realiza uma simulação numérica para definição da porção  $\beta$  do volume de deslocamento horizontal que ocorre para cada lado, aplicando esta também ao volume de recalque  $V_v$ .

Figura 9 – Definição para  $V_v$  e  $V_h$  aterros simétricos– (a) aterro grande largura, (b) aterro pequena largura



Fonte: Dienstmann (2011)

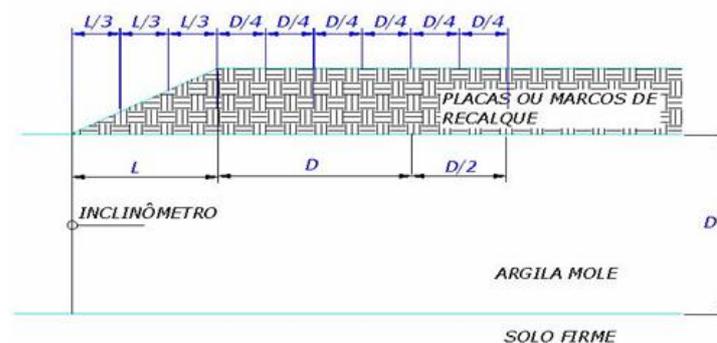
Figura 10 - Aterro assimétrico



Fonte: Dienstmann (2011)

Recomenda-se que as medições devam prolongar-se em  $1,5D$  para dentro do aterro conforme a Figura 11, e também que as leituras de recalque tenham precisão de 1mm e três pontos de leitura sob a saia do aterro a cada  $D/4$  a contar da crista.

Figura 11 – Distribuição recomendada para a instrumentação



Fonte: Dienstmann (2011)

### 2.6.2.2 Obtenção do volume horizontal

O volume  $V_h$  é obtido pela integração da distribuição de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade  $D$  (espessura de solo compressível), a qual deve abranger a espessura da camada mole que apresenta maiores deformações (DIENSTMANN, 2011).

Sandroni et al. (2004) recomendam leituras com repetição igual ou menor a 0,2 mm/m as quais são obtidas com inclinômetros de alta qualidade, devidamente calibrados e com garantia de alinhamento das ranhuras. Na direção onde são esperados os maiores deslocamentos, orienta-se o posicionamento do inclinômetro ao eixo A, que geralmente é a direção normal a face do aterro.

Sandroni et al. (2004) explicam que em casos de aterros com bermas muito largas devem ser instalados um par de inclinômetros, locando um no centro do aterro e outro no pé, realizando o acompanhamento de  $V_v$  e  $V_h$  em ambos.

### 2.6.3 Método das distorções

Segundo Almeida e Marque (2014), a avaliação da segurança e estabilidade de um aterro sobre solos moles pode ser realizada qualitativamente com base em resultados das medições realizadas pelos inclinômetros. A partir das leituras inclinométricas é possível calcular as distorções ao longo do tubo inclinométrico.

O cálculo da distorção  $d$  é:

$$d = \arctg \frac{\delta h_1 - \delta h_2}{z_1 - z_2}$$

Onde dois pontos em profundidade diferentes  $z_1$  e  $z_2$ , possuem seus respectivos deslocamentos horizontais  $\delta h_1$  e  $\delta h_2$ . Brugger (1996) acompanhou a execução e desempenho do quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe, no qual foi possível aplicar alguns dos métodos de controle anteriormente citados, mas também aplicar uma metodologia baseada em distorções tendo em vista as dificuldades de obtenção das deformações em termos volumétricos em aterros de grandes dimensões. O Método das Distorções tem como fundamento medir a variação angular dos deslocamentos relativos a dois pontos distintos num perfil vertical. Segundo Brugger (1996), a observação da distorção é mais completa que apenas as observações em termos de deslocamentos máximos, pois esta tem relação direta com as tensões cisalhantes ou tensões distorcionais.

Da Tabela 1, tem-se as ponderações de Brugger (1996), onde observam-se distorções da ordem de 1 a 2% como sendo pequenas não apresentando risco de ruptura e valores de 2 a 4% na iminência de ruptura. Ortigão (1980) observou valores de 3%, como distorção limite de estabilidade, valores estes também analisados por Brugger (1996) que sugere que valores maiores que 3% não caracterizam ruptura necessariamente. Rabassa (2010) embasado pelos estudos de Ortigão (1980) para valores de distorção e Almeida et al (2000) para parâmetros de velocidade de distorção, identificou tendências quanto aos valores de distorções limitantes da estabilidade entre 2-3%. Dienstmann (2011) em seus estudos dos Molhes da Barra do Rio Grande – RS determinou que valores de distorção menores a 2% são considerados estáveis, e valores entre 2 a 3% estão na eminência de ruptura.

Tabela 1 - Comportamentos típicos e observações de instrumentação

| <b>COMPORTAMENTO</b>   | <b>LEITURAS DE INSTRUMENTAÇÃO</b>  |
|--|--|
| <b>Deformações elásticas com estado de tensões no interior da superfície de plastificação (<i>comportamento não drenado</i>)</b>                     | *Distorções pequenas, menores que 1%.<br>*Excessos de poro pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$ <sup>(1)</sup><br>* $\delta h_{max} \leq 0,20$ s<br>* $s \geq 6\delta h_{medio}$ <sup>(2)</sup>  |
| <b>Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>comportamento não-drenado sem iminência de ruptura</i>.</b>    | *Distorções pequenas, menores que 2%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados antes da ruptura.<br>*Excessos de poro pressão proporcionais a $\Delta\sigma_{oct}$<br>* $\delta h_{max} \leq 1$ s<br>* $s \geq 6\delta h_{medio}$                             |
| <b>Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>comportamento não-drenado na iminência de ruptura</i>.</b>     | *Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura.<br>*Excessos de poro pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$<br>* $\delta h_{max} \sim 1$ s<br>* $s \geq 3\delta h_{medio}$   |
| <b>Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>processo de creep não-drenado na iminência de ruptura</i>.</b> | *Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura e ensaios de fluência.<br>*Excessos de poro pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$<br>* $\delta h_{max} \sim 1$ s<br>* $s \geq 3\delta h_{medio}$                       |
| <b>Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em <i>processo de adensamento sem iminência de ruptura</i>.</b>      | *Distorções grandes, maiores que 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios drenados.<br>*Distorções grandes junto às fronteiras drenantes.<br>*Excessos de poro pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$<br>* $\delta h_{max} < 0,20$ s<br>* $s \geq 6\delta h_{medio}$ |

Fonte: Brugger (1996) *apud* DIENSTMANN (2011)

Os estudos realizados por Almeida et al. (2000) nos aterros com instrumentação de uma Estação de Tratamento de Esgoto de Alegria no Rio de Janeiro sobre solos argilosos muito moles e com matéria orgânica, alcançaram valores de distorções maiores que a 7% sem perda de estabilidade. Desta forma os autores propuseram que as distorções fossem analisadas quanto a sua velocidade de ocorrência, pois em alguns casos elas estavam se apresentavam superiores aos critérios até então estabelecidos. Assim, o cálculo das velocidades de distorção para dada profundidade, em %/dia, pode ser dada segundo:

$$vd = \frac{\Delta d}{\Delta t}$$

Almeida et al. (2000), indicam que para  $vd > 1,5\%$  por dia, deve-se interromper o carregamento. Para  $vd$  entre  $0,5\%$  e  $1,5\%$  por dia, precisa-se certa atenção, pois estar acontecendo a plastificação, porém ainda não totalmente. Para  $vd < 0,5\%$  por dia, necessita de acompanhamento até a estabilização, porém sem grandes preocupações.

Nos estudos citados anteriormente realizados na Estação de Tratamento de Esgoto, na mesma obra onde haviam sido calculadas distorções de 7%, foram achadas taxas de distorção diárias máximas de 0,15%. Um inclinômetro instalado numa região da obra, conforme ensinam Almeida e Marques (2010), não é garantia de que toda a obra apresenta distorções semelhantes devido a grande variabilidade de estratigrafia e velocidade de carregamento que podem ser diferentes ao longo da obra.

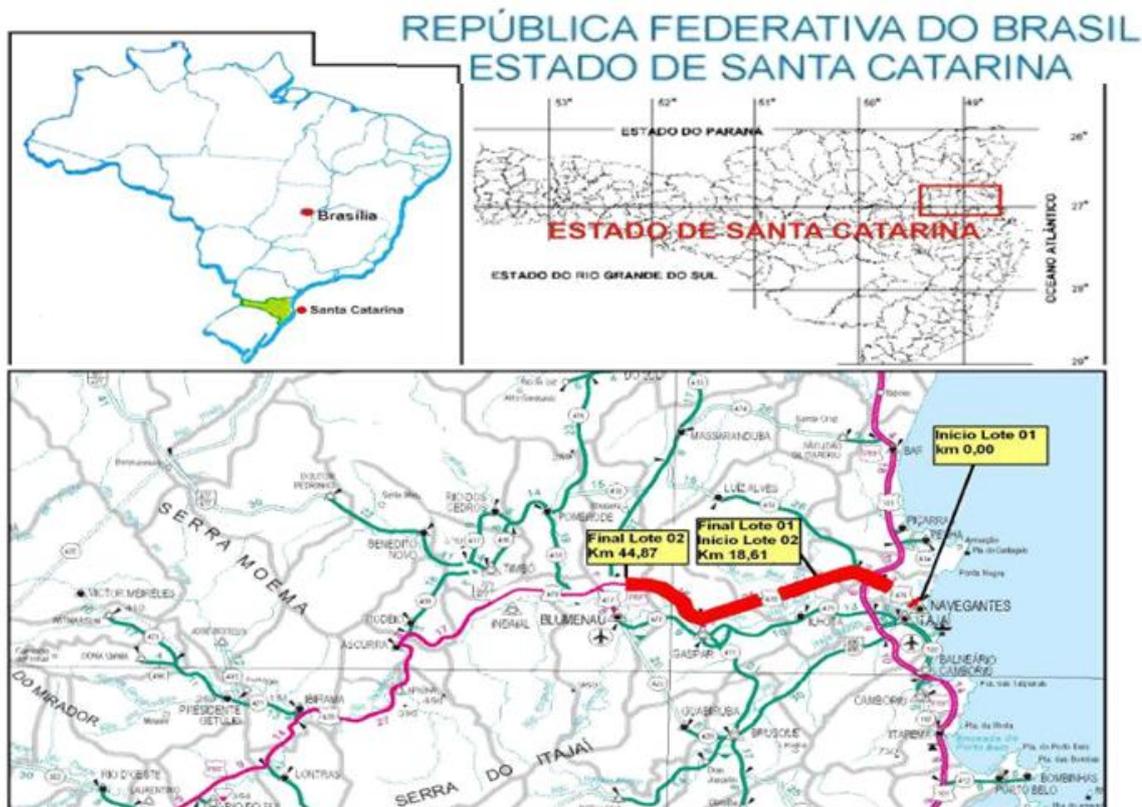
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL

A BR-470, parte da BR 101 à altura de Navegantes, cortando a região do Vale do Itajaí indo até Campos Novos, onde encontra a BR 282, assim sendo uma importante ligação entre o Planalto e Oeste Catarinense ao Litoral.

Ela dá acesso a algumas cidades como Blumenau, Ibirama, Rio do Sul, Curitibanos, Campos Novos e a locais de grande importância para a economia do estado, como o Porto de Itajaí e o Aeroporto de Navegantes. É classificada como uma rodovia de ligação pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT), unindo rodovias federais, ou ao menos uma rodovia federal a cidades importantes, pontos estratégicos ou até fronteiras internacionais. O mapa com a localização da BR-470 pode ser visto na figura 12.

Figura 12 – Mapa com a localização da BR-470 e destaque para o Lote 01 e Lote 02 da duplicação



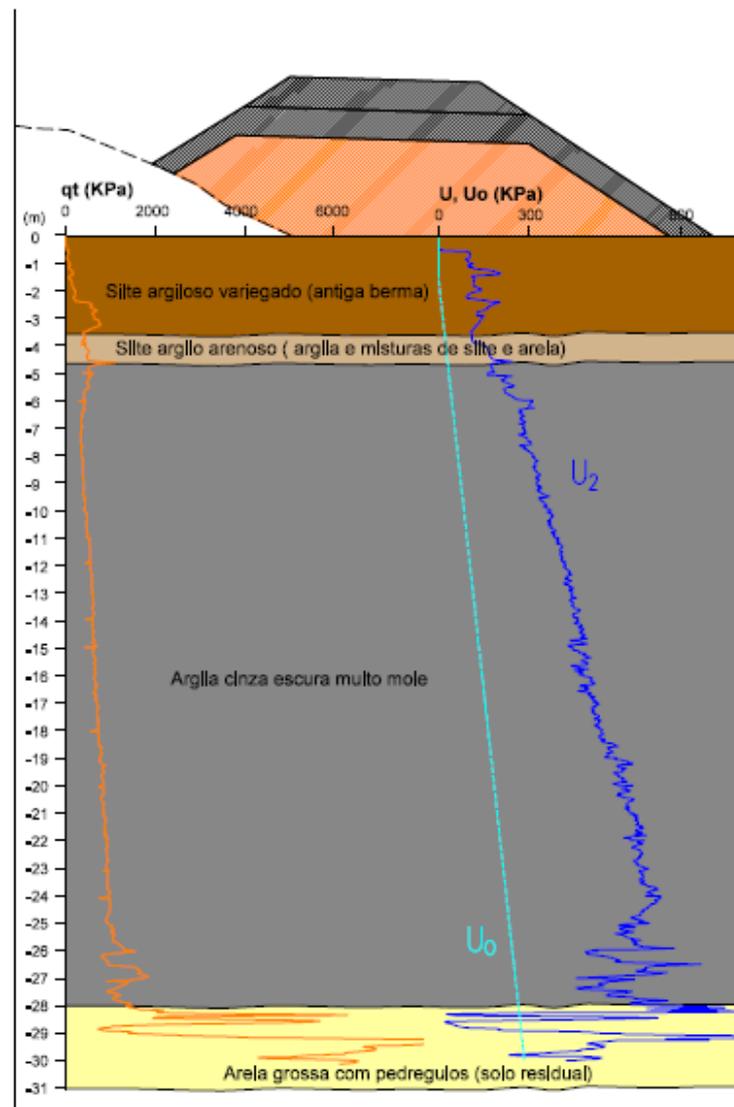
Fonte: Prosul Projetos LTDA *apud* CORDEIRO (2019)

O projeto de duplicação da BR 470 inicia no município de Navegantes e termina no município de Indaial. A obra foi dividida em quatro trechos, chamados de lotes, que totalizam

74 km de extensão. O trecho em análise do presente trabalho pertence ao lote 02, que corresponde ao subtrecho entre os municípios de Luiz Alves e Gaspar, km 18,6 até km 44,9, totalizando 26,3 km de extensão.

