

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA  
FACULDADE DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Jessica de Almeida Rocha**

**Estudo de caso da rotura de fundação de aterro  
sobre solo mole da Rodovia RJ-099**

Juiz de Fora

2026

**Jessica de Almeida Rocha**

**Estudo de caso da rotura de fundação de aterro  
sobre solo mole da Rodovia RJ-099**

Dissertação de mestrado apresentado ao Programa de pós-graduação em engenharia civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof. Dsc. Mário Vicente Riccio Filho

Juiz de Fora  
2026

**Imprimir na parte inferior, no verso da folha de rosto a ficha disponível em:**

<https://www2.ufjf.br/biblioteca/servicos/#ficha-catalografica>

## Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

Jéssica de Almeida Rocha

**Título:** "Estudo de caso da rotura de fundação de aterro sobre solo mole da Rodovia RJ-099"

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e materiais.

Aprovada em 30/03/2026

### BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho- Orientador(a) e Presidente da Banca  
Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF)

Prof. Dr. Geraldo Luciano de Oliveira Marques- Membro Titular Interno  
Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF)

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima - Membro Titular Externo  
UERJ - Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UFF - Universidade Federal Fluminense

Juiz de Fora, 09/04/2026.



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Vice-Chefe de Departamento**, em 10/04/2026, às 15:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Bruno Teixeira Lima, Usuário Externo**, em 13/04/2026, às 11:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Professor(a)**, em 13/04/2026, às 12:15, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf ([www2.ufjf.br/SEI](http://www2.ufjf.br/SEI)) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **2942114** e o código CRC **68975A53**.

À minha criança interior.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por me conceder força, saúde e sabedoria ao longo desta caminhada.

Aos meus pais e meu irmão, agradeço o apoio na minha jornada acadêmica.

Aos amigos do mestrado, minha sincera gratidão pela parceria, pelas trocas de conhecimento, pelas conversas que aliviaram o peso da jornada e pelo apoio mútuo que tornou esse percurso mais leve e significativo.

Ao professor Mário Riccio, meu orientador, expresso minha gratidão pela orientação, confiança, paciência e por acreditar no meu trabalho. Sua experiência como professor e pesquisador foi essencial para a realização desta dissertação.

À Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), agradeço pela oportunidade de estudar e realizar o curso de mestrado em Engenharia Civil. Esta instituição foi o cenário de crescimento pessoal, acadêmico e profissional, e sou imensamente grata por ter feito parte dela.

À todos que, de alguma forma, contribuíram para esta conquista, muito obrigada!

“Cada sonho que você deixa para trás é um pedaço do seu futuro que deixa de existir!”

Steve Jobs.

## RESUMO

Depósitos de solos moles apresentam alta compressibilidade, baixa resistência ao cisalhamento e baixa permeabilidade, representando desafios para a estabilidade na construção de aterros em geral, principalmente aqueles relacionados a obras rodoviárias. Este trabalho tem como objetivo compreender as causas do rompimento de um aterro construído no âmbito das obras de revitalização e ampliação da rodovia RJ-099, na cidade de Itaguaí/ RJ, por meio da análise da estabilidade do maciço e da avaliação do fator de segurança ao longo das etapas construtivas. O perfil geotécnico local se caracteriza por uma camada de argila orgânica siltosa, pouco arenosa, cinza escura, seguida de uma camada de areia fina a grossa, e em maiores profundidades, uma camada de silte argiloso arenoso. A determinação da resistência não drenada do solo foi realizada por meio do método proposto por Mantaras *et al.* (2015). A análise contemplou a simulação da estabilidade do aterro imediatamente após a sua execução, bem como a estabilidade após o ganho de resistência ao longo do tempo. Para esta última análise, foi utilizada a teoria de Barron (1948), considerando um período de seis meses. O aterro foi modelado com 2,0 m de altura inicial e quatro sobrecargas de 1,0 m de altura cada. Foram realizadas cinco simulações no *software* Slide, considerando incrementos sucessivos de sobrecarga, até que o aterro atingisse 6,0 m de altura, em conformidade com a execução real da obra. Os resultados destas análises indicaram aumento do fator de segurança em decorrência do ganho de resistência ao longo do tempo. Dessa forma, verifica-se que a execução prematura de todas as camadas do aterro pode ter exercido influência direta na rotura observada.

Palavras-chave: Solo mole; Rotura de fundação; Retro análise de estabilidade; Drenagem radial.

## **ABSTRACT**

Soft soil deposits exhibit high compressibility, low shear strength, and low permeability, posing significant challenges to the stability of embankment construction, especially in highway engineering projects. This study aims to investigate the causes of the failure of an embankment constructed during the revitalization and expansion works of the RJ-099 highway, located in the city of Itaguaí, Rio de Janeiro, Brazil, through slope stability analyses and the evaluation of the safety factor throughout the construction stages. The local geotechnical profile consists of a layer of dark gray, slightly sandy organic silty clay, followed by a layer of fine to coarse sand and, at greater depths, a layer of sandy clayey silt. The undrained shear strength of the soil was determined using the method proposed by Mantaras et al. The analysis included simulations of embankment stability immediately after construction and after soil strength gain over time. For the latter condition, the consolidation theory proposed by Barron was adopted, considering a six-month period. The embankment was modeled with an initial height of 2.0 m and four surcharge stages of 1.0 m each. Five simulations were performed using the Slide software, considering successive surcharge increments until the embankment reached a total height of 6.0 m, according to the actual construction sequence. The results indicated an increase in the safety factor due to soil strength gain over time. Therefore, it was concluded that the premature execution of all embankment layers may have directly contributed to the observed failure.

**Keywords:** Soft soil; Foundation failure; Back-analysis of stability; Radial drainage.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Estrutura típica dos depósitos de solos moles brasileiros.....	22
Figura 2 – Interface do <i>software</i> Slide.....	28
Figura 3 – FS obtido após simulação no <i>software</i> Slide.....	28
Figura 4 - Modos de ruptura de aterros sem reforço.....	29
Figura 5 – Fator de correção de $S_u$ medido no ensaio de palheta em função do Índice de Plasticidade (Bjerrum, 1973).....	34
Figura 6 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	36
Figura 7 – Aterro construído em etapas.....	38
Figura 8 - Aterro com o uso de drenos verticais.....	39
Figura 9 - Dados geométricos de drenos verticais.....	42
Figura 10 - Detalhe da seção equivalente de um geodreno.....	42
Figura 11 - Componentes do piezocone.....	46
Figura 12 - Resultado de um ensaio de piezocone na BR-101, em Santa Catarina.....	47
Figura 13 - Equipamento para ensaio de palheta <i>in situ</i> .....	49
Figura 14 - Ruptura do aterro 5 – Segmento de aproximadamente 160 metros.....	51
Figura 15 - Local de ruptura dos aterros: km 18 e km 26.....	52
Figura 16 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 na ruptura.....	52
Figura 17 - Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 após a reconstrução.....	53
Figura 18 - Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 após a reconstrução.....	54
Figura 19 – Ruptura do aterro 1.....	55
Figura 20 - Ruptura do aterro 2.....	55
Figura 21 - Ruptura do aterro 3.....	55
Figura 22 - Localização da cidade de Itaguaí/RJ.....	57
Figura 23 – Localização do aterro estudado.....	57
Figura 25 – Aterro rompido (RJ-099).....	58
Figura 26 - Desnível após rompimento do aterro.....	58
Figura 27 – Fissuras no aterro após rompimento.....	59
Figura 28 – Abertura no aterro após rompimento.....	59
Figura 29 – Localização do trecho analisado.....	60
Figura 30 – Vista geral do trecho estudado.....	60

Figura 31 – Locação dos pontos de sondagem.....	61
Figura 32 - Perfil Geotécnico – Ensaios SPT .....	63
Figura 33 – Croqui de locação dos pontos – Ensaio de Palheta .....	64
Figura 34 – Cápsulas com amostras do solo de fundação do aterro: amostras com profundidade de 1,0m .....	66
Figura 35 – Aparência de diferentes amostras: a) Profundidade 1,0m; b) Profundidade 2,0m; c) Profundidade 6,0m.....	66
Figura 36 – Destorroamento da amostra para o ensaio de granulometria .....	67
Figura 37 – Peneiramento da amostra para o ensaio de granulometria.....	67
Figura 38 – Processo de sedimentação da amostra .....	68
Figura 39 – Homogeneização da amostra para os ensaios de Limite de Liquidez....	69
Figura 40 – Preparação e realização dos ensaios de LL .....	69
Figura 41 – Secagem das amostras para determinação da umidade .....	70
Figura 42 – Amostra imersa em água destilada .....	71
Figura 43 – Aplicação de vácuo .....	72
Figura 44 – Equipamentos utilizados no ensaio de densidade real dos grãos: a) Dispensador; b) Picnômetros com água destilada. ....	72
Figura 45 – Bloco de amostra indeformada.....	73
Figura 46 – Peneiramento da amostra para o ensaio de granulometria.....	73
Figura 47 – Processo de sedimentação da amostra .....	74
Figura 48 – Extração da amostra indeformada: amostras no molde cilíndrico .....	74
Figura 49 – Ensaio de cisalhamento direto em execução .....	75
Figura 50 – Boletim de sondagem SP-02: folha 01/02.....	77
Figura 51 - Boletim de sondagem SP-02: folha 02/02.....	78
Figura 52 – Resultado VST 01 .....	79
Figura 53 – Resultado VST 02 .....	80
Figura 54 - Perfil Geotécnico – Ensaios CPTu17 e CPTu22.....	81
Figura 55 – Curva granulométrica da argila mole.....	82
Figura 56 – Comparação da umidade natural (%) e Limites de Atterberg (%) .....	84
Figura 57 – Comparação entre índice de plasticidade e umidade natural do solo (%) .....	85
Figura 58 – Curva granulométrica do solo do aterro .....	86
Figura 59 – Envoltória de resistência ao cisalhamento na condição saturada e de pico.....	87

Figura 60 – Gráfico com os valores obtidos para $S_u$ por ensaio de dissipação.....	89
Figura 61 – Seção transversal utilizada para as análises de estabilidade .....	892
Figura 62 – Perfil de $S_u$ considerado na análise I de estabilidade.....	93
Figura 63 - Análise do aterro com $h=2,0$ m (sem sobrecarga) – FS por Morgenstern-Price .....	94
Figura 64 - Análise do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=1,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	95
Figura 65 - Análise do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=2,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	96
Figura 66 - Análise 4 do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=3,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	97
Figura 67 - Análise 5 do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=4,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	98
Figura 68 – Perfil de $S_u$ considerado na análise II de estabilidade.....	99
Figura 69 – Análise do aterro com $h=2,0$ m (sem sobrecarga) – FS por Morgenstern-Price .....	100
Figura 70 - Análise do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=1,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	101
Figura 71 - Análise do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=2,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	102
Figura 72 - Análise 4 do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=3,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	103
Figura 73 - Análise 5 do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=4,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	104
Figura 74 – Comparação entre o perfil de $S_u$ inicial e após ganho de resistência...	110
Figura 75 - Análise circular do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=3,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	111
Figura 76 - Análise não circular do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=3,0$ m – FS por Morgenstern-Price .....	112
Figura 77 - Análise circular do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=4,0$ m – FS por Morgenstern-Price.....	113
Figura 78 - Análise não circular do aterro com $h=2,0$ m e sobrecarga de $h=4,0$ m – FS por Morgenstern-Price .....	114

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência .....	23
Tabela 2 - Consistência da argila em função do $N_{SPT}$ .....	23
Tabela 3 - Consistência da argila em função da resistência à compressão simples.	24
Tabela 4 - Estado de compactidade e de consistência de solos .....	24
Tabela 5 - Características geotécnicas de alguns depósitos de solos moles marinhos brasileiros .....	25
Tabela 6 - Características principais dos métodos de análise de estabilidade de taludes mais utilizados .....	27
Tabela 7 - Fatores de segurança mínimos .....	35
Tabela 10 - Relação de alguns parâmetros de solos derivados de ensaios de piezocone .....	48
Tabela 11 – Resistência não drenada de alguns depósitos de solos moles e muito moles brasileiros .....	50
Tabela 12 – Ensaio de caracterização realizados .....	65
Tabela 13 – Teor de umidade natural e limites de consistência.....	83
Tabela 14 - Classificação dos solos quanto à plasticidade de acordo com o IP .....	85
Tabela 15 – Massa específica do solo de fundação.....	86
Tabela 16 – Envoltória de resistência .....	87
Tabela 17 – Parâmetros de resistência efetivos ao cisalhamento direto na condição de pico.....	88
Tabela 18- Resumo dos Ensaio de Dissipação .....	88
Tabela 19 - Resumo do resultado de $S_u$ .....	89
Tabela 20 – Parâmetros geotécnicos de entrada.....	91
Tabela 21 – Resumo dos FS para diferentes métodos de análise de estabilidade.	106
Tabela 22 – Cálculo de ganho de $S_u$ – Análise CPTu 17. ....	107
Tabela 23 – Cálculo de ganho de $S_u$ – Análise CPTu 17 .....	108

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CPT	Ensaio do Piezocone
CPTu	Ensaio de Piezocone com medida de poropressão
DNER	Departamento Nacional De Estradas De Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DER-SP	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo
Est.	Estaca
FS	Fator de Segurança
IC	Índice de Consistência
$I_r$	Índice de Rigidez do Solo
IP	Índice de Plasticidade
ISO	International Organization for Standardization – Organização Internacional para Padronização
k	Coeficiente de permeabilidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Técnica Brasileira
$N_{SPT}$	Índice de Resistência à Penetração
OCR	Razão de sobre-adensamento
PE	Pernambuco
PVD	Dreno verticais pré-fabricado
RJ	Rio de Janeiro
SEM	Solo Estabilizado Mecanicamente
SP	Sondagem à Percussão
SP	São Paulo
SPT	Standard Penetration Test
U	Porcentagem de adensamento para um determinado tempo
u	Poropressão
UFJF	Universidade Federal de Juiz de Fora

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Phi$	Ângulo de Atrito
$\Phi'$	Ângulo de Atrito Efetivo Interno do Solo.
$c_v$	Coefficiente de Adensamento Vertical
$\Delta h$	Recalque por adensamento primário
$U_v$	Porcentagem média de adensamento vertical
$h_d$	Distância de drenagem
$C_c$	Índice de Compressão
$e_0$	Índice de Vazios Inicial
$C_s$	Índice de Expansão ou de Recompressão
$c$	Coesão do Solo
$q_c$	Resistência de ponta
$\mu$	Fator de correção de Bjerrum
$f_s$	Resistência de atrito lateral
$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma'_{v_0}$	Tensão vertical efetiva inicial
$C_h$	Coefficiente de adensamento
$S_t$	Sensibilidade da argila
$\Delta\sigma_v$	Sobrecarga de aterro
$\Delta\sigma'_v$	Varição na tensão efetiva devido à sobrecarga e porcentagem de adensamento
$\Delta\sigma'_{vfinal}$	Varição na tensão efetiva acima da tensão de sobreadensamento
$\Delta Su$	Acréscimo de resistência não drenada
$q_t$	Resistência à penetração real do cone
$\sigma_h$	Tensão horizontal
$\sigma - \varepsilon$	Relação tensão- deformação
$\sigma_{v_0}$	Tensão total vertical inicial
$D_r$	Densidade relativa
$N_k$	Fator de capacidade de carga empírico do cone
$N_{kt}$	Fator de capacidade de carga empírico do cone
$G$	Massa específica real dos grãos
$G_s$	Massa específica dos grãos

$G_{50}$	Módulo Cisalhante a Pequenas Deformações para 50% da Tensão Cisalhante Máxima
$\gamma_{\text{unsat}}$	Peso Específico Aparente Insaturado
$\gamma_{\text{nat}}$	Peso Específico Natural
$\gamma_f$	Peso Específico Aparente Natural do Aterro
$\gamma_{\text{at}}$	Peso Específico Aparente Natural do Aterro
$\gamma_{\text{sat}}$	Peso Específico Aparente Saturado
$\gamma_d$	Peso Específico Aparente Seco
$\gamma_s$	Peso Específico dos Grãos
$c_u$	Resistência ao Cisalhamento não Drenado
$S_u$	Resistência ao Cisalhamento não Drenado
$u_0$	Poropressão hidrostática inicial em determinada profundidade
$u_2$	Pressão neutra ou poropressão
$\Delta u_{\text{max}}$	Diferença entre o maior valor de poropressão registrado no ensaio de dissipação e a poropressão de equilíbrio
$w$	Teor de Umidade
$W_n$	Teor de Umidade Natural <i>in situ</i>
$W_L$	Limite de Liquidez
$m_v$	Coeficiente de variação volumétrica