Suguio e Martin (1978) *apud* Cordeiro (2019) destacam que os depósitos de solos compressíveis, achados no lote 02, foram formados no período Quaternário e possuem origem marinha. Sua composição é formada por camadas de silte argiloso variegado seguido de uma camada de silte argilo arenoso, ainda tem-se uma camada de argila cinza escura muito mole com profundidade próxima a 23 m e, por fim, encontra-se a camada de solo residual, composto por areia e pedregulhos como visto na figura 13.

Figura 13 – Perfil dos depósitos de argila mole da seção 18+900 - Lote 02 da BR 470/SC.



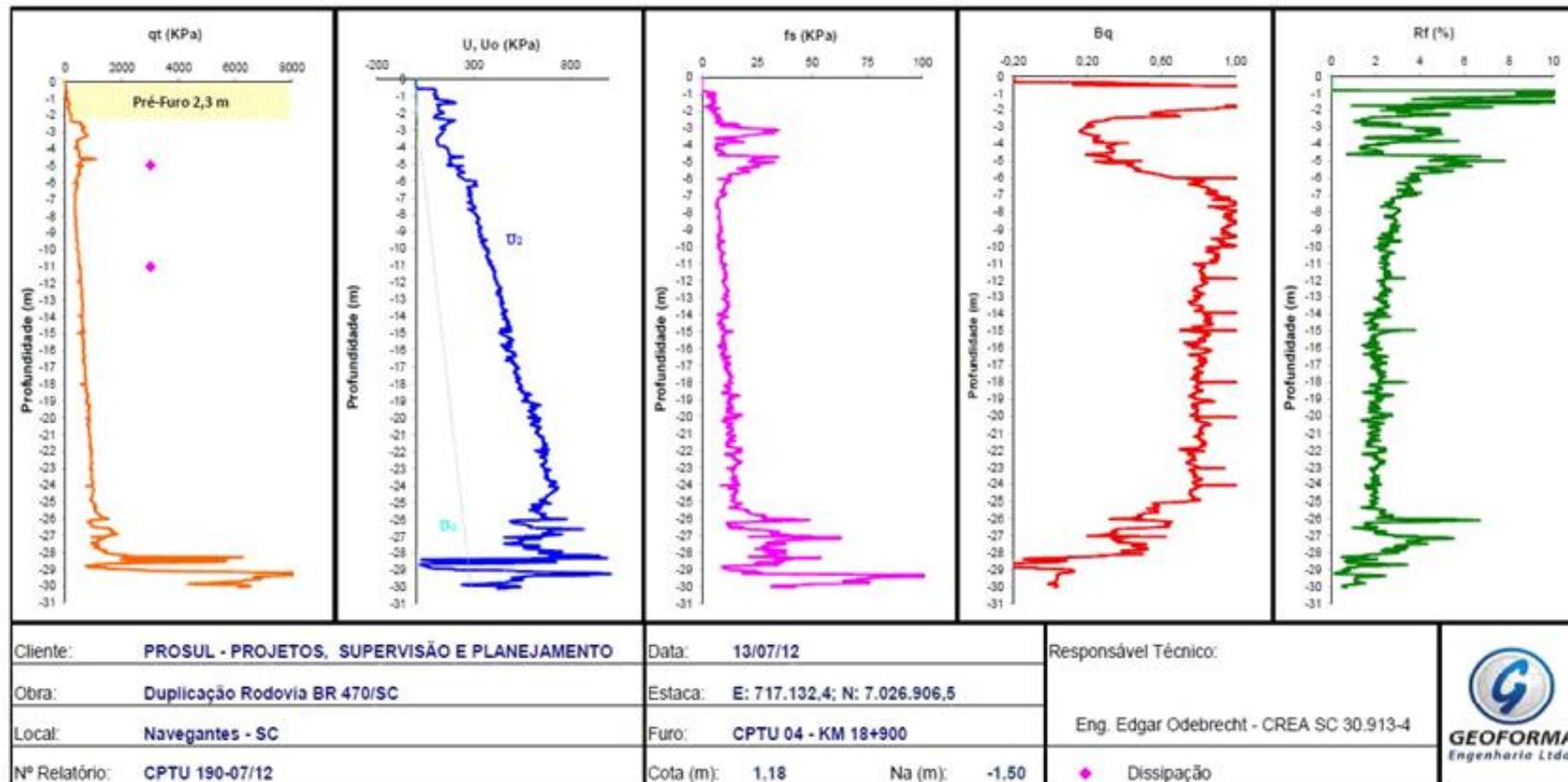
Fonte: Cordeiro, Dienstmann e Maccarini (2018)

### 3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Na fase de projeto foi realizada uma programação dividida em investigações de laboratório e campo através de sistema de ilhas de investigação. Para o Lote 2, foram realizados, segundo Cordeiro (2019) os seguintes ensaios em laboratório: 350 ensaios de teor de umidade natural ( $w$ ), 25 ensaios de compressão Triaxial (UU) e 23 de compressão edométrica (adensamento). Já, os ensaios em campo somaram 140 sondagens SPT, 18 ensaios de piezocones (com 34 pontos de dissipação) e 24 ensaios de palheta.

Na Figura 14 é apresentado um perfil típico de sondagens CPTu realizado, neste observa-se um perfil de argila mole com espessura em torno de 23 m. Ainda, nota-se a realização de ensaios de dissipação nas profundidades de 5,0 e 11,0 m

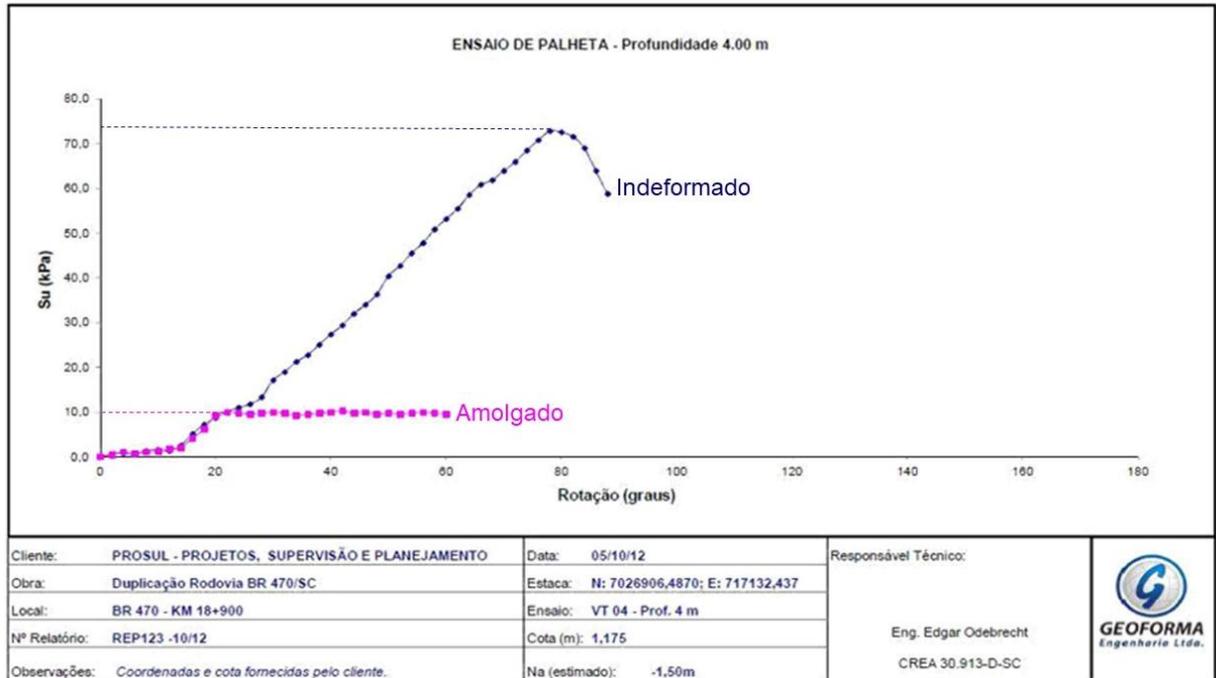
Figura 14 - Boletim de ensaio CPT-u realizado no Km 18+900 do lote 02 da BR 470



FONTE: Empresa Prosul Projetos LTDA *apud* Cordeiro (2019)

Na Figura 15 tem-se um ensaio de palheta realizado a 4,0 m de profundidade apresentando uma resistência não drenada ( $S_u$ ) máxima em torno de 75 kPa e resistência amolgada com valor de aproximadamente 10 kPa.

Figura 15 - Boletim de ensaio de palheta realizado no Km 18+900 do lote 02 da BR



FONTE: Empresa Prosul Projetos LTDA *apud* CORDEIRO (2019) modificado pela autora

Do mesmo modo, foi realizado um mapeamento dos depósitos de argila mole encontrados no decorrer do Lote 02, nos aspectos de extensão e profundidade, onde também podem ser observadas as grandes extensões e profundidades elevadas, que variam entre 10,00 e 21,75 m, conforme a tabela 2.

Tabela 2 – Depósitos de argila mole no lote 02 da BR-470

| Nº<br>Depósito | Segmento       |             | Extensão<br>(Km) | Profundidade<br>Média (m) |
|----------------|----------------|-------------|------------------|---------------------------|
|                | Início<br>(Km) | Fim<br>(Km) |                  |                           |
| 01             | 18+605         | 22+420      | 3.815,00         | 21,75                     |
| 02             | 22+520         | 24+760      | 2.240,00         | 18,00                     |
| 03             | 24+980         | 26+700      | 1.720,00         | 14,00                     |
| 04             | 27+060         | 28+760      | 1.700,00         | 20,00                     |
| 05             | 29+000         | 29+480      | 480,00           | 21,00                     |
| 06             | 29+670         | 29+900      | 230,00           | 21,00                     |
| 07             | 30+060         | 31+840      | 1.780,00         | 15,75                     |
| 08             | 32+370         | 33+160      | 790,00           | 16,00                     |
| 09             | 33+520         | 33+940      | 420,00           | 16,00                     |
| 10             | 34+000         | 35+290      | 1.290,00         | 10,00                     |
| 11             | 35+350         | 35+530      | 180,00           | 10,00                     |
| 12             | 35+860         | 36+620      | 760,00           | 19,00                     |
| 13             | 37+020         | 37+600      | 580,00           | 18,00                     |
| 14             | 37+900         | 38+460      | 560,00           | 10,00                     |
| 15             | 38+540         | 38+960      | 420,00           | 10,00                     |
| 16             | 39+580         | 39+980      | 400,00           | 13,50                     |
| 17             | 41+380         | 41+620      | 240,00           | 13,00                     |

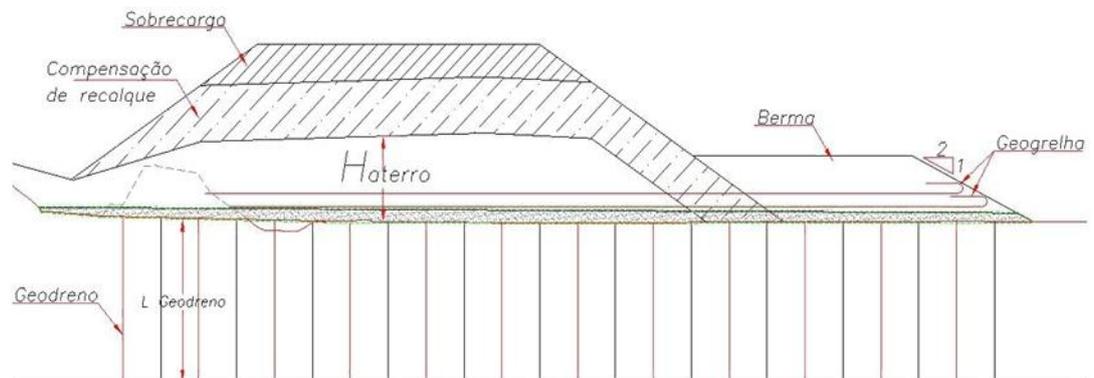
Fonte: Cordeiro (2019)

### 3.3 SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS ADOTADAS PARA ATERROS SOBRE SOLOS MOLES BR-470

Foram adotadas algumas soluções para garantir a estabilidade dos aterros da duplicação e acelerar os recalques. Métodos como o reforço basal com geogrelhas, bermas de equilíbrio e aterro em etapas atuaram na estabilidade do aterro. Para a questão dos recalques houve uma aceleração com drenagem vertical com sobrecarga. Além disso, em algumas seções, também foi empregado a remoção e substituição do solo e a consolidação profunda radial (CPR).

Para o Lote 2, onde encontra-se a seção que será analisada no presente trabalho, foram empregadas soluções como compensação de recalque, sobrecarga, geodrenos, geogrelha e berma de equilíbrio (Figura 16).

Figura 16 – Seção com as soluções geotécnicas executadas nos pontos de estudo

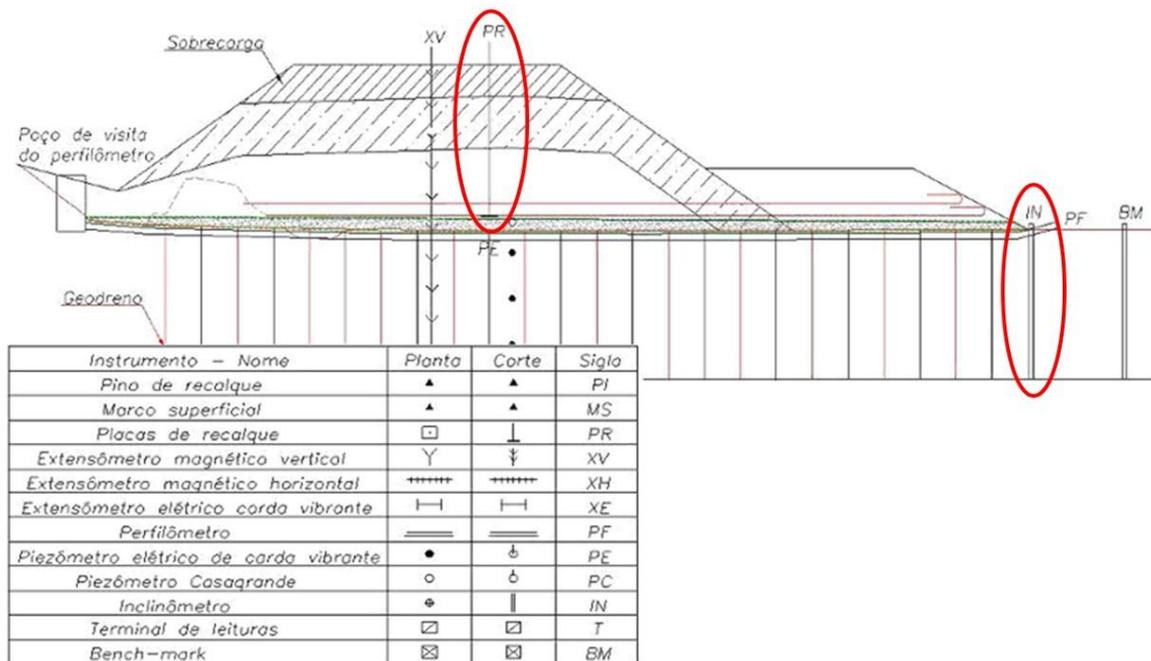


FONTE: Prosul Projetos LTDA *apud* CORDEIRO (2019)

Um plano de monitoramento foi criado para avaliar o desempenho dos aterros, onde para a medição dos deslocamentos verticais foram utilizadas 153 placas de recalques, espaçadas 10m entre si no sentido longitudinal do aterro. Para medição dos recalques nas subcamadas 57 extensômetros, entretanto, houve uma má instalação que prejudicou os resultados deste equipamento, tornando-os não utilizáveis. Ainda, foram instalados 53 referenciais de nível (*Benchmark*) como ponto de referência para as medições.

Para a medição dos deslocamentos horizontais foram utilizados 24 inclinômetros para aferir as deformações e possíveis rupturas do aterro. Também, 73 piezômetros de Casagrande e 169 piezômetros elétricos foram utilizados para medidas de poropressão, muitos dos quais foram danificados. Por fim, também foram instalados 90 extensômetros elétricos de geogrelha para medição dos esforços de tração. Na Figura 17 apresenta-se detalhes da instrumentação projetada com destaque para a posição da placa de recalque, no meio da seção do aterro, e do inclinômetro no pé da berma de equilíbrio.

Figura 17 - Exemplo de seção esquemática instrumentada



FONTE: Proslu Projetos LTDA *apud* CORDEIRO (2019) modificado pela autora

### 3.4 ESCOLHA DA SEÇÃO PARA ANÁLISES DO LOTE 02 DA BR-470

Como já citado, foi realizado o monitoramento dos depósitos de argila mole através de instrumentação de campo com placas de recalque, extensômetros, piezômetros, inclinômetros e extensômetros de geogrelha. Alguns critérios foram utilizados para essa seleção como a quantidade de instrumentos instalados e de resultados das leituras dos instrumentos, bem como a consistência destes dados existentes e qualidade de investigações geotécnicas. Desta forma, dos 17 depósitos de solo mole encontrados no lote 02 (tabela 2), aplicando estes critérios escolheu-se o Km 18+900 para a realização das análises do presente trabalho.

A representatividade e integridade dos instrumentos de medição de deslocamentos verticais (placas de recalque) foram considerados como critérios para seleção de seções a serem avaliadas na presente pesquisa (CORDEIRO, 2019). Segundo o autor, para a seleção das placas de recalque a serem utilizadas nos estudos teve-se como critérios: determinação de um afastamento máximo de 30 metros entre a ilha de investigação e a placa de recalque. Em distâncias superiores, houve desconsideração das placas. Posteriormente, verificou-se se os aterros já haviam sido concluídos até a altura da sobrecarga. Estando concluídos os aterros, foram selecionados aqueles em que a sobrecarga atuou por um período mínimo de 06 meses,

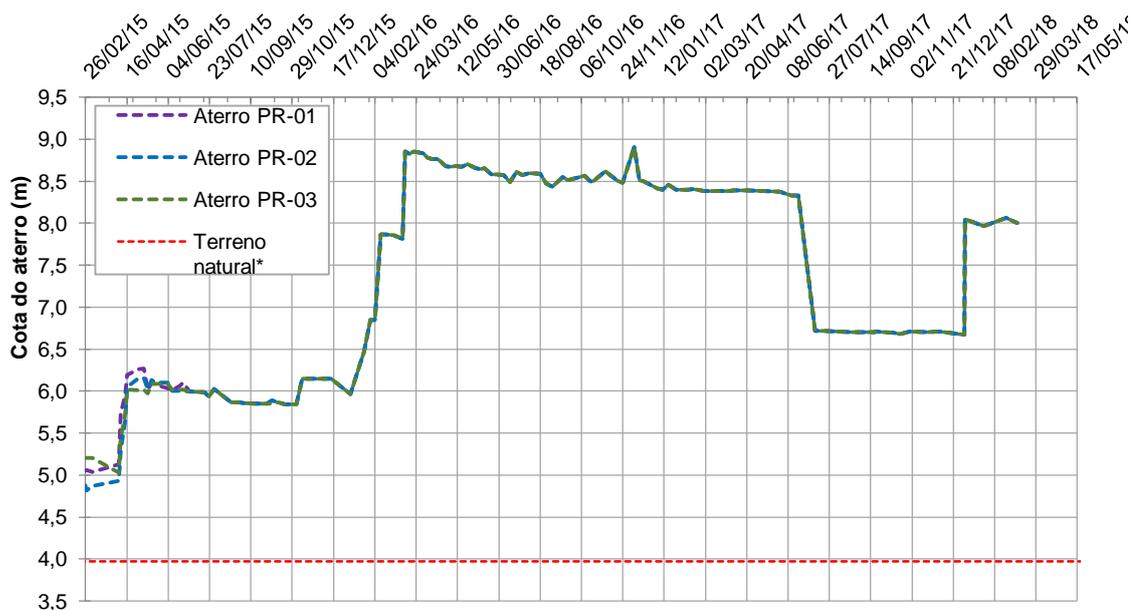
visto ter sido este o período mínimo considerado em projeto para a estabilização das deformações.

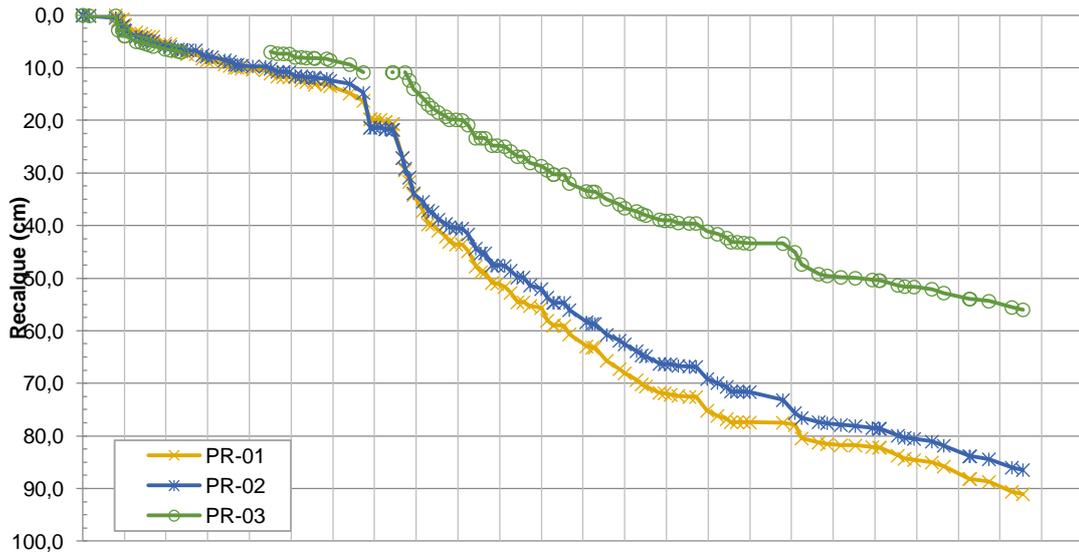
Cordeiro (2019) ainda comenta que foi realizada uma avaliação das leituras dos recalques, selecionando dentre as placas de cada seção (03 placas para cada seção) aquelas que não tenham sido danificadas. Quando as 3 placas de recalque apresentaram danos, selecionou-se aquela com o menor período de tempo sem leitura devido ao dano. Por fim, realizou-se uma análise das leituras no sentido de verificar se estavam refletindo as deformações do aterro por compressão da camada mole e não deformações provocadas por erros de leitura e/ou interferências externas na haste da placa.

No Km 18+900, uma placa de recalque atendeu aos critérios descritos e estava localizada exatamente nesse ponto, não possuindo afastamento da ilha de investigação. Na ilha de investigação do Km 18+900 também foram realizados os ensaios de campo como o SPT, um CPTu, dois de dissipação e 2 de palheta. Em laboratório, realizou-se ensaios de umidade natural (W%) a cada metro, 2 triaxiais (UU) e 2 adensamentos para esta seção.

Os resultados da instrumentação da seção 18+900 são representados nas Figuras 18 e 19. A Figura 18 indica respectivamente os alteamentos do aterro e que os recalques aumentam no final da sobrecarga temporária, com uma tendência de estabilização das deformações.

Figura 18- Seção Km 18+900: Alteamento do aterro e Curva tempo x recalque

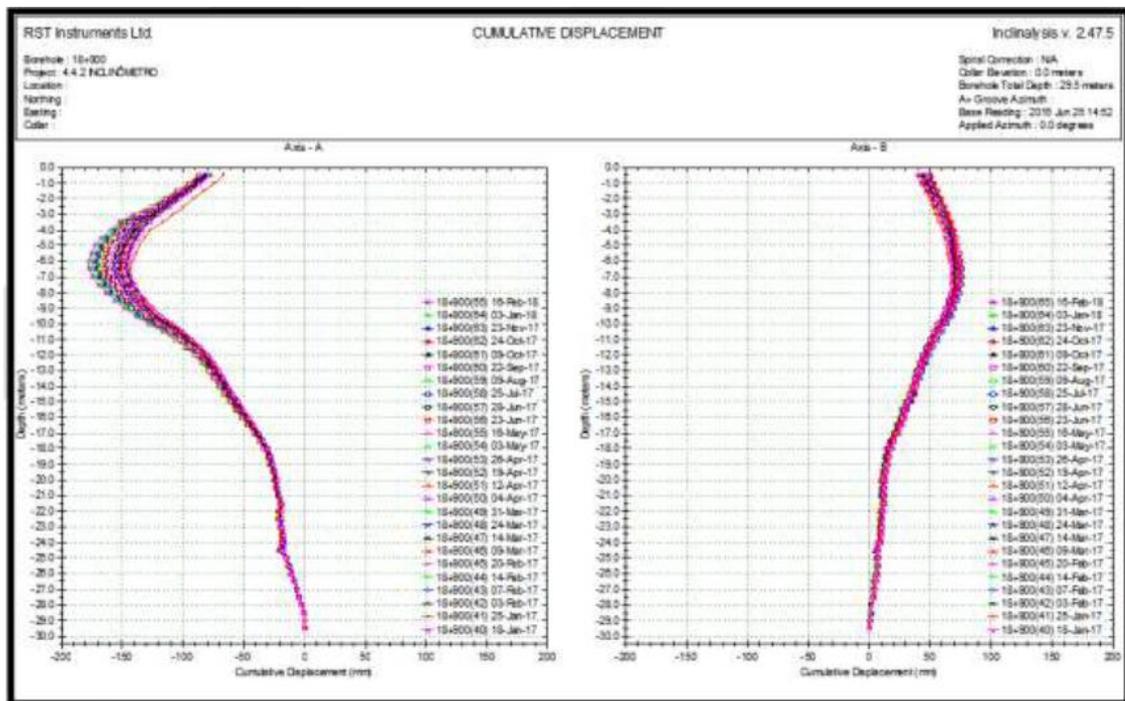




Fonte: Moretti (2018)

No gráfico de deformações horizontal (Figura 19) observa-se que no final da construção estas estavam da ordem de 175 mm. Também nota-se que não existiram evidências de ruptura na seção.