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	18
1.1. Objetivos .....	19
1.2. Organização do Trabalho.....	20
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	21
2.1. Considerações sobre solos moles .....	21
2.2. Estabilidade e Resistência .....	26
2.3. Parâmetros de Resistência do Solo .....	29
2.3.1. Ângulo de Atrito .....	30
2.3.2. Coesão .....	31
2.3.3. Resistência não drenada ( $S_u$ ).....	31
2.3.4. Fator de Segurança .....	35
2.4. Construção de aterros sobre solos moles .....	36
2.4.1. Aceleração de recalques .....	37
2.4.1.1. Adensamento 1D (unidimensional) - Vertical.....	39
2.4.1.2. Adensamento Radial - Horizontal .....	40
2.5. Investigação Geotécnica.....	44
2.5.1. Ensaio de Campo .....	45
2.5.2. Ensaio de Piezocone – CPTu .....	46
2.5.3. Ensaio de Palheta (Vane Test) .....	48
2.6. Exemplos de roturas em aterros sobre solos moles.....	50
2.6.1. Ruptura de um aterro rodoviário construído em Goiana/PE (2022) .....	50
2.6.2. Rompimento de dois aterros rodoviários na Índia (2008).....	52
2.6.3. Instabilidade de aterros rodoviários na Malásia (1994).....	54
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	56
3.1. Breve descrição da área de estudo.....	56
3.2. Delimitação da área de estudo.....	60
3.3. Ensaio de campo e aspectos geotécnicos .....	61
3.3.1. Ensaio SPT .....	61
3.3.2. Ensaio de palheta .....	64
3.4. Ensaio de laboratório.....	64
3.4.1. Ensaio de caracterização na argila mole (solo de fundação).....	65
3.4.1.1. Granulometria.....	66

3.4.1.2.	Limites de Atterberg e Teor de Umidade .....	68
3.4.1.3.	Densidade Real dos Grãos.....	71
3.4.2.	Ensaio de caracterização e resistência no material do aterro .....	72
3.4.2.1.	Granulometria .....	73
3.4.2.2.	Cisalhamento Direto .....	74
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>76</b>
4.1.	Resultados dos ensaios de campo .....	76
4.1.1.	Ensaio SPT .....	76
4.1.2.	Ensaio de Palheta na condição pós-rotura.....	79
4.1.3.	Ensaio CPT e CPTu.....	80
4.2.	Resultados dos ensaios de laboratório na argila mole .....	82
4.2.1.	Granulometria, Teor de Umidade e Limites de Atterberg .....	82
4.2.2.	Densidade Real dos Grãos .....	85
4.3.	Resultados de caracterização e resistência no material do aterro .....	86
4.3.1.	Granulometria .....	86
4.3.2.	Cisalhamento direto .....	87
4.4.	Determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ).....	88
4.5.	Análises de estabilidade.....	90
4.5.1.	Análises sem ganho de resistência não drenada $S_u$ com o tempo.....	92
4.5.1.1.	Análise I.....	93
4.5.1.2.	Análise II.....	98
4.5.1.3.	Conclusões das Análises sem ganho de $S_u$ com o tempo.....	104
4.5.2.	Análises com ganho de resistência não drenada $S_u$ com o tempo.....	106
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>116</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>118</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A construção e ampliação de rodovias é uma demanda crescente no Brasil, impulsionada principalmente pelo aumento do tráfego e pela necessidade de melhorias na infraestrutura de transporte. No entanto, a execução dessas obras enfrenta diversos desafios geotécnicos, especialmente em regiões onde há ocorrência de solos moles. Esses solos apresentam como características a baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade, o que compromete a estabilidade de estruturas como aterros e fundações (Almeida e Marques, 2010; Massocco, 2017).

Conforme Massad (2010), solos moles são solos sedimentares que possuem baixa resistência à penetração, apresentando valores de  $N_{SPT}$  menores que 4 golpes, onde a parcela argilosa determina as características de coesão e compressão dos solos. Além disso, a presença frequente de matéria orgânica e a estrutura sensível desses solos aumentam a complexidade das análises geotécnicas necessárias para garantir a segurança das obras (Almeida e Marques, 2010). Já a ABNT NBR 6484 (2020) considera solos moles e muito moles aqueles com  $N_{SPT} \leq 5$ .

Com isso, é indispensável a determinação de parâmetros geotécnicos através da combinação de ensaios de campo e de laboratório, além do uso de ferramentas computacionais para análise do comportamento do solos moles.

Durante as obras de revitalização e duplicação da Rodovia RJ-099, em Itaguaí/RJ, foi necessário executar um aterro e uma sobrecarga na lateral da pista de rodagem com o objetivo de acelerar os recalques devido ao adensamento do solo. No entanto, houve o rompimento parcial do aterro, evidenciando a complexidade do comportamento do solo e a importância de uma análise geotécnica mais aprofundada em etapas de projeto e execução.

O aterro em questão faz parte da rampa de acesso a uma ponte, sendo que parte deste aterro teve a fundação tratada com colunas solo-cimento (Deep Soil Mixing) e a parte rompida foi tratada com drenos verticais.

A presença de solos moles impõe limitações importantes à construção civil, exigindo soluções técnicas específicas, como o uso de materiais leves, drenagem vertical, monitoramento com instrumentação geotécnica e controle rigoroso das fases de carregamento. A falha ocorrida no trecho em estudo destaca a necessidade de entender com precisão os mecanismos que levam à instabilidade de aterros em

solos de baixa resistência, considerando tanto os aspectos do solo quanto do carregamento imposto.

Esta dissertação busca investigar as causas do rompimento do aterro executado para construção da pista de rodagem (rampa de acesso à uma ponte) da Rodovia RJ-099, localizado na cidade de Itaguaí/RJ, por meio da análise de dados geotécnicos, ensaios de campo, modelagem computacional e revisão de literatura técnica. Espera-se, com isso, contribuir para o desenvolvimento de diretrizes mais eficientes na construção de aterros sobre solos moles, minimizando os riscos de instabilidade e otimizando os processos construtivos em obras rodoviárias semelhantes.

### 1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é compreender as causas do rompimento do aterro executado como parte da Rodovia RJ-099 para fins de ampliação da pista de rolagem, especificamente a rampa de acesso a uma ponte.

Configuram-se objetivos secundários desta pesquisa:

- Caracterizar geotecnicamente o solo da região de estudo, com base em ensaios de campo e ensaios de laboratório, identificando suas propriedades mais relevantes;
- Definir a estratigrafia do solo da região de estudo;
- Investigar os fatores que contribuíram para o rompimento parcial do aterro, relacionando características do solo, métodos construtivos, sequência de execução e condições de carregamento;
- Aplicar modelagem computacional, através do *software* Slide, para analisar o comportamento do aterro sobre mole, buscando reproduzir as condições que levaram à instabilidade e testando cenários alternativos de projeto;
- Analisar criticamente as metodologias adotadas no projeto e execução da obra, confrontando-as com recomendações técnicas da literatura especializada e diretrizes normativas;
- Analisar o ganho de resistência não drenada com o tempo, de forma a se verificar se a sobrecarga foi executada prematuramente.

## 1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura da dissertação está organizada em 6 capítulos, estruturados da seguinte forma:

O Capítulo 1 introduz o tema da dissertação, contextualizando a crescente demanda por infraestrutura rodoviária em regiões costeiras e os desafios impostos pela presença de solos moles. São apresentadas a relevância do estudo, a delimitação dos objetivos da pesquisa e a organização dos capítulos seguintes.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica sobre o comportamento de dos solos moles. São abordadas as metodologias usualmente adotadas na análise de solos moles, os parâmetros de resistência do solo, e os principais ensaios de laboratório e de campo adotados na investigação geotécnica.

O Capítulo 3 descreve os materiais e metodologia adotados na pesquisa. O objeto de estudo é detalhado, apresentando as definições do projeto geotécnico e os ensaios realizados.

O Capítulo 4 traz os resultados e discussões obtidos a partir da caracterização do solo, dos ensaios realizados, além da avaliação do aterro através das análises feitas no *software* Slide.

No Capítulo 5, são apresentadas as conclusões obtidas a partir da análise técnica realizada ao longo da dissertação.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas na pesquisa.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica dos temas abordados na pesquisa. Inicialmente são descritos os principais conceitos sobre solos moles, como definição, características e parâmetros geotécnicos. É apresentada também uma análise sobre as características da estabilidade de aterros construídos sobre solo mole, abordando os métodos construtivos, além dos conceitos sobre a determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) e outros parâmetros do solo. São descritos alguns exemplos dos métodos diretos e indiretos para obtenção de  $S_u$ .

Em seguida são descritos os ensaios de laboratório e de campo usualmente adotados na prática geotécnica para caracterização dos solos.

Por fim, o capítulo traz alguns exemplos de casos reais documentados na literatura, envolvendo rupturas em aterros sobre solos moles, contribuindo para uma melhor compreensão sobre o tema.

### 2.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS MOLES

Solos moles são materiais complexos que apresentam desafios significativos para a engenharia civil devido à sua baixa resistência e alta compressibilidade. Esses solos podem ser encontrados em diversas partes do mundo e são caracterizados por sofrer deformações significativas sob cargas aplicadas, o que pode comprometer a estabilidade e segurança de estruturas como fundações, túneis e aterros (Lollo, 2008).

Conforme o DER-SP (2006) solos moles possuem baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, apresentam problemas de estabilidade e recalques, e podem ser do tipo: argilas, orgânicas ou não; turfas, com alto teor de matéria orgânica e restos vegetais; siltes argilosos fofos e saturados; argilas porosas e areias porosas não saturadas colapsíveis. Já a norma NBR 6484 (ABNT, 2020) considera solos com consistência mole são solos com  $N_{SPT}$  variando de 5 a 3 e solos de consistência muito mole são solos com  $N_{SPT}$  menor igual a 2.

Para Massocco (2017), solos moles são formações geológicas caracterizadas pela sedimentação relativamente recente, do período Quaternário, de material fino,

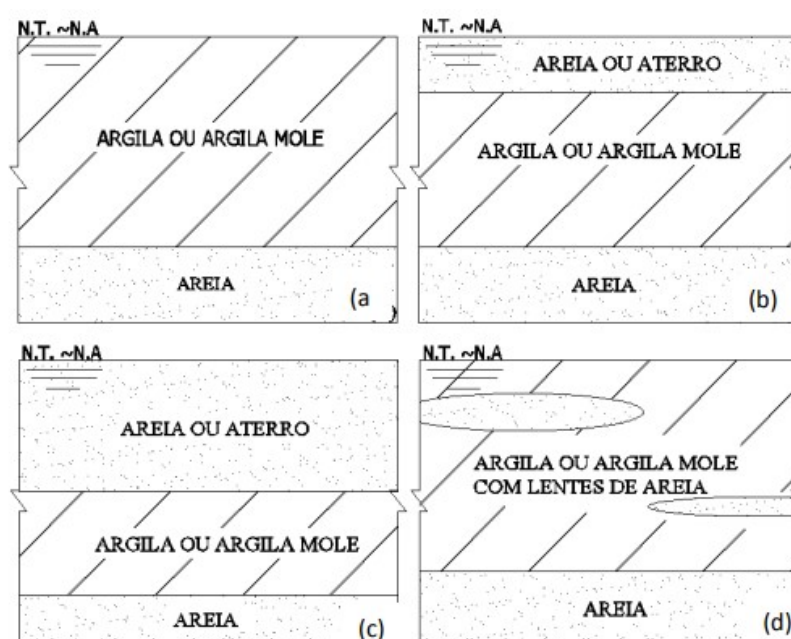
como argilas e siltes orgânicos, que o torna um material compressível e com baixa resistência a esforços cisalhantes.

De acordo com Massad (2010) os solos argilosos podem ser de diversas origens, como marinha ou fluvial, ocorrendo também em planícies costeiras. A ocorrência de solos moles pode ser encontrada nas baixadas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas (Souza, 2017).

No Brasil, esse tipo de solo é bastante recorrente, sobretudo ao longo do litoral, e também em regiões lacustres, não marinhas. O Rio de Janeiro (RJ) e a Baixada Santista (SP) são exemplos de regiões brasileiras com significativos estudos encontrados na literatura, porém existem estudos sobre as argilas moles da região Nordeste, Centro-Oeste e Sul do Brasil.

A Figura 1 apresenta alguns exemplos de perfis de depósito de argila mole no litoral brasileiro, onde no perfil (a) o solo mole está na superfície do terreno e em geral, acima de uma camada de areia; já o perfil (b) mostra uma fina camada de areia acima da argila mole; no perfil (c) a massa de argila mole encontra-se abaixo da camada de areia; e no perfil (d) é possível observar lentes de areia no interior da camada de solo mole (Barata e Danziger (1986) apud Baroni (2016)).

Figura 1 - Estrutura típica dos depósitos de solos moles brasileiros



Fonte: Barata e Danziger (1986) apud Baroni (2016).

Conforme descrito por Pinto (2006), a caracterização de solos moles pode ser feita com base na avaliação do índice de consistência, da resistência à penetração e da resistência à compressão simples.

O índice de consistência pode ser definido conforme apresentado na Equação 1, considerando solo mole aqueles com o índice menor que 0,5, como mostra a Tabela 1, onde: LL é o limite de liquidez, w é o teor de umidade, LP é o limite de plasticidade.

$$IC = \frac{LL-w}{LL-LP} \quad (1)$$

Tabela 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência

<b>Índice de Consistência</b>	<b>Consistência da Argila</b>
< 0,50	Mole
0,50 a 0,75	Média
0,75 a 1,00	Rija
> 1,00	Dura

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Já no caso de classificação dos solos através do ensaio de SPT - Standart Penetration Test, seu parâmetro  $N_{SPT}$  avalia a resistência à penetração do solo (ABNT, 2020). Para Massad (2010) é considerado solo mole aquele com baixa resistência à penetração, com  $N_{SPT}$  não superior a 4 golpes. A Tabela 2 mostra a classificação do solo em função do número de golpes ( $N_{SPT}$ ), segundo a NBR 6484 (ABNT, 2020).

Tabela 2 - Consistência da argila em função do  $N_{SPT}$

<b>Nspt</b>	<b>Consistência da Argila</b>
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Consistêncica média
11 a 19	Rija
> 19	Muita Rija

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (2020).

Para a classificação dos solos quanto a resistência à compressão, seus valores variam de 25 kPa a 50 kPa para solos moles, e para solos muito moles os valores são inferiores a 25 kPa, como indica a Tabela 3.

Tabela 3 - Consistência da argila em função da resistência à compressão simples

Resistência à compressão simples (kPa)	Consistência da Argila
< 25	Muito mole
25 a 50	Mole
50 a 100	Consistêmica média
200 a 400	Rija
> 400	Muita Rija

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

A NBR 6484 (ABNT, 2020) classifica como solos moles aqueles que apresentam  $N_{SPT}$  entre 3 e 5, e os solos considerados muito moles indicam valores de  $N_{SPT}$  menores que 2, como mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Estado de compactidade e de consistência de solos

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação*
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

\*As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: ABNT (2020).

A Tabela 5 apresenta uma análise comparativa das propriedades geotécnicas de solos de cinco localidades no Brasil, com foco em depósitos de argila mole. Os dados demonstram uma variabilidade significativa nas características dos solos entre as diferentes regiões, abrangendo aspectos como espessura da camada, limites de plasticidade ( $W_n$ ,  $W_L$ , IP), percentual de argila, peso específico natural, e parâmetros de resistência e compressibilidade, como a sensibilidade. As argilas do Sudeste, Sul e Nordeste do país exibem propriedades distintas que impactam diretamente os projetos de engenharia civil e fundações nessas áreas.

Tabela 5 - Características geotécnicas de alguns depósitos de solos moles marinhos brasileiros

Propriedades do solo	Planícies de Santos (SP)	Sarapuí (RJ)	Porto de Rio Grande (RS)	Recife (PE)	Porto de Sergipe (SE)
	Sudeste	Sudeste	Sul	Nordeste	Nordeste
Espessura da argila (m)	< 50	11	40	19	7
$W_n$ (%)	90 - 140	100 - 70	45 - 85	40 - 100	40 - 60
$W_L$ (%)	40 - 150	60 - 150	40 - 90	50 - 120	50 - 90
IP (%)	15 - 90	30 - 110	20 - 60	15 - 66	20 - 70
Argila (%)	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
Peso específico natural ( $kN/m^3$ )	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1,0 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4,0 - 5,0	4,3	2,5	-	4,0 - 6,0
Teor de matéria orgânica (%)	2,0 - 7,0	4,0 - 6,5	-	3,0 - 10,0	-
$C_c / (1+e_0)$	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
$C_s / C_c$	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,10
$C_v$ (campo)/ $C_v$ (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
$S_u$ (kPa) - Ensaio de palheta	8,0 - 40,0	8,0 - 20,0	50,0 - 90,0	2,0 - 40,0	12,0 - 25,0
$G_{50} / S_u$	80	87	-	-	45 - 100
$S_u / \sigma'_{vm}$	0,28 - 0,30	0,35	0,3	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
$\Phi'$ (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Nota:  $W_n$  – umidade natural in situ,  $W_L$  – limite de liquidez, IP – índice de plasticidade,  $C_c$  – índice de compressão,  $e_0$  – índice de vazios inicial,  $C_s$  – índice de expansão ou de recompressão,  $C_v$  – coeficiente de adensamento,  $S_u$  – resistência ao cisalhamento não drenada,  $G_{50}$  módulo cisalhante a pequenas deformações para 50% da tensão cisalhante máxima,  $\Phi'$  – ângulo de atrito efetivo interno do solo.