Figura 19 – Inclinômetro Km 18+900 – Valores Acumulados entre Janeiro de 2017 e Janeiro de 2018



Fonte: Moretti (2018)

### 3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE

O presente trabalho apresenta a análise da instrumentação de campo para verificação da estabilidade, com ênfase na observação dos deslocamentos horizontais, verticais e nas relações destes.

As análises de estabilidade referentes aos deslocamentos horizontais serão realizadas de duas maneiras distintas. Primeiramente, será efetuada uma análise qualitativa, através da observação das curvas de evolução dos deslocamentos e distorção com a profundidade para as diferentes datas de leitura. Nesta fase, serão verificados os valores máximos das leituras e a tendência de comportamento das curvas. Posteriormente, serão realizadas análises quantitativas através da aplicação dos diferentes métodos de controle como: métodos dos volumes deslocados descrito por Sandroni et al. (2004), método de Johnston (1973), método gráfico de Matsuo e Kawamura (1977) para verificação de estabilidade do aterro, através de valores tidos como referência pela literatura.

#### 3.5.1 Evolução do deslocamento com a profundidade – análise qualitativa

Com o auxílio da instrumentação de campo, neste caso específico o inclinômetro, são alcançados valores de deformações horizontais que ocorrem no solo sob o aterro devido à sobrecarga. Assim, consegue observar o comportamento das deformações horizontais em ambos eixos de medições do inclinômetro, através de gráficos deslocamento ( $d_h$ ) *versus* profundidade ( $z$ ) notando onde ocorre maiores valores e verificando qual o eixo mais crítico.

Com estes resultados de deformação horizontal calculam-se os valores de distorções através da diferença de deslocamentos em diferentes profundidades. No qual, plota-se o gráfico distorções ( $d$ ) *versus* profundidade ( $z$ ) e consegue-se observar em que pontos ocorreram os picos de maiores valores e também se há tendência à estabilização. Após, será plotado e analisado o gráfico da velocidade de distorção ( $v_d$ ) *versus* profundidade ( $z$ ). Da mesma forma consegue-se observar os valores máximos e suas respectivas profundidades.

#### 3.5.2 Aplicação dos métodos de controle – análise quantitativa

Como visto na bibliografia, diversos autores realizaram pesquisas e estudos para determinar valores que poderiam ser recomendados como parâmetros para segurança de

aterros sobre solos moles. Alguns métodos, como os de volumes deslocados proposto por Sandroni, Lacerda e Brandt (2004), o método das distorções estudado por Bruguer (1996) e o método da velocidade de distorção visto por Almeida et al. (2000), tornaram-se referências para a obtenção de resultados que indicam ou não estabilidade para os aterros.

Ao se realizar os cálculos de valores de distorção e da velocidade de distorção alcançam-se medidas consideradas estáveis, que podem provocar ruptura ou que exijam certa atenção, como realização de mais medições em um intervalo menor de tempo.

Com a aplicação do método dos volumes conseguimos – por meio dos resultados de recalques sofridos, determinados através das placas de recalques instaladas, e dos valores de deformação horizontal medida com o auxílio dos inclinômetros – calcular a relação entre os volumes horizontais e verticais que estão sendo deslocados com o incremento de carga causado pelo aterro. E assim, com base em valores apontados na literatura determinar a segurança da obra.

O método gráfico criado por Johnston (1973) avalia as relações de volume vertical e volume horizontal e determina valores para indicação de segurança através de uma linha (curva A) que separa valores estáveis de valores de ruptura.

Uma relação entre recalque máximo e deslocamento horizontal máximo também pode ser realizada, conforme estudado por Matsuo e Kawamura (1977), método descrito no capítulo 2. Analisando graficamente a posição de pontos no gráfico, que representam o recalque no aterro e a relação do deslocamento horizontal máximo e o recalque em uma mesma data, e as curvas definidas pelos autores, consegue-se observar a tendência maior a ruptura ou a estabilidade.

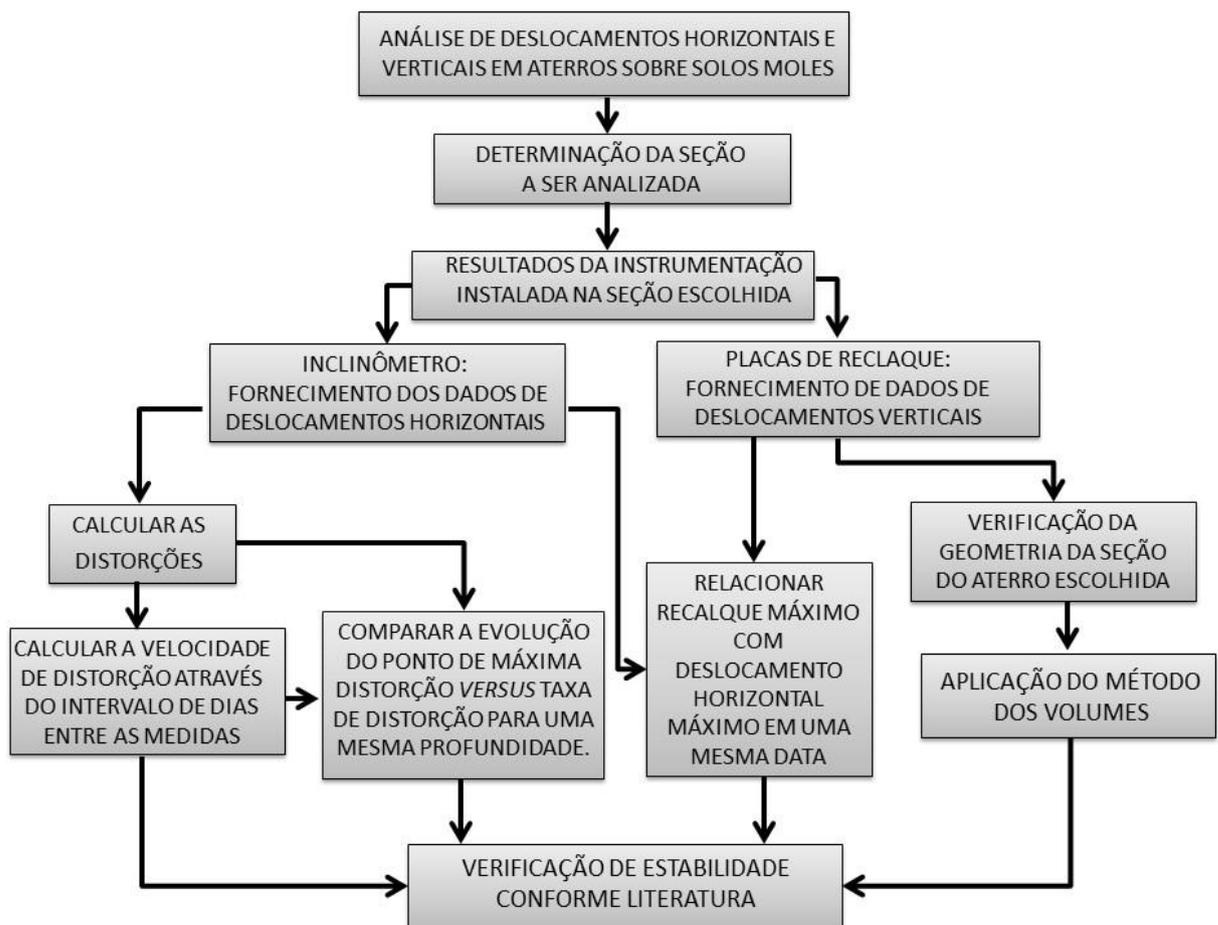
Para o cálculo do método dos volumes, estudado por Sandroni et al (2004), é necessário conhecer a geometria do aterro, para determinação do volume vertical. O aterro em questão possui formato assimétrico, com inclinações diferentes nas suas laterais. Logo seria necessária a utilização de métodos computacionais, como a análise por elementos finitos, para saber a exata porção que contribui para o deslocamento vertical, contudo, no presente trabalho realizou-se uma simplificação, onde se supõe um aterro simétrico para a utilização do método. Então, a medida do aterro para o cálculo do volume deslocado verticalmente foi definida como de metade do aterro mais a crista. Outra simplificação adotada no método dos volumes foi a realização dos cálculos em datas específicas. Ao observar o gráfico com o alçamento do aterro, resolve-se aplicar o método na data onde houve a altura máxima de aterro, também quando houve o descarregamento, e ainda em uma data intermediária a esses dois pontos e

por fim uma data próxima ao final dos dados, onde novamente elevou-se o carregamento com um aumento, só que menor que o anterior, da cota do aterro.

Ainda, será realizada uma análise gráfica entre valores de distorção e velocidade de distorção, chamada também de taxa de distorção, para uma mesma profundidade. Ao relacionar esses valores, para a profundidade de maior distorção consegue-se visualizar o comportamento do solo no que se diz respeito a ruptura e seu processo de adensamento. Com o aumento da sobrecarga devido ao aterro, a tendência é de que a taxa de distorção cresça podendo levar a uma possível ruptura, entretanto quando houver o aumento dos valores de distorção sem uma elevação nos valores de taxa indica o processo de adensamento do solo.

Apresenta-se a seguir um diagrama (Figura 20) para ilustrar a metodologia utilizada para realização das análises.

Figura 20 - Diagrama com o método utilizado na análise.



Fonte: Autora

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos através das análises da instrumentação instalada no monitoramento do aterro sobre solo mole pertencente ao lote 02, Km 18+900 da duplicação da BR470. No capítulo anterior foram apresentados os métodos a serem seguidos para o estudo de situações que possam indicar ruptura ou estabilidade.

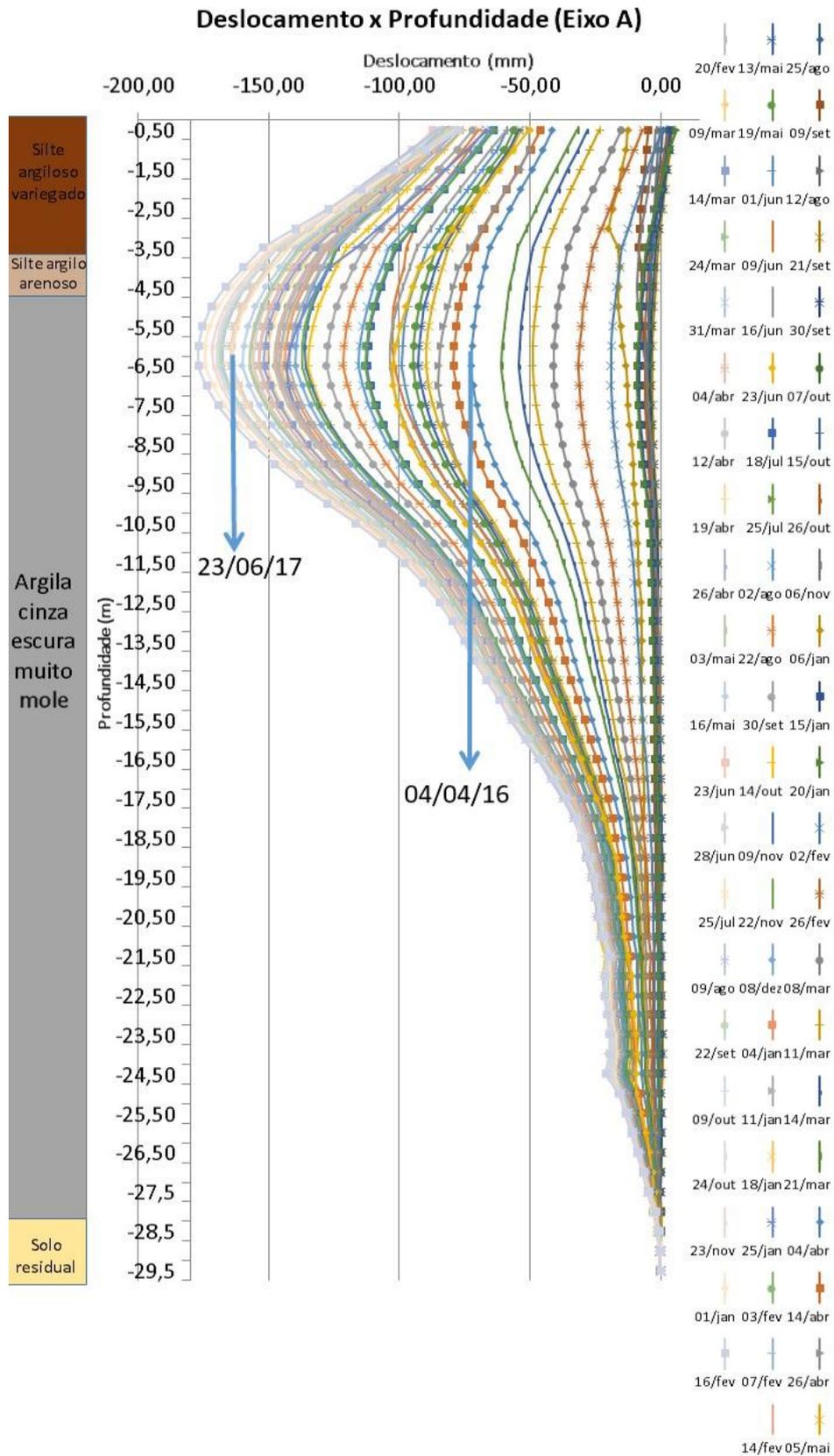
Assim, as medidas nas placas de recalque foram mais frequentes do que as realizadas pelos inclinômetros, estes que em certos casos ficavam mais de um mês sem serem realizadas medições. Almeida et al. (2000), explicam que durante o carregamento é desejável que sejam realizadas medidas diárias ou ao menos a cada três dias. Porém, devido a forma mais lenta como foi realizado o carregamento da seção, as leituras foram tomadas de forma mais espaçada, adequando-se as necessidades da obra.

Primeiramente, por meio dos resultados de inclinômetro, consegue-se determinar as deformações horizontais máximas sofridas pelo solo com o incremento de carga pelo aterro. O inclinômetro possui dois eixos de medição, denominados eixo A e eixo B, como já citado anteriormente. Foram elaborados gráficos para ambos os eixos, pois mesmo o eixo principal sendo o A, onde ocorre o sentido preferencial de movimentação, também se recomenda que se analisem as deformações do eixo secundário B.

### 4.1 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS COM A PROFUNDIDADE

Na figura 21, tem-se o gráfico de deslocamento *versus* profundidade do Eixo A do inclinômetro, onde o deslocamento é dado em milímetros e a profundidade em metros, pode-se observar a maior deformação ocorrendo na cota de 6,0 m de profundidade com valores de deslocamento ultrapassando 175 mm. Observa-se que os deslocamentos crescem com o carregamento e prosseguem evoluindo após a última aplicação de carga. O carregamento máximo ocorreu próximo a data 04/04/2016 e as medidas de deslocamento apresentadas nesse período foram em torno de 72,5 mm. O descarregamento no aterro foi realizado 15 meses depois, pela data 23/06/2017, onde as medidas de deslocamento variavam entre 164,5 mm.

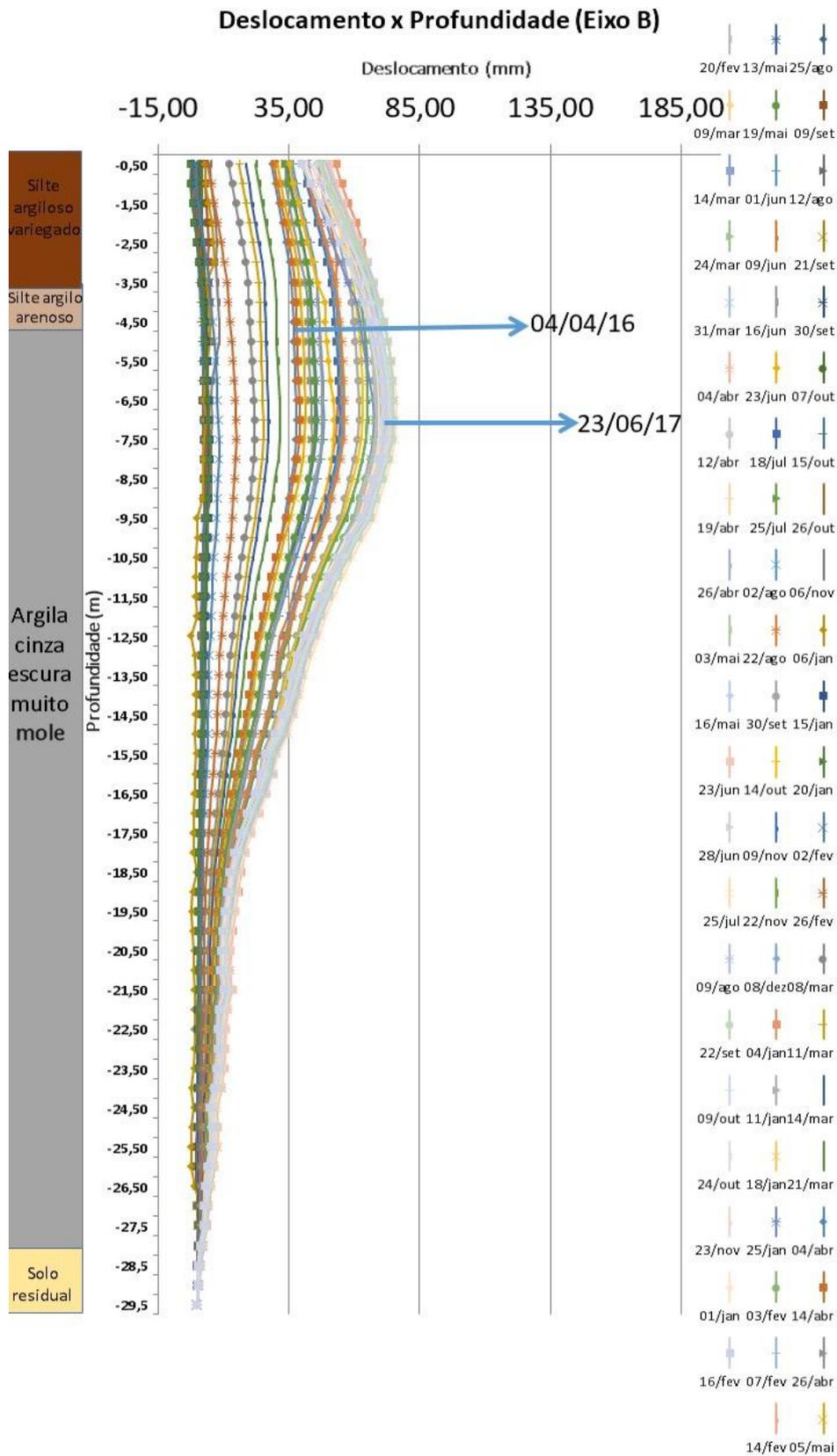
Figura 21 – Gráfico Deslocamento Horizontal *versus* Profundidade no Eixo A



Fonte: Autora

No gráfico, para o eixo B (Figura 22), já se espera que haja valores menores de deformações por não ser o eixo principal da movimentação. Observando-se a Figura 22 nota-se que os deslocamentos máximos ocorrem na profundidade 7,5m e tem como valor máximo cerca de 75 mm, valor este inferior ao encontrado no eixo oposto, 133,3%. Em relação as datas de carregamento, observa-se da mesma forma que no eixo A, os deslocamentos aumentam com o carregamento e prosseguem evoluindo após a última aplicação de carga. Para a mesma data 04/04/2016, início do carregamento, o deslocamento alcançou 38 mm. Para o descarregamento, realizado após o dia 23/06/2017, o deslocamento estava em torno de 75 mm.

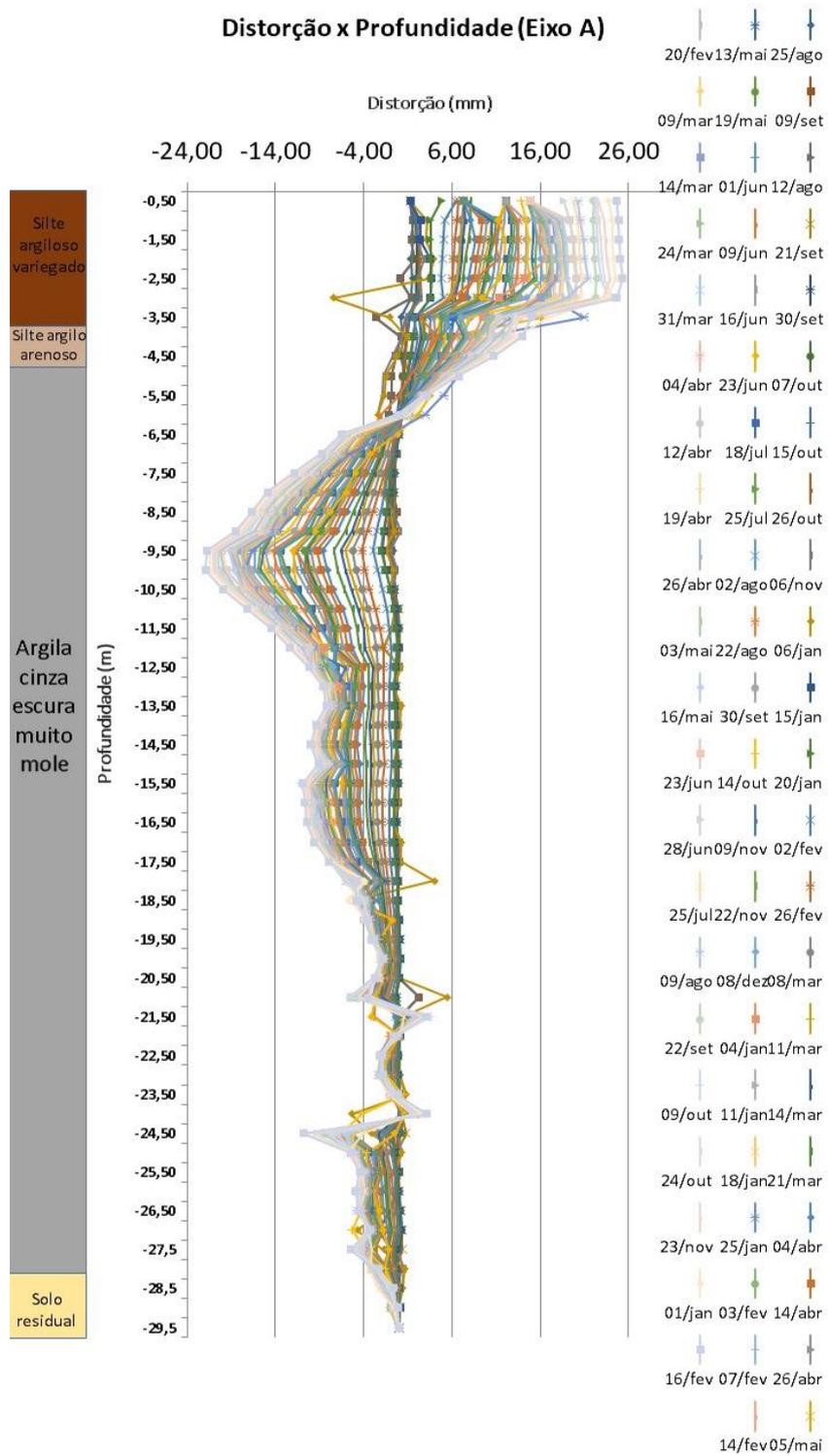
Figura 22 – Gráfico Deslocamento Horizontal versus Profundidade no Eixo B



Fonte: Autora

Na Figura 23 é apresentado o gráfico de Distorção *versus* Profundidade, onde a distorção é dada em mm/m. Com base observação dos dados verificou-se uma distorção máxima em torno de 2,5%, para a profundidade de 2,5m, valor este abaixo dos valores máximos adotados como parâmetro de alerta a ruptura. Ortigão (1980) sugere valores máximos de 3% para distorções que não ponham em risco o aterro, entretanto Brugger (1996) salienta que as taxas de distorção maiores que 3% não necessariamente caracterizam ruptura.