Fonte: Adaptado de Clemente (2018).

De uma perspectiva geotécnica, os dados revelam que os solos das planícies de Santos e Sarapuí (ambas no Sudeste) possuem alta atividade e sensibilidade moderada a alta, indicando que sofrem alterações estruturais significativas quando

amolgados. Em contraste, o solo de Porto de Rio Grande (Sul) apresenta menor sensibilidade, mas uma espessura de argila considerável (40 m) e um percentual de argila muito alto (34-96%). Os solos do Nordeste (Recife e Porto de Sergipe) mostram menor teor de matéria orgânica e menor peso específico natural em comparação com as outras regiões, mas com altos índices de plasticidade, o que representa desafios específicos para a estabilidade e o recalque de estruturas nessas regiões.

## 2.2. Estabilidade e Resistência

De acordo com Massad (2010), os métodos tradicionalmente empregados na análise da estabilidade de aterros construídos sobre solos moles fundamentam-se na hipótese de que o solo pode ser modelado como um corpo rígido-plástico em estado de equilíbrio limite, próximo à ruptura. Essa abordagem considera a mobilização completa da resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície.

Dentre os procedimentos analíticos mais utilizados destacam-se os métodos do círculo de atrito, cunha, de equilíbrio limite propostos por Fellenius, Bishop simplificado e Morgenstern-Price (Massocco, 2017).

A seleção do método de análise mais apropriado em um projeto geotécnico está relacionada à natureza da superfície de ruptura no aterro ou talude em estudo. A identificação precisa dessa superfície é fundamental para uma avaliação confiável da estabilidade. No entanto, quando não há certeza quanto ao mecanismo de ruptura predominante, torna-se necessário considerar a possibilidade da ocorrência de múltiplos tipos de superfícies de falha, de modo a abranger adequadamente os cenários críticos de instabilidade e garantir a segurança do dimensionamento.

Tabela 6 apresenta as principais características dos métodos de análise por equilíbrio limite mais utilizados, conforme GEORIO (2014). Os métodos são divididos em dois grupos: simplificados e rigorosos, sendo os simplificados aqueles que não atendem a todas as condições de equilíbrio estático (equilíbrio de forças em duas direções perpendiculares e equilíbrio de momentos), já os métodos rigorosos atendem completamente as condições.

Tabela 6 - Características principais dos métodos de análise de estabilidade de taludes mais utilizados

MÉTODOS	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS
Fellenius (1936)	Método simplificado com superfície de ruptura circular, que assume a resultante das forças entre fatias paralela à base. Pode subestimar o fator de segurança, sendo recomendável o uso de métodos mais precisos.
Janbu (1954)	Método simplificado aplicado a superfícies de ruptura de geometria arbitrária. Assume forças laterais horizontais e calcula o fator de segurança pelo equilíbrio de forças. Um ábaco de correção foi posteriormente incorporado para aumentar a precisão dos resultados.
Bishop Simplificado (1955)	Apesar de simplificado, apresenta boa precisão. Utiliza superfície de ruptura circular e considera as forças laterais horizontais. O fator de segurança é obtido pelo equilíbrio de forças verticais e momentos.
Morgenstern e Price (1965)	Método rigoroso aplicado a superfícies de ruptura arbitrárias. As forças laterais têm inclinação definida por uma função prescrita $f(x)$ , ajustada durante o cálculo para atender ao equilíbrio de forças e momentos.
Spencer (1967)	Método rigoroso para superfícies de ruptura arbitrárias. Assume que as forças laterais entre as fatias possuem a mesma inclinação, definida iterativamente para satisfazer o equilíbrio simultâneo de forças e momentos.

Fonte: Adaptado de GEORIO (2014).

Conforme GEORIO (2014) a variação entre o fator de segurança dos métodos pode situar-se em até 6% para os mais rigorosos, e no caso dos métodos mais simplificados esta variação pode ser maior que 60%. A análise feita no modelo Bishop Simplificado pode ser comparada aos métodos mais rigorosos devido a sua confiabilidade.

O uso de ferramentas computacionais tem se tornado cada vez mais essenciais na análise de estabilidade de taludes e aterros, especialmente diante da complexidade geométrica e variabilidades dos parâmetros geotécnicos. Esses *softwares* permitem a aplicação eficiente de métodos analíticos e numéricos, como os métodos de equilíbrio limite (ex.: Bishop, Janbu, Morgenstern-Price), que serão adotados nesta pesquisa, e os métodos baseados em elementos finitos, oferecendo maior precisão, principalmente quando se usa reforço geossintético para incrementar o fator de segurança.

Além disso, esses programas computacionais possibilitam a consideração de diferentes cenários de carregamento, heterogeneidades do solo, e condições de contorno complexas, que são aspectos difíceis de serem tratados por abordagens manuais.

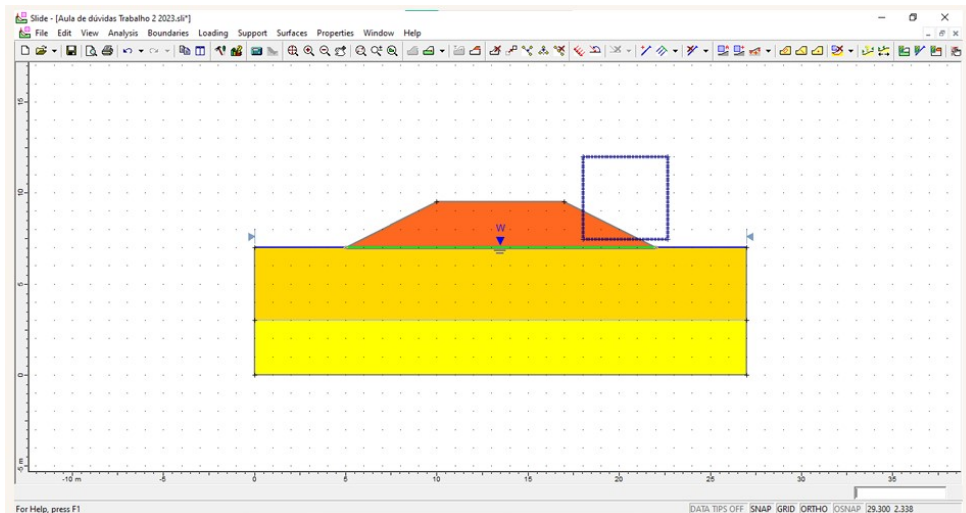
O *software* Slide, desenvolvido pela Rocscience, é uma das ferramentas computacionais mais utilizadas na engenharia geotécnica para a análise de estabilidade de taludes e análise de fundação de aterros sobre solos moles por métodos de equilíbrio limite. Ele permite a simulação de diversas condições geotécnicas e geológicas, possui capacidade para modelar superfícies de ruptura

circulares e não circulares, indicar camadas de solo heterogêneas, níveis freáticos variáveis e ações externas como cargas distribuídas ou pontuais.

O Slide oferece suporte a diferentes métodos clássicos, como Bishop Simplificado, Janbu e Morgenstern-Price, possibilitando a comparação entre os fatores de segurança obtidos por cada abordagem (Rocscience, 2003).

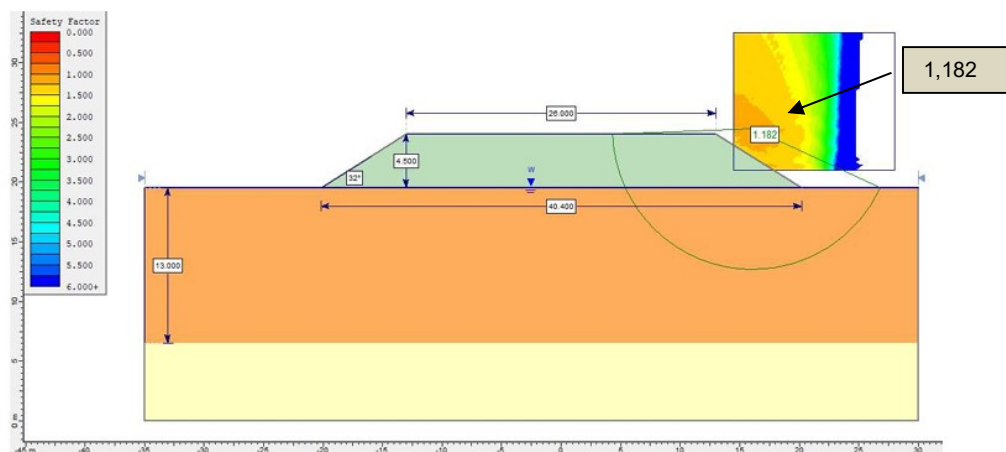
Além disso, o programa possui uma interface gráfica intuitiva, como mostra a Figura 2, o que facilita a definição da geometria do talude, a inserção de parâmetros de resistência do solo, a criação de camadas de diferentes materiais, a profundidade do nível d'água e a visualização dos resultados. A Figura 3 mostra um exemplo do fator de segurança obtido após simulação no programa.

Figura 2 – Interface do *software* Slide



Fonte: Monteiro (2024).

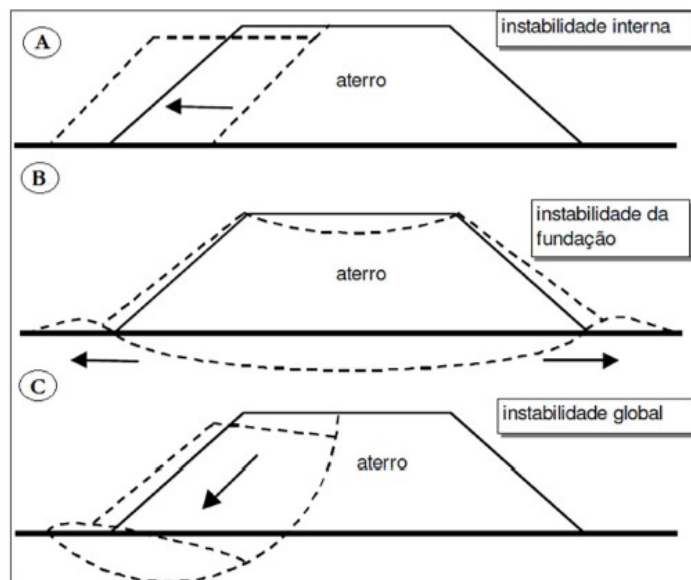
Figura 3 – FS obtido após simulação no *software* Slide



Fonte: Monteiro (2024).

As análises de estabilidade têm como principal objetivo prevenir o colapso do conjunto aterro-fundação, o qual pode ocorrer por meio de três mecanismos distintos de ruptura. O primeiro corresponde ao rompimento no próprio corpo do aterro, sem que haja envolvimento direto da camada de argila mole da fundação (A). O segundo tipo refere-se à ruptura da fundação argilosa, geralmente associada à insuficiência da capacidade de carga do solo de apoio (B). O terceiro caso envolve uma ruptura global, considerando tanto o aterro quanto a fundação (C) (Almeida e Marques, 2010). A Figura 4 mostra de forma esquemática esses diferentes modos de ruptura.

Figura 4 - Modos de ruptura de aterros sem reforço



(A) deslizamento lateral do aterro, (B) ruptura da fundação e (C) ruptura global aterro-fundação.

Fonte: Almeida e Marques (2010).

### 2.3. Parâmetros de Resistência do Solo

O processo de ruptura dos solos está diretamente associado ao fenômeno do cisalhamento, sendo este o principal mecanismo de ruptura em materiais geotécnicos. A resistência ao cisalhamento pode ser definida como a máxima tensão tangencial que o solo é capaz de mobilizar antes da ocorrência da ruptura, ou ainda, definida como a tensão de cisalhamento atuante no plano onde a falha está se desenvolvendo. Caso esse limite seja ultrapassado ocorre a ruptura do aterro.

Esse parâmetro é essencial nas análises de estabilidade, especialmente em taludes, fundações e estruturas de contenção, uma vez que a segurança dessas obras depende diretamente da capacidade do solo em resistir às tensões cisalhantes induzidas pelas cargas atuantes e pelas condições geotécnicas locais (Das, 2007).

A resistência dos solos pode ser estudada com base em uma abordagem fundamentada nos princípios da Mecânica dos Solos, a qual considera dois parâmetros principais: ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e coesão efetiva ( $c'$ ) para análise de longo prazo e a resistência não drenada ( $S_u$ ) para análises de curto prazo.

### 2.3.1. Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito interno ( $\Phi$ ) é um parâmetro fundamental da resistência ao cisalhamento dos solos, definido como o ângulo que representa a inclinação da envoltória de ruptura no espaço das tensões normal e cisalhante (Pinto, 2006). Está relacionado ao atrito entre as partículas e à forma como as partículas do solo resistem ao deslizamento relativo sob tensões aplicadas. Em solos moles, que geralmente apresentam estrutura dispersa e elevada saturação, o valor do ângulo de atrito é consideravelmente menor do que em solos granulares, o que reduz significativamente a resistência ao cisalhamento sob condições drenadas.

Apesar de a resistência ao cisalhamento em solos moles ser frequentemente regida pela coesão em curto prazo (condições não drenadas), o ângulo de atrito interno torna-se essencial em análises de estabilidade de longo prazo. Nessas condições, com a dissipação das poropressões e a consolidação do solo, parte substancial da resistência passa a depender do atrito entre partículas (Caputo, 1988).

A determinação experimental do ângulo de atrito interno é geralmente realizada por meio de ensaios de cisalhamento direto ou ensaios triaxiais, sob diferentes condições de drenagem. A precisão na obtenção desse parâmetro depende de uma amostragem cuidadosa e de métodos de laboratórios adequados. Considerando a sensibilidade dos solos moles às variações de tensão, um valor incorreto de  $\Phi$  pode resultar em superdimensionamento da obra ou, inversamente, em avaliações equivocadas da estabilidade. Assim, o ângulo de atrito constitui uma

variável indispensável na modelagem do comportamento mecânico desses materiais.

Normalmente se usa o ensaio de cisalhamento direto para obter o ângulo de atrito do aterro e o ensaio triaxial para obter o ângulo de atrito do solo mole de fundação.

### 2.3.2. Coesão

A coesão ( $c$ ) é definida como o valor da tensão de cisalhamento que o solo pode suportar mesmo na ausência de tensão normal aplicada, segundo o critério de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. Em termos práticos, representa a "força de ligação" entre as partículas do solo, podendo ter origem eletrostática, química (cimentação mineral), ou estrutural (arranjo e história de carregamento) (Pinto, 2006). Em solos moles, como argilas saturadas, a coesão é o principal componente da resistência ao cisalhamento em curto prazo, onde não há tempo para dissipação de poropressões.

Esse parâmetro é de grande importância em obras geotécnicas sobre solos moles, uma vez que a resistência inicial ao carregamento de estruturas como aterros, fundações e taludes depende fortemente da coesão.

Em análises de estabilidade de longo prazo, sob condições drenadas, a coesão tende a perder representatividade, especialmente em solos moles com estrutura fraca e alta sensibilidade. Nesses casos, o parâmetro de resistência predominante passa a ser o ângulo de atrito interno. No entanto, a correta avaliação da coesão no estado inicial de carregamento é indispensável para garantir a segurança em fases construtivas críticas, prevenindo falhas por instabilidade imediata. Assim, a coesão deve ser tratada com cautela e rigor técnico nas análises geotécnicas, sendo ajustada conforme o tipo de solo, o histórico de tensões e as condições drenada e não drenada (Pinto, 2006).

### 2.3.3. Resistência não drenada ( $S_u$ )

Nas análises de estabilidade de aterros construídos sobre camadas de argila mole saturada, é usual adotar o comportamento não drenado do solo, dado que a rápida construção do aterro permite muito pouca dissipação das poropressões.

Nessa condição, a avaliação é realizada com base nas tensões totais, uma vez que as poropressões induzidas na camada de argila são, em geral, difíceis de quantificar no momento da análise.

O principal parâmetro neste contexto é a resistência não drenada ao cisalhamento ( $S_u$ ), que influencia diretamente o fator de segurança (FS) da estrutura (Almeida e Marques, 2010).