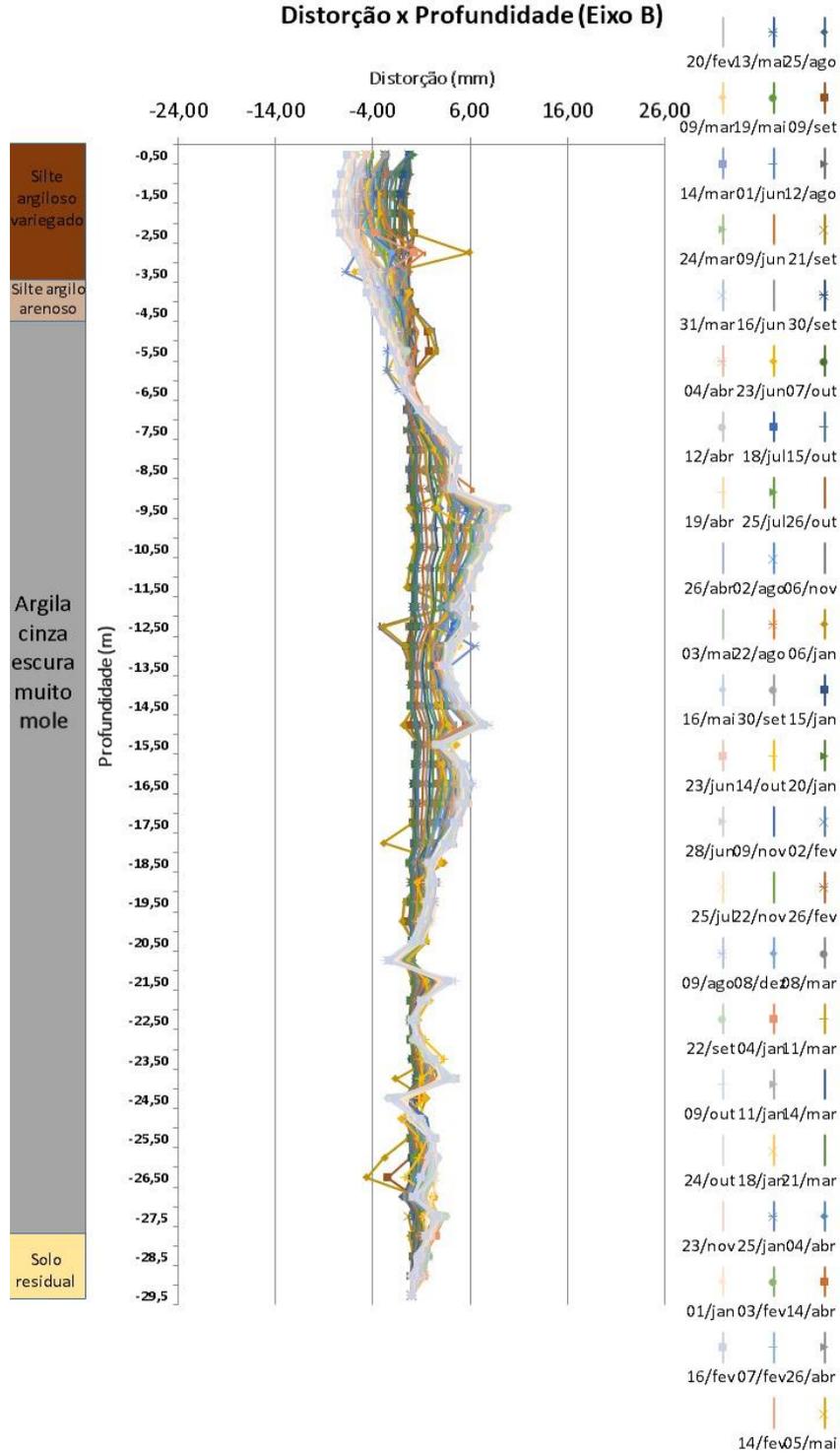
Figura 23 – Gráfico Distorção versus Profundidade no Eixo A



Fonte: Autora

Valores de distorção menores que 1,0% foram achadas para o eixo B (Figura 24), na profundidade de 9,5 m, este que apresentam maior estabilidade comparado ao seu eixo perpendicular.

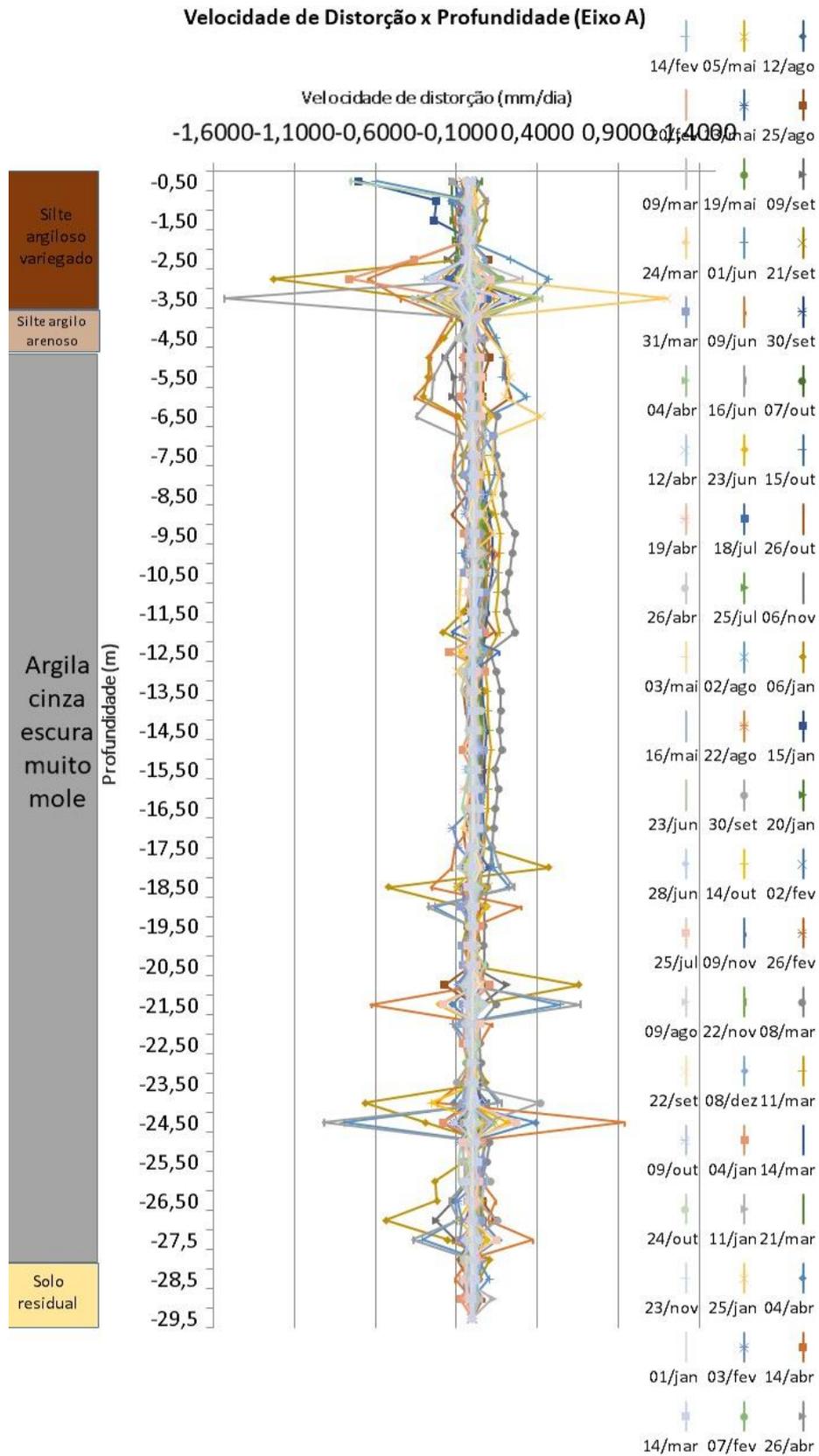
Figura 24 – Gráfico Distorção *versus* Profundidade no Eixo B



Fonte: Autora

Para a análise do gráfico de velocidade de distorção, plotado em mm/dia, observam-se os maiores valores entre as profundidades 2,0 m e 3,5 m, local onde ocorre mudança de tipo de solo. Ao transformar os valores da velocidade de mm/dia para %/dia, pode ser realizada uma comparação com valores propostos por Almeida et al. (2000), dos quais para  $v_d < 0,5\%$  por dia indicam a necessidade de acompanhamento até estabilização sem maiores preocupações, já valores de  $v_d$  entre 0,5% e 1,5% por dia já necessita de uma atenção maior e para valores de  $v_d > 1,5\%$  por dia deve-se tomar cuidado e interromper o carregamento. Os maiores valores encontrados variam entre 0,12-0,15%/dia e podem ser vistos na Figura 25, o que permite a continuidade do carregamento e baixas chances de ruptura.

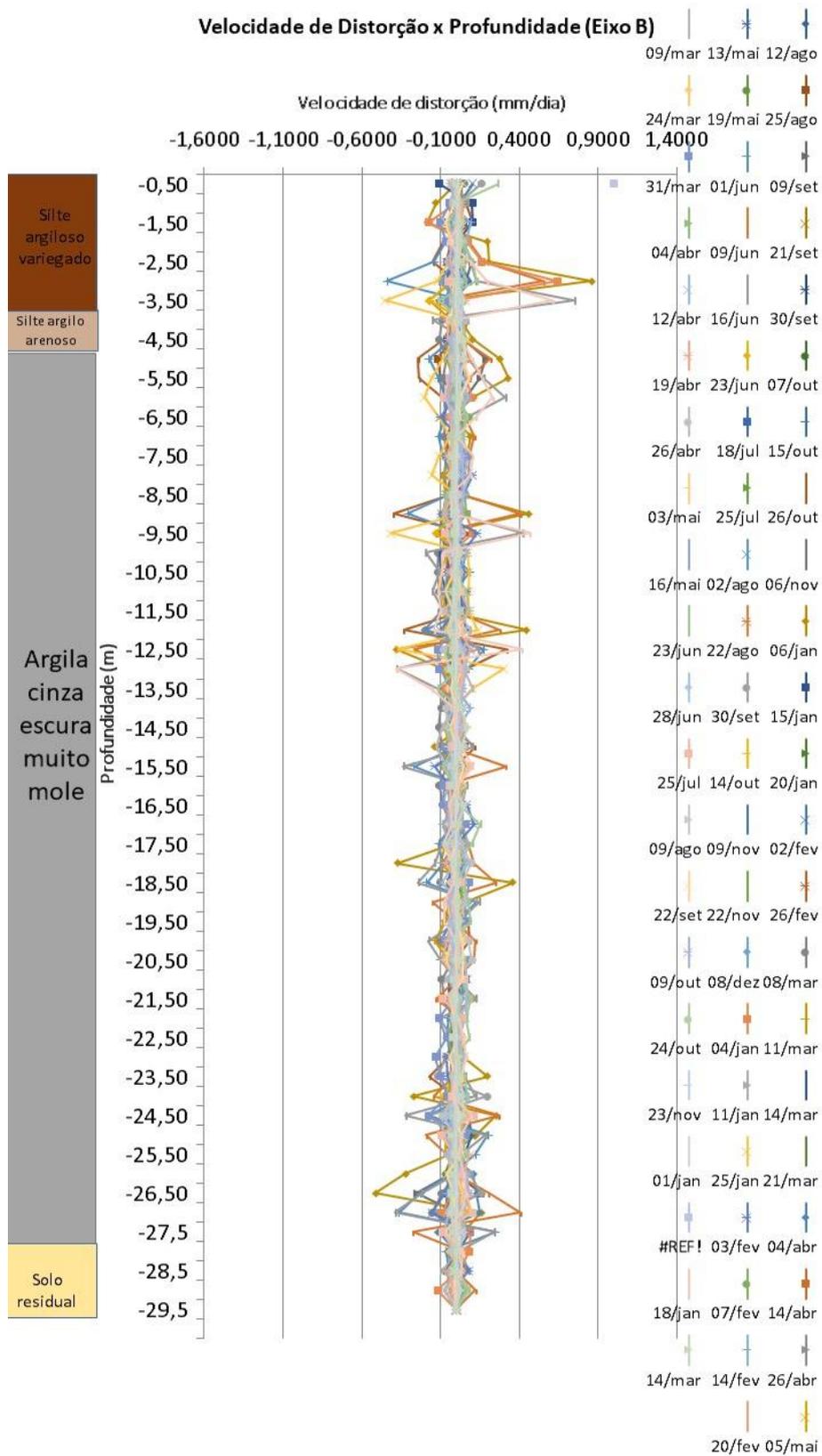
Figura 25 – Gráfico Velocidade de Distorção *versus* Profundidade no Eixo A



Fonte: Autora

Para o Eixo B (Figura 26), da mesma forma que ocorreu nas análises realizadas para o valor absoluto dos deslocamentos e distorções houve menores valores para a velocidade de distorção. Seus maiores picos ocorreram no mesmo intervalo de profundidade que o Eixo A, 2,0 a 3,5m, porém seu valor máximo não ultrapassou 0,09%/dia, também abaixo do valor de referência de 0,5%/dia dito como seguro por Almeida et al. (2000).

Figura 26 – Gráfico Velocidade de Distorção *versus* Profundidade no Eixo A



Fonte: Autora

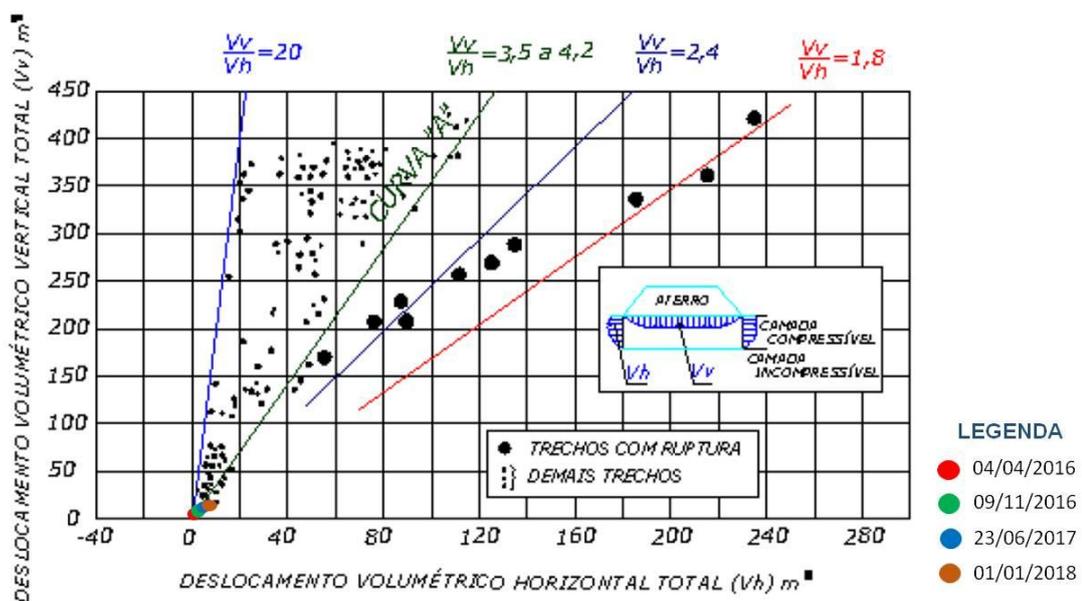
## 4.2 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CONTROLE - ANÁLISE QUANTITATIVA

Neste item são apresentados os resultados da aplicação dos métodos de controle gráficos de Johnston (1973), Matsuo e Kawamura (1977), Método dos Volumes e por fim será realizada uma análise da taxa de distorção.