Quando não for possível determinar diretamente a resistência não drenada ( $S_u$ ) ou quando os resultados obtidos apresentarem baixa confiabilidade, pode ser viável estimá-la por meio de equações semiempíricas. Essas equações estabelecem correlações entre o valor de  $S_u$  e outras características do solo, sendo geralmente desenvolvidas com base em análises estatísticas de regressão ou por métodos qualitativos (Persson, 2017).

A determinação da resistência não drenada pode ser obtida através da correção entre o valor da resistência à penetração no terreno medida no ensaio de cone e o fator de capacidade de carga  $N_k$  (ou  $N_{kt}$ ), como observado na Equação 2, onde  $\sigma v_0$  é a tensão total vertical inicial e  $N_{kt}$  é o fator de capacidade de carga encontrado pela aplicação da teoria do equilíbrio limite ou do método de trajetória de deformações,  $q_t$  e resistência de ponta corrigida do cone (Schnaid e Odebrecht, 2012).

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma v)}{N_{kt}} \quad (2)$$

Outra metodologia conhecida para determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) é a método desenvolvido por Mantaras *et al.* (2015); Odebrecht *et al.* (2016), que possui como vantagem a não utilização de fatores semiempíricos.

Nessa metodologia, a resistência não drenada ( $S_u$ ) é estimada a partir do excesso máximo de poropressão gerado durante a cravação, representado por  $\Delta u_{max}$ , que corresponde à diferença entre o maior valor de poropressão registrado no ensaio de dissipação e a poropressão de equilíbrio ( $u_0$ ) no ponto avaliado.

De acordo com os autores, esse valor máximo de poropressão está diretamente relacionado a propriedades intrínsecas do solo, como a taxa de pré-adensamento, o ângulo de atrito efetivo e os parâmetros de compressibilidade, refletindo assim a resposta do solo ao carregamento não drenado imposto durante a cravação do cone. As Equações 3 e 4 representam o método Mantaras *et al.* (2015),

e foram obtidas através de derivações matemáticas, e seu valor é independente do histórico de tensões do solo.

$$I_r = \frac{c}{S_u} \quad (3)$$

$$S_u = \frac{\Delta u_{max}}{4,2(\pm 0,2) * \log(I_r)} \quad (4)$$

Nesta metodologia, o valor de  $I_r$  representa o índice de rigidez, e indica a razão entre o módulo cisalhante e a resistência não drenada (Mantaras *et al.*, 2015). Segundo os autores, para as argilas brasileiras admite-se  $I_r = 100$ .

Para a determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) é usualmente empregado também, o ensaio de palheta (Vane Test), utilizado na caracterização *in situ* de solos moles, como argilas saturadas de baixa resistência, sendo considerado o ensaio de referência para tal determinação. Através deste ensaio também se obtém o valor de OCR (razão de pré-adensamento).

Baroni (2010) destaca, a partir de suas análises, que os valores de OCR estimados pelas Equações desenvolvidas por Chen e Mayne em seu trabalho (Equações 5, 6 e 7) tendem a ser superiores ao intervalo normalmente associado a argilas levemente pré-adensadas (1,0–2,0), além de ultrapassarem aqueles obtidos por meio de ensaios oedométricos de adensamento.

$$OCR = \frac{0,305 * (qt - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}} \quad (5)$$

$$OCR = \frac{0,530 * (qt - u_2)}{\sigma_{v0}} \quad (6)$$

$$OCR = \frac{0,750 * (qt - u_2)}{\sigma_{v0}} \quad (7)$$

Como essas formulações têm base estatística, o autor sugere a adoção de um fator de correção de 0,5, de modo que o OCR passe a ser calculado conforme as Equações 8, 9 e 10.

$$OCR = \frac{0,150 * (qt - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}} \quad (8)$$

$$OCR = \frac{0,265 * (qt - u_2)}{\sigma_{v0}} \quad (9)$$

$$OCR = \frac{0,375 * (qt - u_2)}{\sigma_{v0}} \quad (10)$$

Embora o ensaio de palheta apresente vantagens operacionais e forneça resultados consistentes em materiais de baixa resistência, sua aplicação pode superestimar os valores de  $S_u$  em situações críticas de estabilidade (como taludes, fundações rasas ou escavações profundas). Isso ocorre porque o ensaio é sensível a vários fatores, como anisotropia e sensibilidade da argila, levando a projetos com fator de segurança menor do que o esperado.

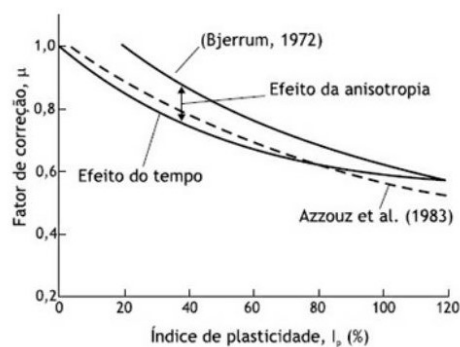
Devido às limitações do ensaio de palheta, muitas vezes é necessário aplicar fatores de correção empíricos (como o de Bjerrum). A correção de Bjerrum (1973) é uma abordagem empírica desenvolvida para ajustar os valores de  $S_u$  obtidos no Vane Test a um nível mais representativo do comportamento real do solo sob condições de carregamento rápido e com baixo índice de interferência. Ela se baseia na observação de que o ensaio de palheta, mesmo executado cuidadosamente, tende a superestimar a resistência não drenada, especialmente em solos sensíveis ou pouco adensados.

Bjerrum (1973) propôs um fator de redução ( $\mu$ ), obtido por meio de retroanálise de estabilidade de taludes rompidos, que depende da sensibilidade do solo e de outras características, para corrigir o valor medido obtendo o valor da resistência de projeto (Almeida e Marques, 2010), conforme a Equação 11:

$$S_{u(\text{projeto})} = \mu * S_{u(\text{palheta})} \quad (11)$$

Essa correção empírica é função do Índice de Plasticidade (IP) e considera os efeitos da anisotropia da argila e a diferença entre a velocidade de carregamento e velocidade do ensaio de palheta, como é mostrado na Figura 5.

Figura 5 – Fator de correção de  $S_u$  medido no ensaio de palheta em função do Índice de Plasticidade (Bjerrum, 1973)



Fonte: Almeida e Marques (2010).

A aplicação dessa metodologia é fundamental em análises de estabilidade de taludes e dimensionamento de fundações em solos moles, onde a estimativa precisa da resistência é determinante para a segurança e desempenho das estruturas.

#### 2.3.4. Fator de Segurança

A Norma DNIT 381/2022 - PRO (Projeto de Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias) descreve sobre os procedimentos a serem adotados na elaboração de projetos de obras rodoviárias, como os critérios de projeto, as investigações geotécnicas, as alternativas de solução e a instrumentação para acompanhamento da obra, além do fator de segurança mínimo para a estabilidade de taludes. Esse FS varia em função da fase da obra e das condições de verificação. A Tabela 7 apresenta os valores para o FS mínimo para projetos de taludes, conforme diretrizes da norma.

Tabela 7 - Fatores de segurança mínimos

Tipo de Verificação	FS <sub>mín</sub>
Período Construtivo	1,2
Final de Construção	1,3
Longo Prazo	1,5
Rebaixamento Rápido*	1,3

\*Em casos nos quais exista condição de carregamento do tipo rebaixamento rápido do nível de água sazonalmente.

Fonte: DNIT (2022).

A norma orienta que para solos muito moles, técnicas adicionais de melhoramento podem ser necessárias para garantir a estabilidade e reduzir os recalques.

As análises de estabilidade são associadas a fatores de segurança globais, e o valor mínimo aceitável pode variar em função das características do solo e do método de construção, como a possibilidade de alteamento do aterro em uma única etapa, desde que o fator de segurança calculado seja superior ao mínimo exigido pela norma.

Embora um fator de segurança superior a 1,5 seja frequentemente considerado um valor de referência seguro na engenharia geotécnica geral, a norma DNIT 381/2022 – PRO enfatiza a importância de um projeto detalhado, com

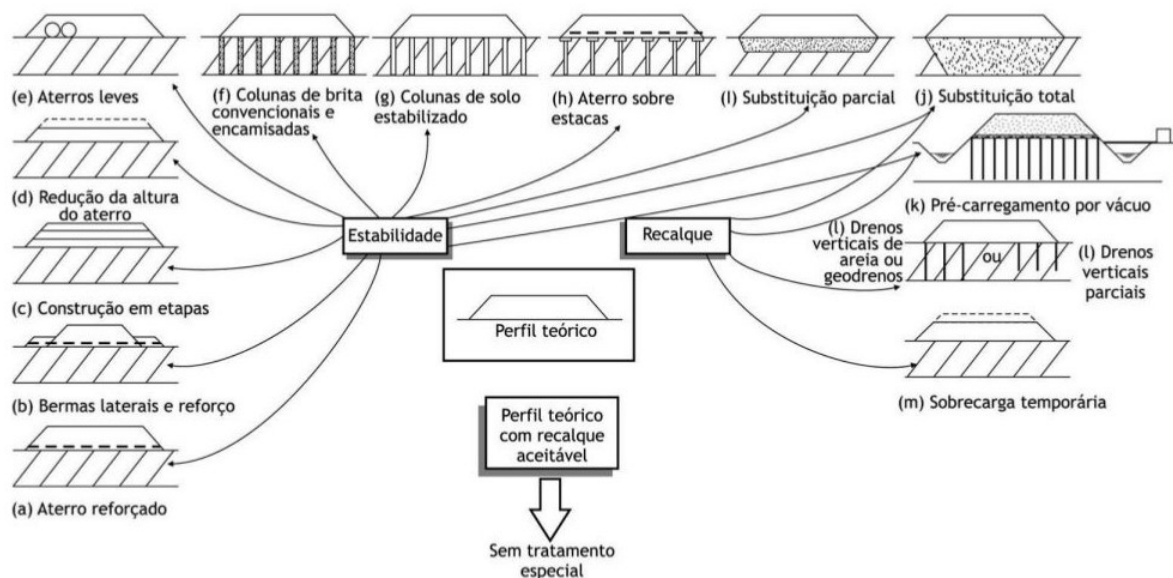
investigações geológico-geotécnicas aprofundadas, para determinar o valor apropriado e garantir a segurança e o desempenho adequado dos aterros em rodovias.

#### 2.4. Construção de aterros sobre solos moles

Para definir a melhor solução ao construir um aterro sobre solos moles é necessário atender tanto a questão da estabilidade da fundação quanto à rotura e também atender critérios relacionados à ocorrência dos recalques devido ao fenômeno do adensamento. Diversas soluções podem ser empregadas, variando a rigidez da fundação de acordo com o nível de recalque tolerável.

A construção de aterros sobre solos moles exige a adoção de métodos que assegurem a estabilidade da estrutura e reduzam ou eliminem os recalques provocados pelo adensamento. A Figura 6 apresenta as principais soluções construtivas empregadas para esse tipo de condição geotécnica.

Figura 6 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles



Fonte: Leroueil (1997) apud Almeida e Marques (2010).

Embora alguns métodos construtivos atuem de forma isolada no controle dos recalques ou na estabilização do aterro, a maior parte das soluções adotadas busca atender simultaneamente a ambos os aspectos.

Quando se trata de solos de muito baixa resistência, é frequente a adoção de geossintéticos como solução de reforço, integrados a outras metodologias construtivas. Essa combinação visa aumentar a estabilidade do aterro e melhorar o desempenho geotécnico da estrutura, especialmente durante a fase de construção (Baran, 2014).

Para análise do fator de segurança contra ruptura recomenda-se considerar a força mobilizada no geossintético, quando utilizado. Para tal, pode-se utilizar o método dos elementos finitos ou mesmo o método de Rowe e Soderman (1985), conforme Magnani *et al.* (2009).

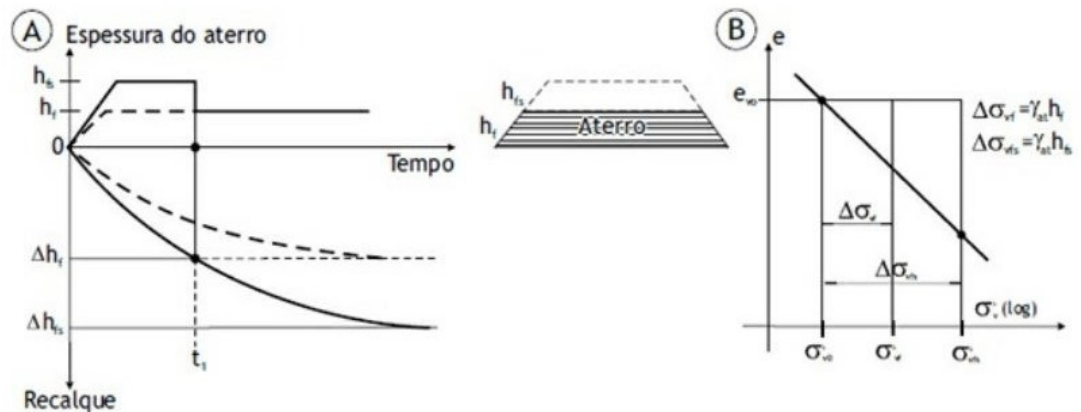
#### 2.4.1. Aceleração de recalques

A aceleração dos recalques em solos moles pode ser alcançada por meio da combinação de drenos verticais e colchão drenante, associada à aplicação de sobrecarga temporária. Essa configuração construtiva permite acelerar o processo de adensamento, promovendo a rápida dissipação da poropressão e, conseqüentemente, antecipando os recalques esperados.

A utilização de sobrecargas temporárias em aterros sobre solos moles tem como principal finalidade acelerar os recalques decorrentes do adensamento primário e, ao mesmo tempo, compensar parte dos recalques associados à compressão secundária, reduzindo, assim, os recalques pós-construtivos.

Essas sobrecargas podem ser classificadas em duas categorias: provisórias, quando são removidas após atingir o adensamento desejado; e permanentes, quando passam a integrar a configuração final do aterro. Segundo Baran (2014), a aplicação desse método pode melhorar significativamente o desempenho do aterro ao longo do tempo. A Figura 7 ilustra a construção de aterro em etapas.

Figura 7 – Aterro construído em etapas

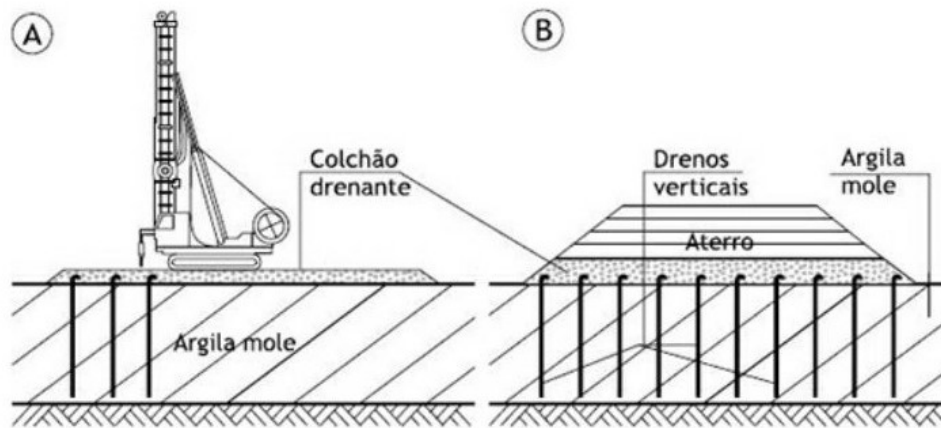


Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

A técnica conhecida como aterro sobre drenos verticais consiste na instalação de drenos verticais, que podem ser constituídos por brita, areia ou materiais sintéticos, como drenos verticais pré-fabricados (PVD), seguida da execução do aterro sobre o solo mole (Figura 8). A principal função desses drenos é reduzir o caminho de drenagem da água contida na massa de solo compressível, promovendo uma dissipação mais rápida da poropressão.

Como resultado, o processo de adensamento é acelerado, o que contribui para a antecipação dos recalques esperados durante a fase de construção. Segundo Oliveira *et al.* (2014), essa metodologia é especialmente eficaz em solos de baixa permeabilidade, nos quais o adensamento natural ocorreria em prazos excessivamente longos.

Figura 8 - Aterro com o uso de drenos verticais: A) Drenos instalados no interior do colchão; B) Drenos cobertos por camada drenante ou aterro.



Fonte: Almeida e Marques (2010).

#### 2.4.1.1. Adensamento 1D (unidimensional) - Vertical

A teoria de Terzaghi (1943), conforme apresentado por Almeida e Marques (2010), constitui-se como base para a análise do adensamento primário de solos saturados submetidos a carregamento, sendo amplamente aplicada em aterros sobre solos moles.

A teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi permite descrever a evolução temporal do grau de adensamento de um solo saturado submetido a carregamento. A partir do conhecimento do recalque primário total, é possível estimar sua variação ao longo do tempo, conforme mostra a Equação 12, onde o cálculo do recalque  $\Delta h(t)$  em um determinado tempo  $t$  é obtido multiplicando-se o recalque por adensamento primário  $\Delta h$  pela porcentagem média de adensamento vertical  $U_v$ .

$$\Delta h(t) = U_v * \Delta h \quad (12)$$

O fator tempo é função do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) e da distância de drenagem ( $h_d$ ), como mostra a Equação 13:

$$T_v = \frac{c_v * t}{h_d^2} \quad (13)$$

O processo de adensamento corresponde à dissipação progressiva do excesso de poropressão induzido pela aplicação de uma carga, resultando na transferência gradual das tensões inicialmente suportadas pela água intersticial para a estrutura sólida do solo.

A formulação da teoria de adensamento unidimensional baseia-se em um conjunto de hipóteses simplificadoras que permitem a modelagem matemática do comportamento de solos saturados sob carregamento. As principais premissas adotadas nessa teoria são:

1. O solo encontra-se totalmente saturado;
2. A compressão ocorre exclusivamente na direção vertical, restringindo-se os deslocamentos laterais, o que caracteriza um estado de deformação unidimensional;
3. O escoamento da água nos vazios também é unidimensional, ocorrendo apenas na direção vertical;
4. O solo é considerado homogêneo.

#### 2.4.1.2. Adensamento Radial - Horizontal

A teoria de adensamento radial de Barron (1948) foi desenvolvida para modelar o comportamento de solos moles submetidos à drenagem horizontal em presença de drenos verticais, como parte de sistemas de pré-carregamento. Essa abordagem é essencial em casos em que o adensamento ocorre predominantemente no sentido radial, devido à instalação de drenos verticais pré-fabricados (PVDs) ou drenos de areia, cujo objetivo é reduzir o caminho de drenagem e acelerar a consolidação.

A solução de Barron considera o escoamento radial da água em um cilindro de solo ao redor de um dreno vertical, assumindo solo saturado, homogêneo e com comportamento linear elástico.

No caso de aterros executados sobre solos melhorados com drenos verticais, torna-se necessário considerar o escoamento predominantemente horizontal da água durante o processo de adensamento. Para essa situação, Barron (1948, apud Almeida e Marques, 2010) propõe a Equação 14, válida para condições em que se admitem deformações verticais equivalentes, que determina o grau de adensamento

radial médio definido por  $U_h$ , para o caso de carregamento instantâneo e drenagem livre no dreno.

$$U_h = 1 - e^{-\left(\frac{8 \cdot T_h}{F(n)}\right)} \quad (14)$$

As Equações 15, 16 e 17 referem-se aos parâmetros necessários para o cálculo de  $U$ .

Onde:  $T_h$  é o fator tempo para a drenagem horizontal;  $F(n)$  é uma função da densidade dos drenos;  $d_e$  é o diâmetro da influência de um dreno;  $d_w$  é o diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular (Almeida e Marques, 2010).

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (15)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (16)$$

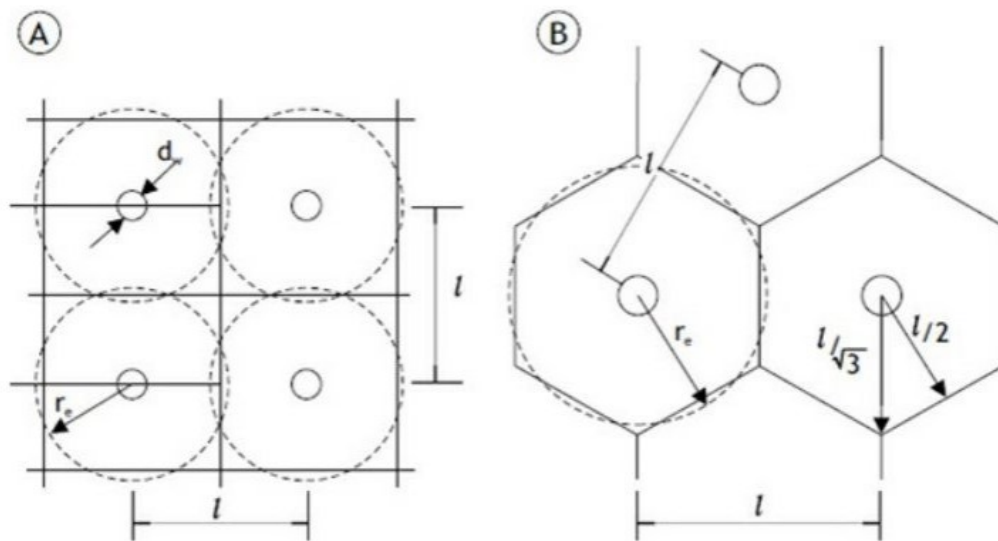
$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (17)$$

O diâmetro de influência está relacionado à geometria da malha adotada para a disposição dos drenos verticais (Figura 9). Segundo Almeida e Marques (2010), no caso de arranjos em malha quadrada, esse diâmetro pode ser determinado por meio da Equação 18, sendo  $l$  a distância entre os drenos. Para malhas triangulares, tem-se a Equação 19:

$$d_e = 1,13 l \quad (18)$$

$$d_e = 1,05 l \quad (19)$$

Figura 9 - Dados geométricos de drenos verticais: A) Malha quadrada; B) Malha triangular.

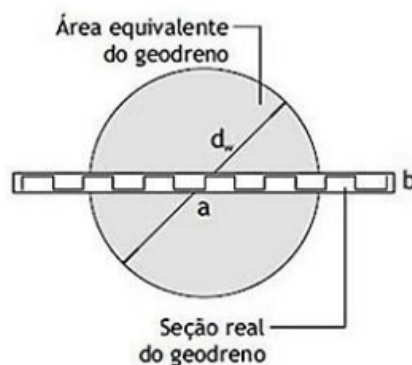


Fonte: Almeida e Marques (2010).

Em relação ao diâmetro equivalente, representado na Figura 10, Hansbo (1979, apud Almeida e Marques, 2010) propõe sua determinação conforme a Equação 20, onde  $d_w$  é o diâmetro equivalente;  $a$  é a largura do geodreno;  $b$  é a espessura do geodreno.

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (20)$$

Figura 10 - Detalhe da seção equivalente de um geodreno



Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

O processo de instalação dos geodrenos ocorre por meio da introdução do dreno dentro de uma haste metálica vazada posicionada verticalmente, conhecida como mandril. Durante a cravação, o geodreno é fixado a uma âncora descartável,

cuja função é impedir a entrada de solo no interior do mandril e assegurar a ancoragem do dreno no terreno, evitando que ele se desprenda na extremidade da haste ou seja puxado de volta quando o mandril é retirado.

Entretanto, a instalação pode provocar o amolgamento da argila ao redor do dreno, fenômeno conhecido como *smear*. Esse efeito altera a estrutura do solo e reduz sua permeabilidade nas proximidades do geodreno, o que tende a diminuir a velocidade do processo de adensamento, comprometer a eficiência da drenagem e, em alguns casos, aumentar o recalque total previsto.

O efeito de *smear* ocorre ao redor de drenos verticais durante sua instalação, especialmente quando são cravados por impacto ou vibração em solos moles e altamente sensíveis. Esse processo provoca rearranjo das partículas de solo, destruição parcial da estrutura natural e redução significativa da permeabilidade nessa região (Almeida e Marques, 2010). Como consequência, forma-se uma barreira local que dificulta o escoamento da água em direção ao dreno, atrasando a dissipação da poropressão e, portanto, o processo de adensamento.

Na teoria de Barron (1948), a presença do *smear* é incorporada por meio de modificações na função  $F(n)$  adicionando o valor de  $F_s$ , que ajusta o tempo adimensional radial e, conseqüentemente, o grau de adensamento. Na Equação 21, o valor de  $d_s$  representa o diâmetro da área afetada pelo amoldamento  $= 2d_m$ ; e  $d_m$  é o diâmetro equivalente do mandril de cravação;  $w$  e  $l$  são as dimensões de um mandril retangular e  $k'_h$  é a permeabilidade horizontal da área afetada pelo amolgamento (Equação 22).

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (21)$$

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} w * l} \quad (22)$$

Ignorar o efeito de *smear* em projetos pode levar a subestimação do tempo necessário para a consolidação, comprometendo a previsibilidade do desempenho de aterros sobre solos moles. Assim, a correta avaliação e consideração do *smear* são essenciais para o dimensionamento realista de sistemas de pré-carregamento com drenos verticais.

## 2.5. Investigação Geotécnica

A investigação geotécnica é uma etapa essencial em qualquer projeto de engenharia civil, pois permite a caracterização detalhada do subsolo onde a obra será implantada. Por meio de métodos diretos e indiretos, como sondagens, ensaios de campo e de laboratório é possível obter informações fundamentais sobre o perfil estratigráfico, o nível do lençol freático e os parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos. Uma das principais vantagens dessa investigação é a redução de incertezas no projeto, o que contribui para o dimensionamento mais seguro e econômico das estruturas.

Além disso, o conhecimento adequado das condições geotécnicas minimiza o risco de falhas durante a execução e ao longo da vida útil da obra, tornando-se um fator determinante para a sua viabilidade técnica e segurança operacional. A norma DNIT 381/2022 - PRO sugere, em seu Anexo B Tabela B-1 (Tabela 8), os ensaios de laboratório para projetos de aterros sobre solos moles.

Tabela 8 – Ensaios de laboratório para projetos de aterros sobre solos moles

Propriedades	Ensaio	Norma
	Limites de Liquidez ( $w_L$ )	ABNT NBR 6459:2016 DNER-ME 122/1994
	Limite de Plasticidade ( $w_P$ )	ABNT NBR 7180:2016 DNER-ME 082/1994
Classificação, identificação e descrição de solos	Umidade natural ( $w$ )	ABNT NBR 6457:2016 DNER-ME 213/1994
	Teor de matéria orgânica	ABNT NBR 13600:1996
	Análise granulométrica por peneiramento e por sedimentação	ABNT NBR 7181:2016 DNER-ME 051/1994
Compressibilidade e deformação	Adensamento Oedométrico Unidimensional	ABNT NBR 16853:2020 DNER-IE 005/1994
	Resistência ao cisalhamento	Triaxial CID
Triaxial CIU		ASTM D 4767:2011 (2020)
Permeabilidade	Permeâmetro	ABNT NBR 14545:2021
		ABNT NBR 13292:2021

Fonte: DNIT (2022).

### 2.5.1. Ensaios de Campo

Os ensaios de campo desempenham um papel fundamental na caracterização geotécnica do solo, fornecendo dados para o dimensionamento seguro e eficiente das obras de engenharia. Esses procedimentos permitem a avaliação das propriedades do solo em suas condições naturais de umidade, tensão e estrutura.

Ensaios como a sondagem SPT, o ensaio de palheta (Vane Test) e o Piezocone (CPTu) fornecem parâmetros importantes para caracterização dos solos, como resistência ao cisalhamento, compactidade, consistência e perfil estratigráfico, contribuindo significativamente para a análise de estabilidade de aterros, dimensionamento de fundações e avaliação da capacidade de carga do terreno. (Tabela 9).

Tabela 9 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros											
				u	$\phi'$	$S_u$	$D_r$	$m_v$	$c_v$	$K_0$	$G_0$	$\sigma_h$	OCR	$\sigma$ - $\epsilon$	
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C	
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	

\* Aplicabilidade: A=alta; B=moderada; C=baixa; - =inexistente.

Parâmetros: u = poro pressão *in situ*;  $\phi'$ = ângulo de atrito efetivo; k =coeficiente de permeabilidade;  $S_u$ = resistência ao cisalhamento não-drenada;  $D_r$ = densidade relativa;  $m_v$  = coeficiente de variação volumétrica;  $c_v$  = coeficiente de consolida;  $G_0$  = módulo cisalhante a pequenas deformações;  $\sigma_h$  = tensão horizontal; OCR = razão de sobreadensamento;  $\sigma$ - $\epsilon$  = relação tensão- deformação.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Através das informações mostradas na Tabela 9 é possível inferir que a escolha de determinado ensaio varia conforme as características do subsolo e os parâmetros que se deseja descobrir.

### 2.5.2. Ensaio de Piezocone – CPTu

O ensaio de piezocone, conhecido como CPTu (Cone Penetration Test with pore pressure measurement), é uma técnica *in situ* amplamente empregada na engenharia geotécnica para a caracterização detalhada de perfis estratigráficos e a estimativa de propriedades geomecânicas dos solos.

Os equipamentos principais incluem o cone piezométrico, sistema de aquisição de dados, unidade hidráulica e conjunto de hastes de cravação, como mostra a Figura 11. Entre as vantagens do CPTu destacam-se sua alta resolução vertical, rapidez de execução, baixo distúrbio ao solo, além da possibilidade de interpretações automatizadas e correlações com diversos parâmetros geotécnicos, tornando-o uma ferramenta essencial em estudos de fundações, barragens, taludes e obras de infraestrutura em geral (Almeida e Marques, 2010).

Figura 11 - Componentes do piezocone



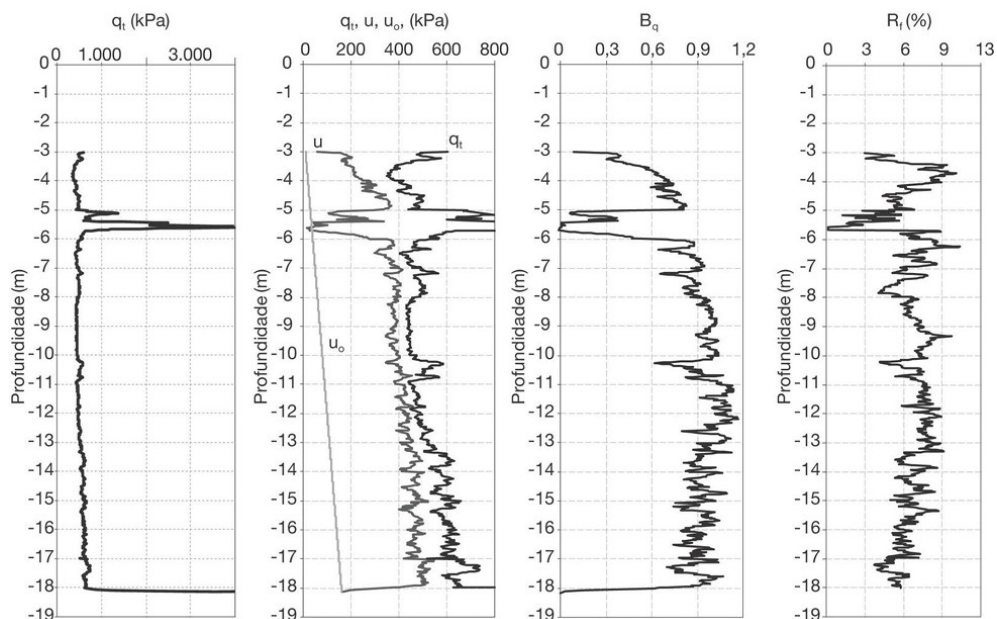
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Regulamentado no Brasil pela NBR 12069 (ABNT, 1991), o ensaio consiste na cravação contínua de um cone instrumentado com célula de carga, transdutor de pressão de poros e inclinômetro, a uma velocidade padronizada (geralmente 2 cm/s). Sua principal vantagem é a rapidez, continuidade e quantidade significativa leitura de dados.

Durante a penetração do equipamento no solo, são registrados continuamente os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ), resistência de atrito lateral ( $f_s$ )

e pressão neutra ou poropressão ( $u_2$ ), que, em conjunto, permitem a inferência de parâmetros como índice de resistência, permeabilidade e rigidez do solo. A Figura 12 mostra um exemplo típico de um perfil de piezocone.

Figura 12 - Resultado de um ensaio de piezocone na BR-101, em Santa Catarina



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Durante a execução do ensaio de CPTu é possível realizar o ensaio de dissipação, que consiste na interrupção da cravação do cone para monitorar a dissipação do excesso de poropressão gerada, até que haja equilíbrio entre a poropressão medida e a poropressão no local (*in situ*), onde  $u_2 = u_0$  (Santos Junior *et al.*, 2020).

Além disso, é possível estimar outros parâmetros do solo a partir dos resultados do ensaio de CPTu, como razão de sobreadensamento (OCR), resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), coeficiente de adensamento ( $C_h$ ) (Tabela 10), através de equações empíricas (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A resistência não drenada ( $S_u$ ) pode ser obtida por meio de equação analítica e não empírica por meio do ensaio de dissipação de poro pressão, utilizando a metodologia proposta por Mantaras *et al.* (2015) e Odebrecht *et al.* (2016), conforme comentado anteriormente. O uso desta proposta é preferível ao uso do fator  $N_{kt}$

(Equação 2), principalmente quando este valor mostra grande dispersão ou não está disponível para o local estudado.