Para realização das análises foram escolhidas quatro diferentes datas definidas pela observação do gráfico de alteamento do aterro (figura 18). A primeira data escolhida foi 04/04/2016, onde ocorreu a primeira leitura após o aterro alcançar sua cota máxima, ou seja, a maior sobrecarga que o solo iria receber. A próxima data escolhida foi 23/16/2017, quando houve descarregamento, e então escolheu-se uma data intermediária entre as duas primeiras, 09/11/2016. Ainda, realizou-se análises também para uma das últimas datas a se ter registrado medições 01/01/2018, para observar o comportamento do solo.

A influência dos deslocamentos volumétricos totais horizontais e verticais como parâmetros para segurança de aterros sobre solos moles também foi estudada por Johnston (1973). Seu método gráfico com base no lançamento de valores de volume vertical deslocado e volume horizontal deslocado estabelece a “curva A” como tendência para separar os pontos estáveis dos não estáveis. Com os valores de medições calculou-se os valores de volume vertical deslocado e volume horizontal deslocado e plotou-se no gráfico criado por Johnston.

Figura 27 - Pontos plotados no gráfico da relação de  $V_v/V_h$  estudada por Johnston.

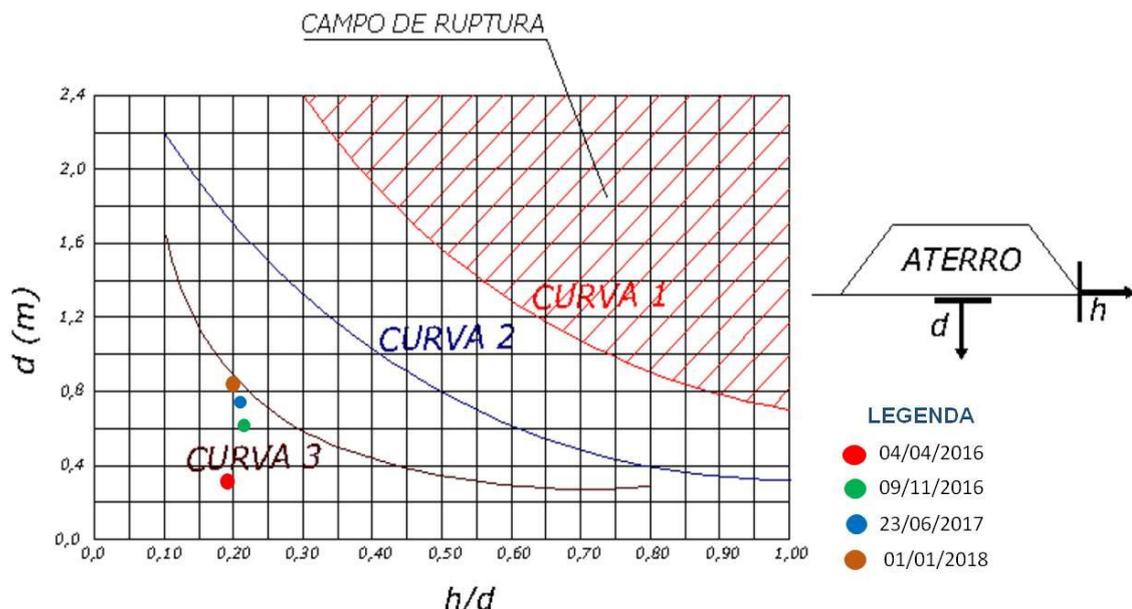


Fonte: Johnston (1973) modificado pela autora

Para os valores calculados neste trabalho para as datas citadas, têm-se pontos nas proximidades da curva A, porém com relações de volumes todas maiores que 3,5 (tabela 3) onde já é considerada estabilidade pelo método.

Ao relacionar o deslocamento máximo horizontal com o recalque ocorrido em uma mesma data, se obtém pontos que podem ser avaliados pelo método exposto por Matsuo e Kawamura (1977), citado capítulo anterior. Escolheram-se as mesmas datas 04/04/2016, 23/16/2017, 09/11/2016, 01/01/2018 como referência. Ao plotar os pontos no gráfico verifica-se a região que este se localiza, sendo que acima da curva 1 há eminência de ruptura. No estudo em questão, para todas as datas avaliadas os valores da relação  $h/d$  versus  $d$  ficaram abaixo da curva 3, ou seja, em uma região que apresenta risco consideravelmente menor de ruptura.

Figura 28 – Método gráfico de Matsuo e Kawamura (1977)



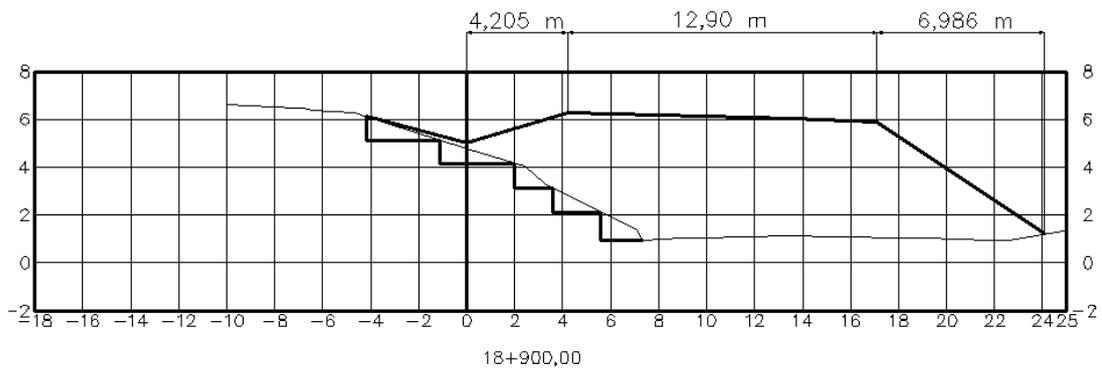
Fonte: Matsuo e Kawamura (1977) modificado pela autora

Apesar do resultado encontrado na Figura 29 para o Método de Matsuo e Kawamura, vale destacar que Sandroni, Lacerda e Brandt (2004), obtiveram insucesso na utilização desse método, onde um aterro ruiu mesmo apresentado valores abaixo da curva 3. Então, pode-se considerar o método como um indicativo da tendência do que está ocorrendo no aterro, entretanto não como análise final, sendo necessária a utilização de outros métodos para uma maior certeza da situação.

O método dos volumes deslocados também propõe uma relação entre o volume vertical descolado e o volume horizontal. Continuou-se com as mesmas datas citadas anteriormente para a aplicação do método, 04/04/2016 (data de carregamento máximo), 23/06/2017 (data de descarregamento), 09/11/2016 (data intermediária entre começo do carregamento e fim) e 01/01/2018 (data com últimos dados de medições).

Através das medidas realizadas pelos inclinômetros, com as deformações em cada profundidade, se conseguiu determinar o volume horizontal. Para o cálculo do volume vertical é necessário o conhecimento da geometria da seção do aterro, vista na figura 29.

Figura 29 – Dimensões da Seção Km 18+900



Fonte: Cordeiro (2019) modificado pela autora

Optou-se por fazer uma simplificação onde é considerado o aterro como simétrico, e o volume de influência dado pela metade da largura da crista (6,45 m) mais a largura da saia do aterro a direita (6,986 m) vezes a altura de recalque medido pela placa de recalque. Os valores calculados são apresentados na tabela 3, de onde pode-se observar que a relação de volumes é da ordem de 5, com menor valor em 09/11/2016, com 4,52.

Tabela 3 – Aplicação do Método dos Volumes proposto por Sandroni, Lacerda e Brandt (2004)

|                   | Vh (m <sup>3</sup> ) | Vv (m <sup>3</sup> ) | Vv/Vh |
|-------------------|----------------------|----------------------|-------|
| <b>04/04/2016</b> | 0,96                 | 4,88                 | 5,08  |
| <b>09/11/2016</b> | 1,8                  | 8,13                 | 4,52  |
| <b>23/06/2017</b> | 2,11                 | 10,17                | 4,82  |
| <b>01/01/2018</b> | 2,16                 | 11,02                | 5,10  |

Fonte: elaborada pela autora

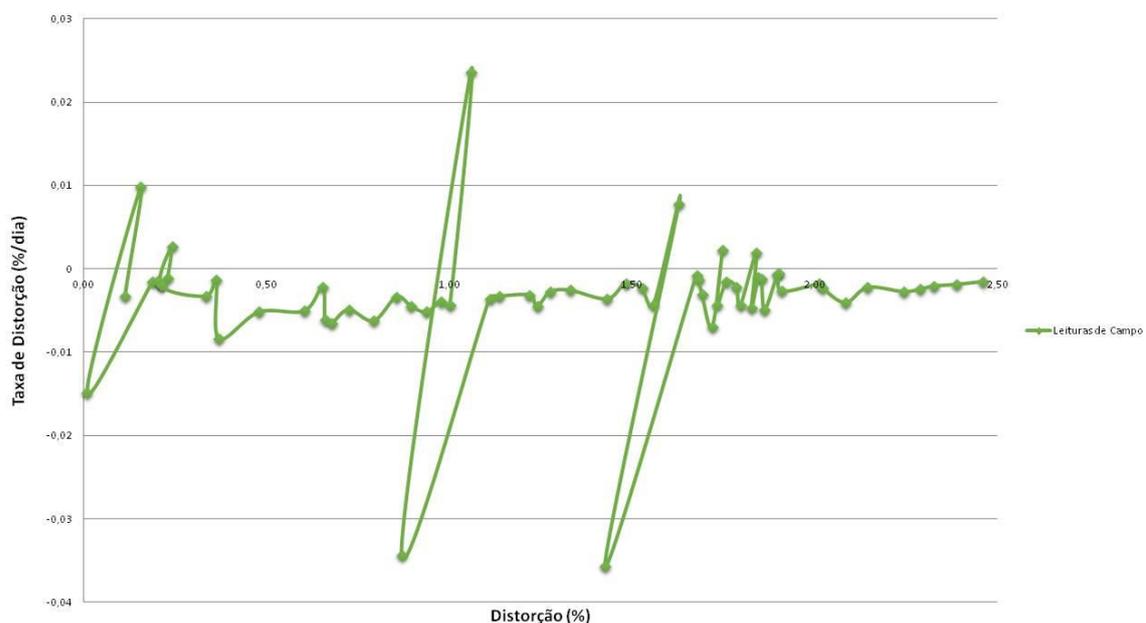
Sandroni, Lacerda e Brandt (2004) propuseram valores como parâmetros para a relação  $V_v/V_h$  e segurança dos aterros. Relações que tem como valores menores que 3 representam uma situação instável, entre 3 e 6 uma situação intermediária e acima de 6 uma situação estável.

Dessa forma, os resultados se encaixam na situação intermediária, necessitando certa atenção, como realização de medições em períodos menos espaçados de tempo para o melhor acompanhamento da obra.

Dienstmann (2011) afirma que é mais adequado avaliar a taxa de distorção que tende a crescer em condições não-drenadas próximas a instabilidade e reduz consideravelmente quando ocorre o aumento da segurança durante o adensamento do que somente a distorção de forma isolada, pois esta aumenta em condições drenadas e não drenadas. Logo, relacionando os valores de distorção e taxa de distorção em uma mesma profundidade pode-se analisar seus comportamentos e tendências. Observando os valores de máxima distorção no eixo A onde ocorre os maiores deslocamentos, vê-se que elas se dão em dois pontos com valores próximos, na superfície em 2,5 m e na profundidade 9,5 m.

No primeiro gráfico (Figura 30), na profundidade 2,5 m, observa-se que não há caracterização de crescimento da taxa de distorção, há valores mais elevados isolados, mas que não caracterizam um aumento da taxa de distorção, logo não possuem influência na estabilidade como um todo.

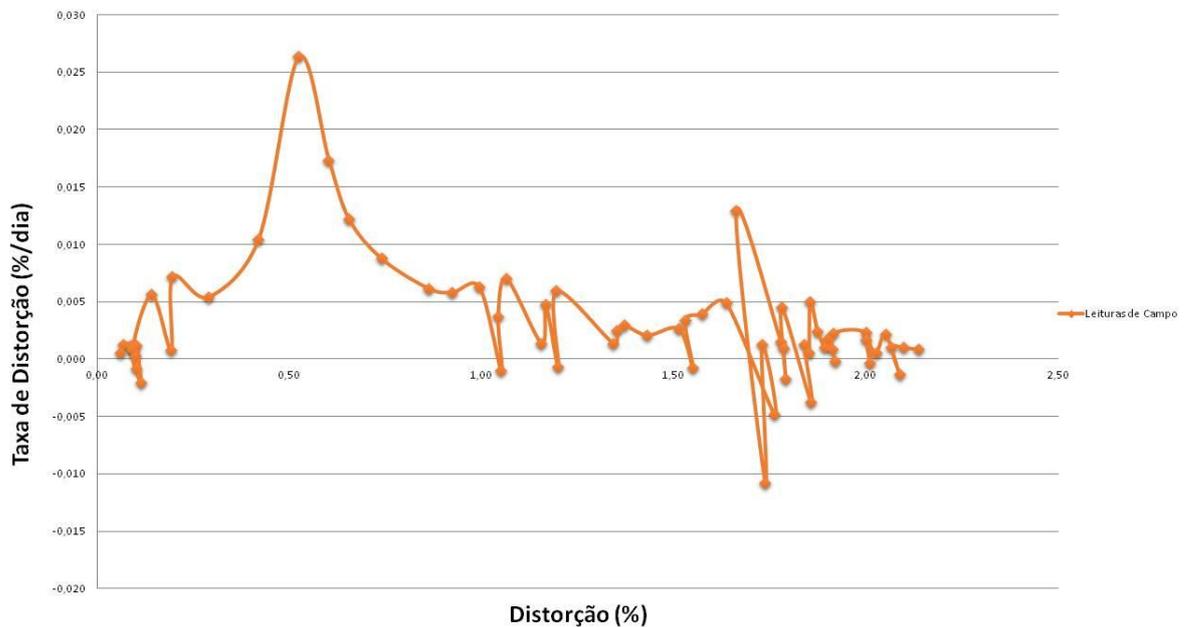
Figura 30 – Gráfico da Taxa de Distorção *versus* Distorção na profundidade 2,5m.



Fonte: Elaborado pela autora

No gráfico da profundidade 9,5 m apresentado na Figura 31 pode-se observar que há um crescimento da taxa de distorção, devido a evolução do carregamento, levando a possibilidade de uma ruptura. Este crescimento contínuo da taxa de distorção ocorre até a data de 08/03/2016, data está próxima ao período de alteamento máximo do terreno. Nesse caso, o crescimento vem seguido de uma queda, o carregamento continua quase constante, continua acontecendo as distorções no solo, porém o valor da taxa de distorção diminui, o que de acordo com Dienstmann (2011), indica que está ocorrendo um processo de adensamento e consequente estabilidade.

Figura 31 – Gráfico da Taxa de Distorção *versus* Distorção na profundidade 9,5m.



Fonte: Elaborado pela autora

Na Tabela 4 consegue-se observar os resultados obtidos por todos os métodos aplicados no presente trabalho comparados com os valores obtidos pela literatura para a determinação de estabilidade ou possibilidade de ruptura.

Tabela 4 - Resultados

| Métodos de Análise   | Valores da Literatura  | Valores Obtidos                                       | Situação  |
|--|--|---|---|
| <b>Distorções</b>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ortigão (1980) → <math>d_{m\acute{a}x} = 3\%</math></li> <li>• Rabassa (2010) → <math>2 \leq d_{m\acute{a}x} \leq 3\%</math></li> <li>• Brugger (1996) → <math>d_{m\acute{a}x} = 2\%</math></li> <li>• Dienstmann (2011) → <math>d_{m\acute{a}x} = 2\%</math></li> </ul>            | $d_{m\acute{a}x} = 2,52\%$                            | Apresenta estabilidade segundo alguns autores e segundo outros está na eminência de ruptura |
| <b>Velocidade de Distorção</b>   | <p>Almeida et al (2000) recomendam:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>vd &gt; 1,5\%/dia</math> - interromper o carregamento;</li> <li>• <math>0,5\%/dia \leq vd \leq 1,5\%/dia</math> - requer atenção;</li> <li>• <math>vd &lt; 0,5\%/dia</math> - acompanhamento mas sem grandes preocupações.</li> </ul> | $Vd_{m\acute{a}x} = 0,15\%/dia$                       | Apresenta estabilidade  |
| <b>Método de Johnston (1973)</b>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Valores antes da Curva "A" estão em situação estável;</li> <li>• Valores depois da Curva "A" são considerados em situação de possível ruptura.</li> </ul>   | Valores nas proximidades da Curva A                   | Situação Intermediária entre estabilidade e ruptura   |
| <b>Método de Matsuo e Kawamura (1977)</b>                                | Valores abaixo da Curva 3 estão na situação mais estável possível  | Valores abaixo da Curva 3                             | Apresenta estabilidade  |
| <b>Método dos Volumes Deslocados - Sandroni, Lacerda e Brandt (2004)</b> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Situação instável: <math>\frac{Vv}{Vh} &lt; 3</math></li> <li>• Situação intermediária: <math>3 &lt; \frac{Vv}{Vh} &lt; 6</math></li> <li>• Situação estável: <math>\frac{Vv}{Vh} &gt; 6</math></li> </ul>  | Valores entre 4,5 e 5,1                               | Situação Intermediária entre estabilidade e ruptura   |
| <b>Relação Distorção versus Taxa de Distorção</b>                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento da taxa de distorção indica ruptura;</li> <li>• Queda da taxa de distorção seguida de estabilização indica situação estável.</li> </ul>   | Taxa de distorção tem queda seguida de estabilização. | Apresenta estabilidade  |

Fonte: elaborada pela autora

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

De acordo com os resultados da instrumentação de campo disponibilizada foi verificada a estabilidade da seção de aterro sobre solos moles da obra de duplicação da BR-470, Km 18+900. Por meio de investigações geotécnicas realizadas nas ilhas de investigação como sondagem SPT, ensaio de adensamento, piezocone e de palheta apontaram-se a presença de solos de origem marinha, formados por camadas de argila muito mole, com variações de 10 a 21,75 m de profundidade. Na seção de estudo do presente trabalho foi instalada instrumentação de campo para monitoramento do aterro como inclinômetros, placas de recalque, e piezômetros de Casagrande.

Através de gráficos plotados pode-se identificar que o máximo valor atingido em deformações horizontais ocorreu na profundidade 6,0 m as deformações chegaram em 177 mm. Também, constatou-se que o eixo A foi o que mais sofreu deformações, o que já era esperado por ser o eixo principal. Os valores de distorções máximas observadas alcançaram os 25,3 mm, cerca de 2,5% e ocorreram na profundidade 2,5 m. Esse valor mostrou-se dentro do limite considerado estável por alguns autores como Ortigão (1980) e Rabassa (2010), que consideram valores estáveis até 3%. Valores de velocidade de distorção também foram vistos, estes que possuíram valores máximos de 0,15%/dia, estando abaixo do limite de ruptura. A indicação de estabilidade pode ser explicada pela forma gradual como o carregamento foi aplicado, onde observa-se pelo gráfico do alteamento cerca de 13 meses até alcançar seu valor máximo, isso facilita a dissipação das poropressões e, conseqüentemente, proporciona mais estabilidade ao aterro.

Foram vistos também alguns métodos de controle, como proposto por Johnston (1973), que apontou valores para relação de  $V_v/V_h$  abaixo da curva que separa valores estáveis de valores em estado de iminência de ruptura. O método gráfico de Matsuo e Kawamura (1977) relacionou os deslocamentos horizontais máximos e os recalques, onde obtivemos valores também em uma região considera segura.

O método dos volumes deslocados, é calculado através da relação entre os volumes deslocados verticalmente e horizontalmente ( $V_v/V_h$ ) e é dependente da geometria da seção do aterro e dos locais onde as leituras são realizadas. Observado que a seção de estudo apresenta um aterro assimétrico, seria interessante o uso de métodos computacionais para resultados de volumes verticais mais condizentes com a realidade, além da posição de placas de recalque

que deveriam estar distribuídas no comprimento da seção ao invés de transversal a ela, o que foi uma opção da empresa executora para facilitar a obtenção de medidas. Para estas etapas da construção obteve-se relações de volumes  $V_v/V_h$  de 4,52 a 5,10. O método indica que valores da relação entre  $3 > V_v/V_h > 6$  estão em situação intermediária, não indicando plena estabilidade e nem iminência de ruptura. Uma solução adequada para esse tipo de valores é a realização de medições mais constantes para observar o comportamento do solo, e caso a relação baixe deve-se interromper o carregamento.

A partir desses resultados pode-se verificar a relação das distorções com a taxa de distorção. O controle das taxas de distorção tem grande importância, pois ela demonstra o comportamento da ruptura e estabilidade, uma vez que a taxa de distorção cresce próximo à condição de ruptura e cai consideravelmente no processo de adensamento. Acompanhou-se pelos gráficos que na profundidade 9,5 m houve um aumento da taxa de distorção até a data de máximo carregamento, após isso houve uma queda, onde a distorção continuou crescendo, indicando que estava acontecendo o processo de adensamento sinalizando estabilidade do aterro.

De maneira geral, esta seção mostrou-se estável e observou-se a compatibilidade entre as diferentes análises realizadas por diferentes métodos, confirmando as expectativas e informações da obra, que apresentou estabilidade, não havendo histórico de ruptura relatado.

## 5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para pesquisas futuras, recomenda-se:

- a) Modelagem das seções pelo método dos elementos finitos para avaliação da compatibilidade dos deslocamentos observados e calculados assim como verificação da qualidade das técnicas de análise utilizadas.
- b) Verificação da estabilidade através da instrumentação para as demais seções da obra de duplicação da BR

## REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA

ALMEIDA, Márcio de Souza Soares de; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, Márcio de Souza Soares de; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

ALMEIDA, M. S .S.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; SPOTTI, A. P. **Previsão e Desempenho de Aterro sobre Solos Moles: Estabilidade, Recalques e Análises Numéricas**. 2000. Previsão de Desempenho x Comportamento Real, ABMS, p.69-93.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR 7181**: Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 1984. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR-6484**: Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT-Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001. 17p.

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.

CORDEIRO, Rafael Fabiano. **Avaliação do comportamento frente a compressibilidade de aterros executados sobre depósitos de argila mole na Rodovia BR 470/SC – trecho: Ilhota – Gaspar**. 2017. 130 f. Projeto de qualificação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

CORDEIRO, Rafael Fabiano; DIENSTMANN, Gracieli; MACCARINI, Marciano. Monitoramento e avaliação das previsões de recalque de aterros executados sobre argila mole, BR 470/SC. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. Salvador, 2018.

DIENSTMANN, Gracieli. **PROJETO INTERATIVO DOS MOLHES DA BARRA DO RIO GRANDE-RS**. 2011. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FORMIGHIERI, Luis Eduardo. **COMPORTAMENTO DE UM ATERRO SOBRE ARGILA MOLE DA BAIXADA FLUMINENSE**. 2003. 142 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - Puc-rio, Rio de Janeiro, 2003.

HEYMAN, L. e BOERSMA, G.C. (1961) **Bending moments in piles due the lateral earth pressure**. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE) p. 425-429.

HUTCHINSON, J. N.; JOHNSTON, I. W. [Discussion]. In: [SYMPOSIUM FIELD INSTRUMENTATION IN GEOTECHNICAL ENGINEERING], [1973], [London]. **Proceedings...** [London]: [ICE], [1973]. p. 700-702.

LADD, C. C. Stability evaluation during staged construction. *In: Journal of Geotechnical Engineering*, [S. l.], v. 117, n. 4, p. 537-615, Apr. 1991.

LOGANATHAN, N.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; BERGADO, D. T. Deformation analysis of embankments. *In: Journal of Geotechnical Engineering*, [S. l.], v. 119, n. 8, p. 1185-1206, Aug. 1993.

MARCHE, R.; CHAPUIS, R. Contrôle de la satabilité des remblais par la mesure des displacements horizontaux. *In: Canadian Geotechnical Journal*, [S. l.], v. 11, p. 182-201, oct. 1974.

MASSAD, F.; **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003. 170p.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATSUO, M. e KAWAMURA, K. (1977). **Diagram for construction control of embankment on soft ground**. Soil and Foundation (Japão) v.17:3, p. 37-52.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA (Santa Catarina). **Relatório de Instrumentação Geotécnica**. Gaspar, 2018.

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) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

PERBONI, J.P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles - caso dos aterros de encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (BR-381)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SANDRONI, S. S.; CONSOLI, N. C. Sobre a prática da engenharia geotécnica com dois solos difíceis: os extremamente moles e os expansivos. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15, 2010, Gramado*. São Paulo: ABMS, 2010.

SANDRONI, S.S., LACERDA, W.A., BRANDT, J.R.T.; Método dos Volumes para Controle de Campo da Estabilidade de Aterros sobre Argilas Moles. *In: Solos e Rochas*, n27. p 25-35. São Paulo, 2004

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

SPANNNENBERG, M. G. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2003.

TAVENAS, F., LOROUEIL, S.; **The behaviour of embankments on clay foundations**. Canadian Geotechnical Journal, 17(2), pg 236-260. Canada, 1979.

TEIXEIRA, C.F. **Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca – RJ**. Tese (Doutorado) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2012.

TERZAGHI et al (1967) TERZAGHI, K. e PECK, R.B.; **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley, New York, 1967.