Tabela 10 - Relação de alguns parâmetros de solos derivados de ensaios de piezocone

Parâmetros do solo	Referência
Classificação do solo	Douglas e Olsen (1981); Senneset e Janbu (1985); Robertson et al. (1986); Robertson (1990)
Estado de tensões <i>in situ</i> ( $K_0$ )	Kulhawy, Jackson e Mayne (1989); Mayne, Kulhawy e Kay (1990); Brown e Mayne (1993)
Ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ )	Senneset e Janbu (1985); Sandven (1990); Kulhawy e Mayne (1990)
Módulo oedométrico (M)	Kulhawy e Mayne (1990); Duncan e Buchignani (1975)
Módulo cisalhante ( $G_{máx}$ )	Rix e Stroke (1992); Mayne e Rix (1993); Tanaka, Tanaka e Iguchi (1994); Simonini e Cola (2000); Powell e Butcher (2004); Watabe, Tanaka e Takemura (2004); Schnaid (2005)
História de tensões ( $\sigma'_p$ , OCR)	Schmertmann (1978); Senneset, Janbu e Svano (1982); Jamiolkowski et al. (1985); Konrad e Law (1987); Larsson e Mulabdic (1991); Mayne (1991, 1992); Chen e Mayne (1994)
Sensitividade ( $S_t$ )	Robertson e Campanella (1988)
Resistência não drenada ( $S_u$ )	Vésic (1975); Aas et al. (1986); Konrad e Law (1987); Teh e Houlsby (1991); Yu, Hermann e Boulanger (2000); Su e Liao (2002)
Coefficiente de adensamento (K)	Robertson et al. (1992)
Coefficiente de adensamento ( $C_h$ )	Torstensson (1977); Baligh (1985); Baligh e Levadoux (1986); Teh e Houlsby (1991); Robertson et al. (1992)
Peso específico aparente ( $\gamma$ )	Larsson e Mulabdic (1991)
Intercepto coesivo efetivo ( $c'$ )	Senneset et al. (1988)

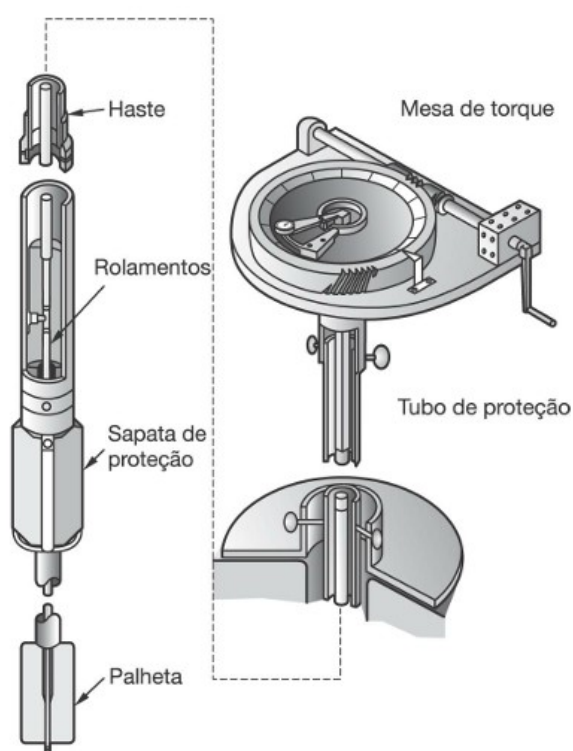
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

### 2.5.3. Ensaio de Palheta (Vane Test)

O ensaio de palheta, normatizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989), é um método *in situ* utilizado para a determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) de solos moles, especialmente argilas moles e muito moles.

O procedimento consiste na cravação estática e aplicação de torque controlado de uma palheta metálica em forma de cruz (geralmente com proporção altura/diâmetro de 2:1) no interior de um furo previamente aberto ou diretamente no terreno natural. O equipamento principal inclui a palheta propriamente dita, haste de cravação, torquímetro (mecânico ou digital) e tripé com sistema de reação (Figura 13). Durante o ensaio, aplica-se torque na haste até a ruptura do solo, registrando-se o torque máximo para cálculo da resistência ao cisalhamento.

Figura 13 - Equipamento para ensaio de palheta *in situ*



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Entre as principais vantagens do ensaio destacam-se sua simplicidade e aplicabilidade em solos de baixa resistência (Schnaid e Odebrecht, 2012). Além disso, o ensaio de palheta permite avaliar a sensibilidade do solo, parâmetros importantes no contexto de estabilidade de taludes e fundações em solos moles. A Tabela 11 apresenta valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) obtidos através do ensaio de palheta, identificados na literatura para algumas regiões brasileiras.

Tabela 11 – Resistência não drenada de alguns depósitos de solos moles e muito moles brasileiros

Local	$S_u$ - Faixa de Variação (kPa)	Referência
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 1	3,0 - 38,0	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 2	4,0 - 18,0	Almeida et al. (2008b)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 3	7,0 - 41,0*	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 4	3,0 - 19,0	Crespo Neto (2004)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 5	5,0 - 23,0	Macedo (2004), Sandroni e Deotti (2008)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 6	2,0 - 23,0	Baroni (2010)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 7	2,0 - 19,0	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 8	4,0 - 22,0	Baroni (2010)
Barra da Tijuca (RJ)	1,0 - 22,0	Bedeschi (2004)
SESC/SENAC (RJ)	7,0 - 19,0	Almeida et al. (2001), Crespo Neto (2004)
Aeroporto Internacional Salgado Filho (RS)	10,0 - 30,0	Schnaid et al. (2001), Schnaid e Nacci (2000)
Aterro experimental próximo ao Rio Sarapuí (RJ)	6,0 - 14,0	Collet (1978)
Áreas de Baixada de Belém (PA)	10,0 - 30,0	Alencar et al. (2001)
Recife (PE)	2,0 - 40,0	Gusmão Filho (1986), Ferreira, Amorim e Coutinho (1986), Coutinho e Ferreira (1988)
Santos (SP)	10,0 - 60,0	Samara et al. (1982), Árabe (1995a), Massad (1985)

Legenda: \* - valor obtido através do ensaio de piezocone para  $N_{kt} = 13$ ,  $S_u$  – resistência não drenada.

Fonte: Clemente (2018).

## 2.6. Exemplos de roturas em aterros sobre solos moles

Neste tópico são apresentados alguns casos documentados de roturas de aterros construídos sobre solos moles presentes na literatura, mostrando a importância de se conhecer o solo de fundação através da investigação geotécnica, e a necessidade realizar a devida análise de estabilidade do maciço.

### 2.6.1. Ruptura de um aterro rodoviário construído em Goiana/PE (2022)

Em 2005, o Exército Brasileiro, em convênio com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), deu início à obra de adequação da BR-101/PE, Lote 6, com aproximadamente 41 km de extensão, atravessando diferentes formações geológicas.

O projeto compreendia a duplicação e restauração do pavimento, incluindo a construção de cinco aterros sobre solos moles. Um desses aterros, com 320 metros de extensão, está localizado entre as estacas 3474 e 3490, em um trecho de 4 km que atravessa a várzea de Goiana/PE. A solução inicial adotada para este segmento foi a execução em etapas com o uso de geodrenos para acelerar o adensamento do solo.

Contudo, em fevereiro de 2008, cerca de dois anos após o início das obras, ocorreu uma ruptura no aterro 5 (Figura 14), entre as estacas 3480 e 3488, totalizando 160 metros. Como consequência, as obras foram imediatamente paralisadas, sendo que apenas o aterro 1 — cuja solução consistiu na substituição do solo mole por areia — havia sido concluído até então. A partir da ruptura, foi iniciado um estudo de viabilidade técnica para redefinir as soluções de engenharia aplicáveis aos demais aterros em construção.

Souza Neto *et al.* (2022) destacaram em seu trabalho que a qualidade das amostras coletadas neste caso pode influenciar significativamente a interpretação dos parâmetros geotécnicos. No estudo realizado na área das obras, as amostras foram classificadas como “muito pobres” (Coutinho, 2007 apud Souza Neto *et al.*, 2022), o que exigiu a utilização de correlações empíricas para aprimorar a caracterização do material. Segundo os autores, o rompimento esteve associado principalmente à baixa qualidade das amostras, à interpretação inadequada dos resultados e à descrição insuficiente das informações geotécnicas.

Figura 14 - Ruptura do aterro 5 – Segmento de aproximadamente 160 metros

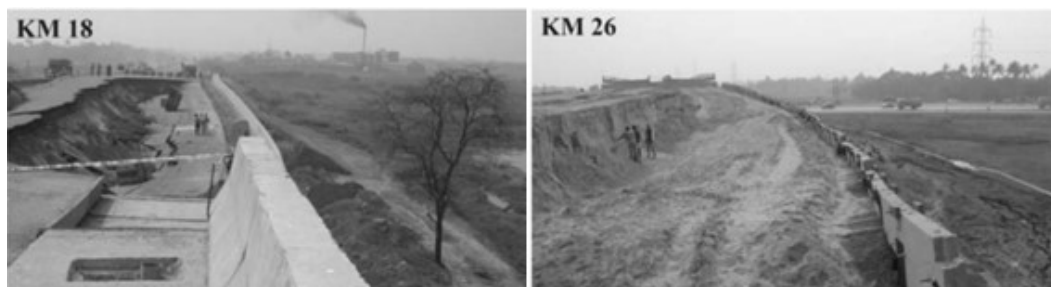


Fonte: Souza Neto *et al.* (2022).

### 2.6.2. Rompimento de dois aterros rodoviários na Índia (2008)

No ano de 2005, Roy e Singh (2008) apresentaram um trabalho sobre o rompimento de dois aterros rodoviários, localizados em uma região de Hooghly, Rio Ganges, na Índia. A Figura 15 mostra os locais de ruptura, onde: a) km 18 e b) km 26. Os aterros foram confinados por uma parede construída com solo estabilizado mecanicamente (SEM), feita com areia de rio compactada e reforçada com aço galvanizado.

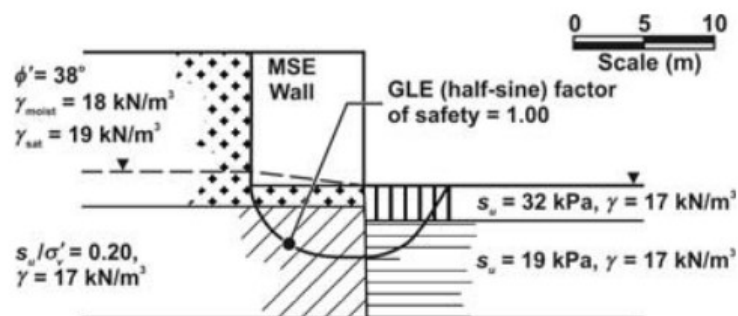
Figura 15 - Local de ruptura dos aterros: km 18 e km 26



Fonte: Roy e Singh (2008).

Conforme os autores, houve uma falha na parede de SEM do aterro do km 26, o que levou a ruptura. Através da investigação geotécnica feita por ensaios do tipo SPT e palheta, identificou-se que o solo era uma argila siltosa. A Figura 16 mostra os parâmetros do solo adotados na análise de estabilidade do aterro do km 26, onde as análises foram feitas utilizando os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ).

Figura 16 – Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 na ruptura

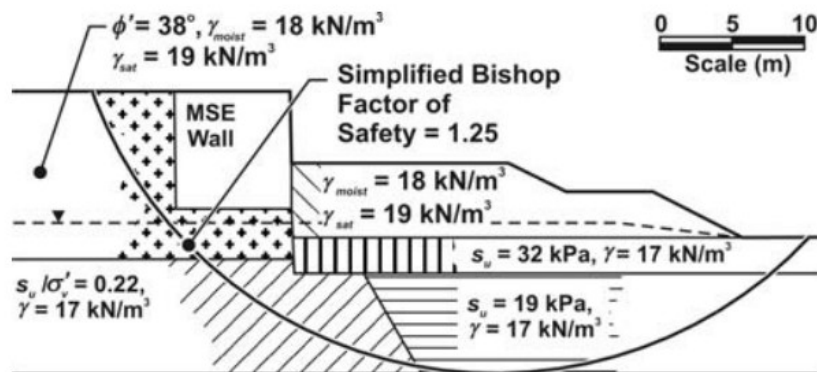


Fonte: Roy e Singh (2008).

Através da análise dos projetos e da investigação geotécnica foi possível verificar que houve diferenças entre os parâmetros de projeto e a situação real do aterro, como diferenças na altura do aterro (real e projetada), no peso unitário total, no grau médio de consolidação, no fator de segurança (FS) e na resistência ao cisalhamento não drenada.

Para o km 26, a recuperação da área do aterro foi através da construção de uma berma de equilíbrio e uma parede de contenção ao longo da face externa da estrutura. A Figura 17 apresenta os parâmetros do local após a finalização das obras de reconstrução.

Figura 17 - Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 26 após a reconstrução



Fonte: Roy e Singh (2008).

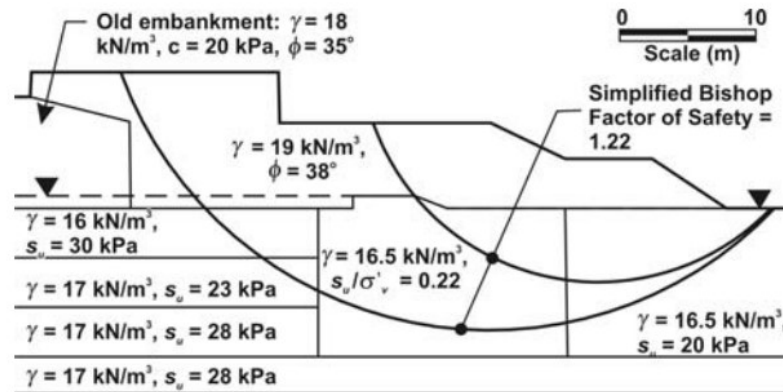
Já no aterro do km 18 a ruptura se deu após a abertura da rodovia ao tráfego de veículos. Os ensaios realizados no aterro do km 18, também indicaram que o material local era uma argila siltosa.

De forma semelhante ao observado no aterro do km 26, também foram identificadas diferenças significativas entre os parâmetros medidos em campo e aqueles previstos em projeto.

A intervenção no km 18 incluiu, além da reconstrução da parede e do aterro rompido, a implantação de uma berma de equilíbrio em dois níveis. Também foram instalados drenos verticais com 13 metros de profundidade, com o objetivo de acelerar o processo de dissipação da poropressão e promover maior estabilidade à

estrutura. A Figura 18 apresenta os parâmetros registrados no local após a execução das obras de reconstrução.

Figura 18 - Análise de estabilidade não drenada do aterro do km 18 após a reconstrução



Fonte: Roy e Singh (2008).

A principal causa da ruptura nos aterros localizados nos quilômetros 26 e 18 foi a dificuldade em se estimar corretamente a resistência ao cisalhamento não drenada após a consolidação dos solos moles de fundação. Os autores destacam que ambas as falhas poderiam ter sido evitadas mediante a realização de uma investigação geotécnica mais adequada na fase de projeto, capaz de fornecer parâmetros representativos das condições reais do subsolo.

### 2.6.3. Instabilidade de aterros rodoviários na Malásia (1994)

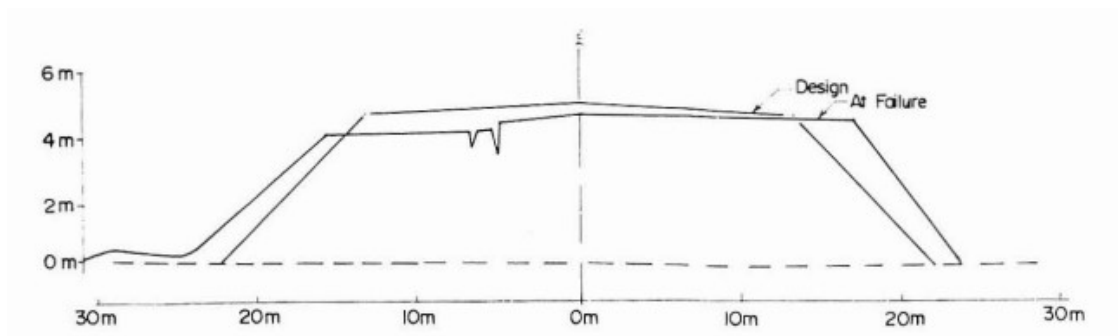
Huat (1995) realizou um estudo sobre casos de instabilidade em aterros executados sobre solos moles durante a construção da principal rodovia da Malásia, em 1994, através de retroanálise das geometrias antes da ocorrência das rupturas, complementada por dados obtidos em ensaios realizados em campo. O objetivo do autor foi avaliar a adequação da análise de estabilidade convencional para aplicações rotineiras em projetos geotécnicos, além de investigar a eficácia da instrumentação de campo no monitoramento e controle do desempenho dos aterros ao longo do tempo.

Conforme análise dos solos dos aterros o autor identificou que todos estavam em regiões com predominância de argilas siltosas moles, com espessuras variando

entre 7 e 13 metros, assentadas sobre uma camada de areia com densidade variando de baixa a média.

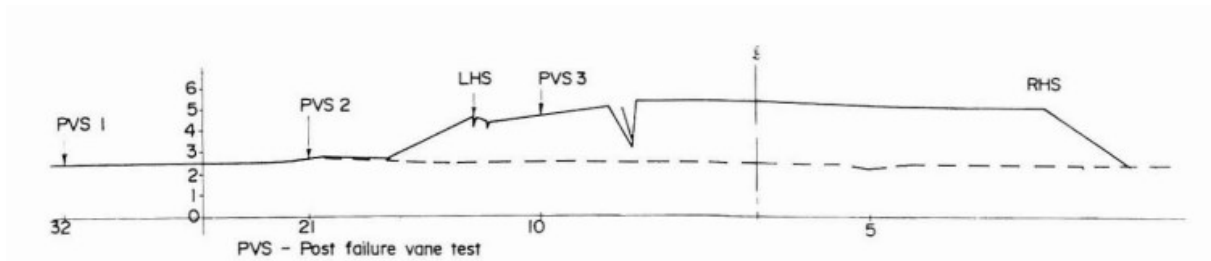
As seções transversais dos três aterros após as rupturas estão ilustradas nas Figuras 19, 20 e 21. O autor afirmou que, em todos os casos, a ruptura se deu um deslizamento rotacional. Esse tipo de instabilidade é evidenciado pela presença de fissuras abertas ao longo do corpo do aterro, acompanhadas de um movimento ascendente na extremidade do maciço, caracterizando o padrão típico desse tipo de ruptura.

Figura 19 – Ruptura do aterro 1



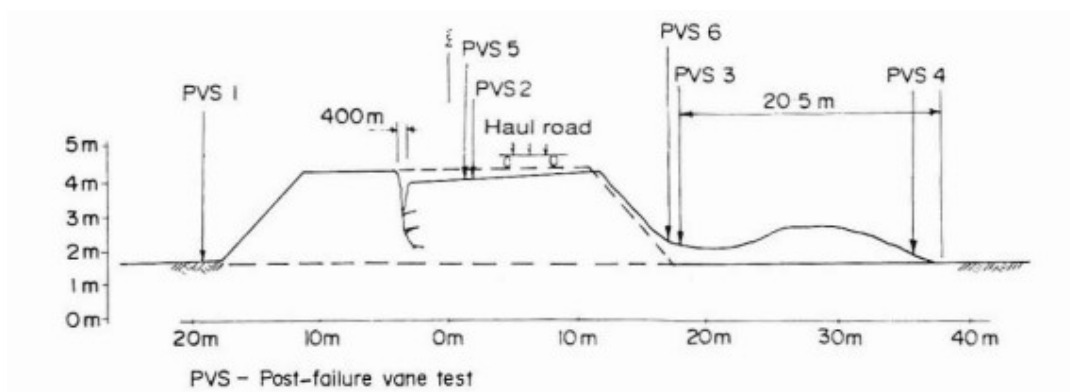
Fonte: Huat (1995).

Figura 20 - Ruptura do aterro 2



Fonte: Huat (1995).

Figura 21 - Ruptura do aterro 3



Fonte: Huat (1995).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia adotada nesta dissertação foi desenvolvida em etapas. Inicialmente, foi apresentada a área correspondente ao estudo de caso analisado, destacando-se suas principais características físicas e condições locais. Em seguida, procedeu-se à caracterização geotécnica dos materiais envolvidos, contemplando tanto o solo de fundação quanto o solo utilizado na execução do aterro. Essa etapa teve como objetivo a determinação das propriedades geotécnicas dos materiais, fundamentais para a compreensão do comportamento do maciço e para subsidiar as análises realizadas no presente estudo.

De posse dos resultados dos ensaios de campo, em especial o Standard Penetration Test (SPT) e ensaio de CPTu, foram estimados os valores de resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) utilizando a equação elaborada por Mantaras *et al.* (2015), metodologia apresentada anteriormente.

Com os parâmetros obtidos, foram realizadas simulações através do *software* Slide para a avaliação da estabilidade do aterro com sobrecarga, com o objetivo de determinar o fator de segurança (FS) em diferentes etapas de alteamento. As análises buscaram identificar os fatores de segurança para cada etapa de alteamento até o ponto de ruptura, permitindo compreender o comportamento do maciço em função das condições de resistência do solo de fundação.

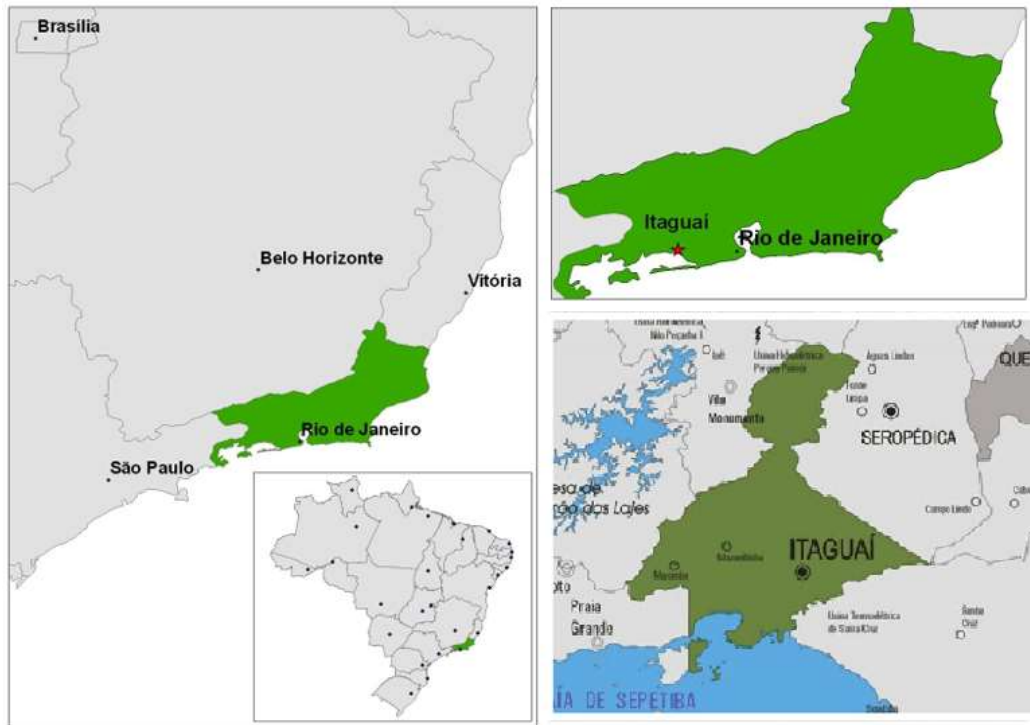
Após essa etapa, foram realizadas novas simulações utilizando o *software* Slide, nas quais foi analisada a evolução da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) ao longo do tempo. O objetivo dessas análises foi avaliar o ganho de resistência do solo de fundação decorrente do processo de adensamento, bem como verificar se os alteamentos do aterro foram executados de forma prematura em relação às condições de estabilidade do maciço.

#### 3.1. Breve descrição da área de estudo

A área estudada refere-se ao aterro e sobrecarga executados para ampliação da pista de rodagem, das obras de revitalização da rodovia RJ-099, localizada no município de Itaguaí, a 75 km da cidade do Rio de Janeiro/RJ.

As Figuras 22 e 23 mostram a localização da área de estudo dando e a localização da obra do aterro. Já a Figura 24 mostra uma vista do aterro após sua execução.

Figura 22 - Localização da cidade de Itaguaí/RJ



Fonte: Adaptado de Queiroz (2013).

Figura 23 – Localização do aterro estudado



Fonte: Memorial de Projeto IQS Eng. (2022).

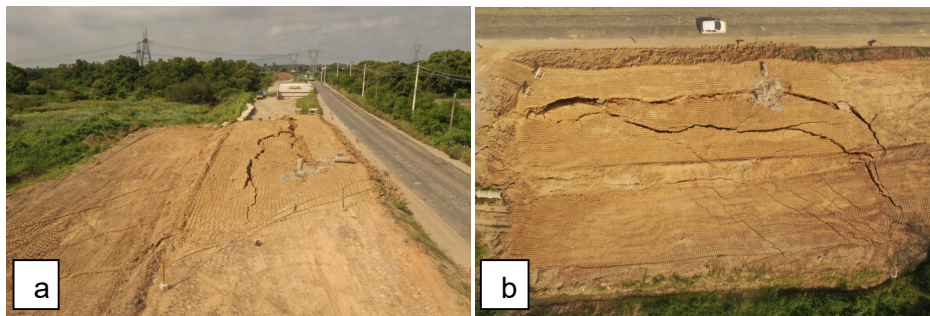
Figura 24 – Vista do aterro e sobrecarga (RJ-099)



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Contudo, após a execução do aterro e sobrecarga, em abril de 2024 ocorreu a ruptura do conjunto, como mostram as Figuras 25 a 28, onde é possível observar as aberturas ocorridas após ruptura, como também o desnível final verificado após o rompimento do aterro, em comparação à altura executada inicialmente.

Figura 25 – Aterro rompido (RJ-099): a) Vista lateral do aterro; b) Vista superior do aterro.



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Figura 26 - Desnível após rompimento do aterro



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Figura 27 – Fissuras no aterro após rompimento



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Figura 28 – Abertura no aterro após rompimento

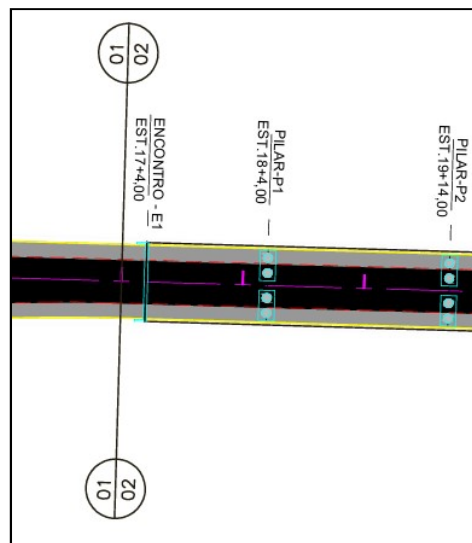


Fonte: Arquivo pessoal (2024).

### 3.2. Delimitação da área de estudo

Diante da extensa área de projeto da rodovia RJ-099 foi necessário delimitar a área de estudo. Dessa forma, o recorte escolhido está localizado à esquerda do ponto localizado próximo ao Encontro - E1 da ponte, SP02, conforme as Figuras 29 e 30.

Figura 29 – Localização do trecho analisado



Fonte: Memorial de Projeto IQS Eng. (2022).

Figura 30 – Vista geral do trecho estudado



Fonte: Memorial de Projeto IQS Eng. (2022).



Os ensaios de SPT foram realizados empregando amostrador padrão com diâmetro interno de 35 mm e diâmetro externo de 51 mm. A execução desses ensaios possibilitou a obtenção de dados relativos à resistência à penetração do solo, contribuindo para a caracterização geotécnica do perfil investigado. Ao final da campanha de sondagens, a metragem total perfurada em solo atingiu 203,16 m (Figura 32).

A partir da interpretação do perfil geotécnico na Figura 32, observa-se uma estratigrafia composta por camadas com características distintas ao longo da profundidade analisada. Na porção superficial ocorre uma camada de areia fina a grossa, com espessura aproximada variando entre 1,0 m e 2,5 m. Sob essa camada, identifica-se uma argila orgânica siltosa, pouco arenosa, de coloração cinza escura e consistência muito mole, apresentando espessura significativa, da ordem de 7,0 m a 10,0 m, caracterizando um depósito de solo compressível e de baixa resistência.

Abaixo, ocorre uma camada de areia fina a grossa, pouco argilosa, com espessura média entre 3,0 m e 4,0 m, indicando material granular de maior capacidade de suporte. Em maiores profundidades, observa-se a presença de silte argiloso arenoso, estendendo-se aproximadamente a partir de 13,0 m a 14,0 m de profundidade, constituindo a camada inferior identificada no perfil investigado.



A presença da espessa camada de argila orgânica muito mole representa uma condição geotécnica desfavorável, podendo implicar em elevados recalques e baixa capacidade de suporte, devendo ser analisada de forma criteriosa.

### 3.3.2. Ensaio de palheta

Foram definidos dois perfis para realização do ensaio de palheta (Vane Test), cada um composto por três pontos de medição, começando nas cotas entre 8,5 m e 9,0 m, nas camadas de solo mole. Os ensaios foram realizados em atendimento a NBR 10905 (ABNT, 1989). A Figura 33 mostra a localização dos pontos executados. Os resultados do ensaio de palheta são apresentados no capítulo 4 - Resultados e Discussões.

Destaca-se que os ensaios de palheta foram executados na condição pós-rotura. Dessa forma, foi possível avaliar a sensibilidade da argila mole, comparando-se os valores de  $S_u$  indeformado com os valores de  $S_u$  amolgado. Os valores de  $S_u$  indeformados foram obtidos com base nos ensaios de dissipação de poropressão via CPTu.

Figura 33 – Croqui de localização dos pontos – Ensaio de Palheta



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

### 3.4. Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório realizados para a caracterização do solo de fundação (argila mole) e do solo do aterro estão relacionados na Tabela 12, juntamente com as respectivas normas utilizadas. O teor de umidade, limite de

liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos do solo mole foram determinados para as seguintes profundidades: 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m, 6,0 m e 7,0 m. Os ensaios de teor de umidade foram realizados com amostras em sua umidade natural, sem secagem prévia. O ensaio de granulometria foi realizado na amostra de profundidade de 4,0 m.

Tabela 12 – Ensaios de caracterização realizados

	Ensaios de Caracterização	Norma de Referência
SOLO DE FUNDAÇÃO	Teor de Umidade	ABNT NBR 6457, 2024
	Limite de Liquidez	ABNT NBR 6459, 2016
	Limite de Plasticidade	ABNT NBR 7180, 2016
	Granulometria	ABNT NBR 7181, 2018
	Densidade Real dos Grãos	ABNT NBR 6508, 1984
ATERRO	Granulometria	ABNT NBR 7181, 2018
	Cisalhamento Direto	ASTM D3080 - 04

Fonte: Autora (2025).

#### 3.4.1. Ensaios de caracterização na argila mole (solo de fundação)

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram recebidos cerca de 3,5 kg de material de argila mole de fundação, distribuído nos 7 m de profundidade coletados. Ao todo foram recebidas 5 cápsulas de solo com 100 g cada, totalizando cerca de 500 g para cada metro de solo. Os ensaios de caracterização executados foram: teor de umidade, granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos para o material de fundação. Os resultados são apresentados no capítulo 4 (Resultados e Discussões).

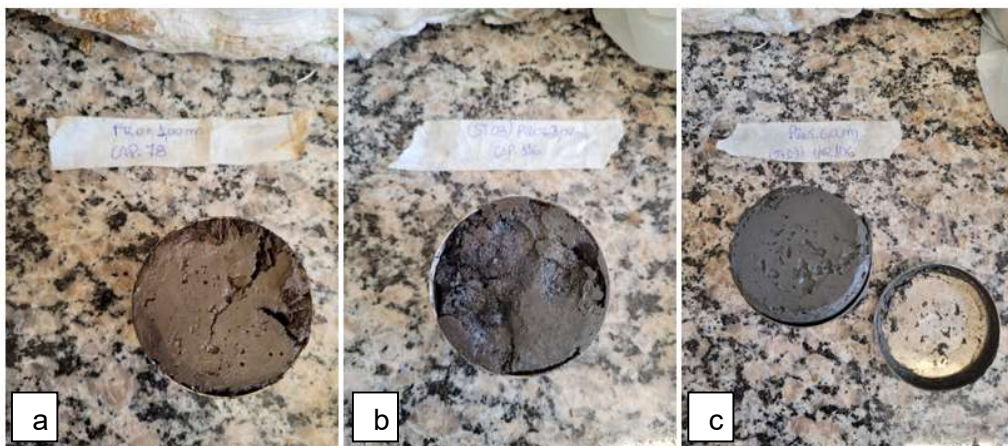
As Figuras 34 e 35 apresentam as amostras recebidas do solo de fundação do aterro, ou seja, a argila mole. Através da análise visual pode-se observar a coloração escura e presença de matéria orgânica nas camadas mais superficiais do solo, característica comum de argilas moles.

Figura 34 – Cápsulas com amostras do solo de fundação do aterro: amostras com profundidade de 1,0m



Fonte: Autora (2024).

Figura 35 – Aparência de diferentes amostras: a) Profundidade 1,0m; b) Profundidade 2,0m; c) Profundidade 6,0m.



Fonte: Autora (2024).

#### 3.4.1.1. Granulometria

O ensaio de granulometria foi executado na amostra de argila referente à profundidade média de 4,0 m. O ensaio foi dividido em duas etapas, conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016).

O passo a passo da realização do ensaio consisti inicialmente na secagem da amostra. Em seguida foi feito o destorroamento do material, desmanchando os torrões, procedimento realizado conforme Figura 36.

Figura 36 – Destorroamento da amostra para o ensaio de granulometria



Fonte: Autora (2025).

Em seguida, realizou-se o peneiramento do material (Figura 37), no qual o solo foi colocado em uma peneira com abertura de 2,0 mm, permitindo a separação da amostra em duas frações: a porção mais grossa, retida na peneira, e a porção mais fina, que passa pela malha. Esse procedimento foi executado conforme as recomendações da NBR 7181 (ABNT, 2016), assegurando a padronização do ensaio e a confiabilidade dos resultados obtidos.

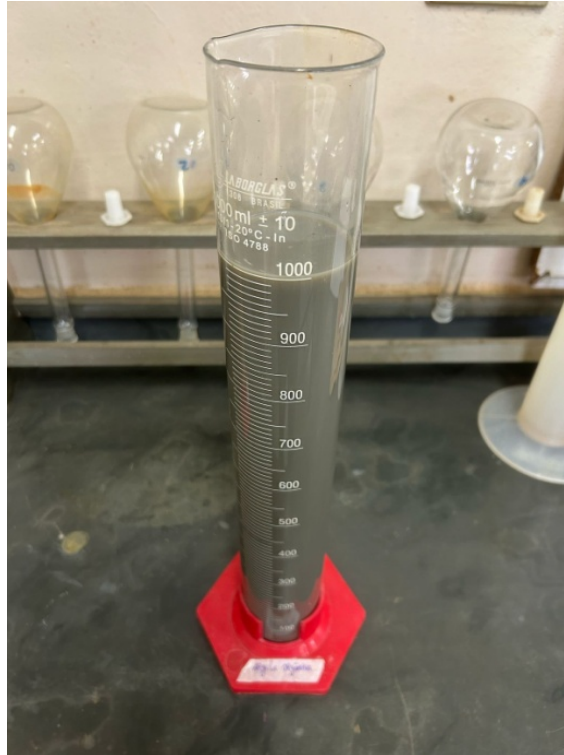
Figura 37 – Peneiramento da amostra para o ensaio de granulometria



Fonte: Autora (2025).

Em seguida, foram separadas as amostras de solo, para realização da etapa de sedimentação, conforme Figura 38. O mesmo processo foi realizado para o material do aterro, conforme demonstrado no item 3.4.2.

Figura 38 – Processo de sedimentação da amostra



Fonte: Autora (2025).

#### 3.4.1.2. Limites de Atterberg e Teor de Umidade

A determinação dos Limites de Atterberg foi realizada a partir de amostras de solo obtidas por meio de amostragem deformada, coletadas com auxílio de trado. Foram coletadas 5 cápsulas para cada profundidade de amostragem que foram: 1,0m, 2,0m, 3,0m, 4,0m, 5,0m, 6,0m e 7,0m. Dessa forma, totalizou-se 35 cápsulas de amostras. As Figuras 39, 40 e 41 mostram a realização dos ensaios.

Figura 39 – Homogeneização da amostra para os ensaios de Limite de Liquidez



Fonte: Autora (2024).

Figura 40 – Preparação e realização dos ensaios de LL



Fonte: Autora (2024).

Figura 41 – Secagem das amostras para determinação da umidade



Fonte: Autora (2024).

Durante a realização dos ensaios, foi adotado um procedimento sistemático para garantir o controle e a representatividade dos resultados obtidos. Uma cápsula de amostra foi aberta por vez, iniciando-se o processo com a amostra coletada na profundidade de 1 metro e, sucessivamente, prosseguindo até a profundidade de 7 metros. Esse controle sequencial permitiu minimizar a exposição prolongada das amostras ao ambiente, permitindo a determinação do teor de umidade natural da argila mole.

Após a abertura de cada cápsula, inicialmente se tomava três porções para determinação do teor de umidade. Posteriormente, para a determinação dos limites de Atterberg as amostras eram homogeneizadas e imediatamente submetidas aos ensaios de determinação dos limites de liquidez e de plasticidade, conforme as normas técnicas aplicáveis (ABNT NBR 6459 para o limite de liquidez e ABNT NBR 7180 para o limite de plasticidade). Esse procedimento garantiu que cada profundidade fosse avaliada individualmente, permitindo analisar a variação dos parâmetros de consistência ao longo do perfil estratigráfico do solo, o que é fundamental para a caracterização do comportamento geotécnico da fundação do aterro.

Dessa forma, foi possível estabelecer os valores do Índice de Plasticidade (IP). A determinação dos teores de umidade natural foi feita utilizando-se o método da estufa (ABNT, 2016).

#### 3.4.1.3. Densidade Real dos Grãos

O ensaio de densidade real dos grãos foi realizado de acordo com os procedimentos estabelecidos na norma ABNT NBR 6508 (1984), que especifica a metodologia para a determinação da massa específica dos grãos (densidade real dos grãos) em solos.

Os ensaios foram efetuados para as amostras coletadas nas profundidades de 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m, 6,0 m e 7,0 m, onde cada cápsula foi aberta, a amostra foi homogeneizada e imediatamente submetida aos ensaios de teor de umidade e densidade real dos grãos. Inicialmente foi feita a pesagem da amostra, e em seguida foram separados em 3 recipientes tipo Becker onde o material ficou imerso em água destilada por no mínimo 12 horas. Após esse tempo, o material foi levado ao dispersor por 15 minutos. E por fim a amostra foi colocada em um frasco picnômetro com água destilada, aplicação de vácuo, e posterior determinação da massa específica do sistema. As Figuras 42, 43 e 44 ilustram as etapas do procedimento laboratorial, desde o preparo da amostra até a pesagem final do picnômetro.

Figura 42 – Amostra imersa em água destilada



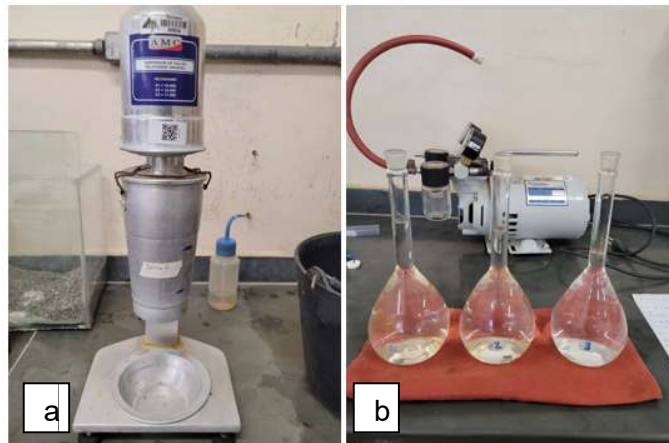
Fonte: Autora (2024).

Figura 43 – Aplicação de vácuo



Fonte: Autora (2024).

Figura 44 – Equipamentos utilizados no ensaio de densidade real dos grãos: a) Dispensador; b) Picnômetros com água destilada.



Fonte: Autora (2024).

### 3.4.2. Ensaios de caracterização e resistência no material do aterro

Foi recebido um bloco de amostra indeformada do material do aterro, com cerca de 30 kg (Figura 45). O material foi recebido no Laboratório de Especiais da Faculdade de Engenharia, da Universidade Federal de Juiz de Fora, em novembro de 2024, onde foram realizados os ensaios de laboratório de granulometria e cisalhamento direto.

Após análise tátil-visual do material do aterro pode-se concluir que o solo é predominantemente silto-arenoso.

Figura 45 – Bloco de amostra indeformada



Fonte: Autora (2025).

#### 3.4.2.1. Granulometria

O ensaio de granulometria foi executado na amostra do solo do aterro, com procedimento similar ao descrito anteriormente, conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016).

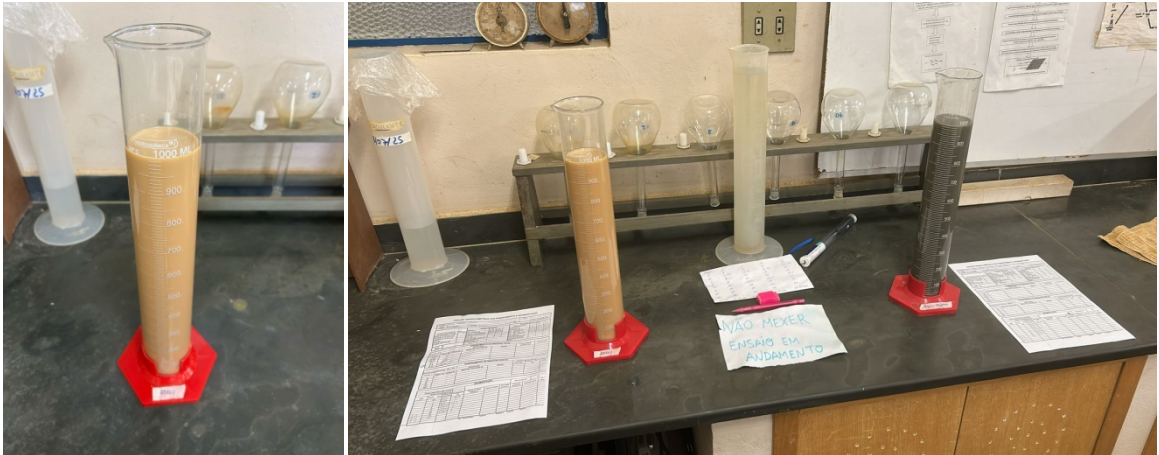
O passo a passo da realização do ensaio consistiu na secagem da amostra, em seguida foi feito o destorroamento e peneiramento do material (Figura 46), e por fim foi realizado o processo de sedimentação (Figura 47).

Figura 46 – Peneiramento da amostra para o ensaio de granulometria



Fonte: Autora (2025).

Figura 47 – Processo de sedimentação da amostra



Fonte: Autora (2025).

#### 3.4.2.2. Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi efetuado conforme a norma ASTM D3080-04 – “Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions”. Os ensaios foram conduzidos a partir da amostra indeformada recebida (Figura 48). Foram extraídas amostras no molde cilíndrico do equipamento de cisalhamento. As amostras foram saturadas e já posicionadas no equipamento para realização dos ensaios (Figura 49). Após a saturação, as amostras foram adensadas e após a estabilização das deformações verticais estas foram cisalhadas.

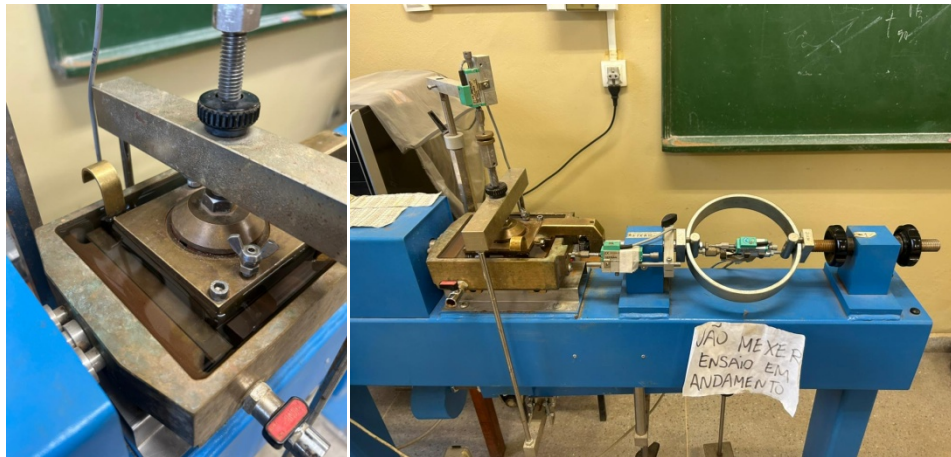
Figura 48 – Extração da amostra indeformada: amostras no molde cilíndrico



Fonte: Autora (2025).

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto foram definidas 3 tensões normais iguais a 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, com velocidade de cisalhamento de 0,08 mm/s. Foi adotada a condição saturada para determinação dos parâmetros, coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) para a condição mais desfavorável que é a condição de saturação do aterro.

Figura 49 – Ensaio de cisalhamento direto em execução



Fonte: Autora (2025).

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de campo (SPT, palheta e CPTu) e de laboratório (caracterização e cisalhamento direto) realizados para caracterização dos solos da área estudada. São apresentados também, os valores da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) calculados a partir do ensaio de dissipação. Por fim, são definidos os parâmetros de entrada que serão determinantes para realização das análises do FS.

### 4.1. Resultados dos ensaios de campo

#### 4.1.1. Ensaio SPT

Para o ensaio SPT (SP-02) foi obtido um valor de  $N_{SPT}$  entre 2 e 6 até 11,0 m de profundidade. Dessa forma, a argila tem sua consistência variando de muito mole a mole na maioria das profundidades até 11,0 m, conforme a classificação da NBR 6484 (ABNT, 2020).

O SP-02 apresentou para o solo do aterro, uma camada de silte argiloso pouco arenoso com pedregulhos, na cor marrom. A camada inferior consiste numa argila arenosa, pouco siltosa, na cor cinza, até a profundidade de 5,70 m. Em seguida, o solo apresenta uma camada de silte argiloso com pouca areia fina, pouco micáceo, na cor vermelha. A partir dos 8,97 m de profundidade até os 14,80 m, verifica-se uma camada de argila orgânica siltosa, pouco arenosa, na cor cinza escura, mais abaixo verifica-se uma camada de areia fina e média, pouco siltosa, cinza até a profundidade de 18,70 m. A partir daí o solo foi classificado como silte arenoso pouco argiloso, na cor marrom (solo residual) até 26,29 m de profundidade. O boletim de sondagem realizado no local SP-02 está representado nas Figuras 50 e 51.

Os resultados da sondagem SP-02 foram considerados representativos do solo de fundação do aterro analisado, devido a sua proximidade com a zona de rotura.

Figura 50 – Boletim de sondagem SP-02: folha 01/02


Cliente: SANTA LUZIA ENGENHARIA				SONDAGEM A PERCUSSÃO					
Obra: INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS				SP-02 Cota: 0,000 m					
Local: PONTE SOBRE O RIO DA GUARDA - ITAGUAÍ - RJ				Início: 21/04/21 Fim: 23/04/21					
				Coord. N: Coord. E:					
Nível da Água	RESISTÊNCIA A PENEIRAÇÃO			NÚMERO DE GOLPES	Profundidade da Camada	REVESTIMENTO: Ø 76,2 mm AMOSTRADOR: { Ø INTERNO: 34,9 mm Ø EXTERNO: 60,5 mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm	ENSAIO PENETROMÉTRICO (Golpes/cm)		
	AMOSTRADOR TIPO TERZAAGHI & PECK								
	No. DE GOLPES								
	10	20	30	I	F				
N.A. 2,09				5	6	1	1.00	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO COM PEDREGUINHOS, MARROM. (ATERRO)	$\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$
				5	5	2		ARGILA ARENOSA POUCO SILTOSA, CINZA. CONSISTÊNCIA: MÉDIA E MOLE.	$\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$
				6	6	3			$\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$
				4	4	4			P $\frac{4}{15}$ -
				5	5	5			$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$
				9	4	6	5.70	SILTE ARGILOSO COM POUCA AREIA FINA, POUCO MICÁCEO, VERMELHO. CONSISTÊNCIA: MOLE.	$\frac{7}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$
				12	4	7			$\frac{10}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$
				4	4	8			$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$
				2	2	9	8.97		$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$
				2	2	10		ARGILA ORGÂNICA SILTOSA, POUCO ARENOSA, CINZA ESCURA. CONSISTÊNCIA: MUTTO MOLE E MÉDIA.	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$
				4	6	11			$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$
				6	7	12			$\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{3}{15}$
				5	6	13			$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$
				5	8	14		Continua na Próxima Página	$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{5}{15}$
			6	10		14.80			

PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: NFE em 21/04/21	***** SPT 30 cm INICIAIS	AVANÇO A TRADO: 0,00 m a 1,00 m
FINAL: 2,09m em 23/04/21	— SPT 30 cm FINAIS	AVANÇO POR LAVAGEM: 2,00 m
REFERÊNCIA:		LAVAGEM POR TEMPO (30 Min)
DATA: 10/05/21	10	26,29 26,29
ESCALA VERT: 1/100	10	26,29 26,29
DESENHO No: 02/2021		POLHA No: 1/2
		RESP TEC:

Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Figura 51 - Boletim de sondagem SP-02: folha 02/02

Cliente: SANTA LUZIA ENGENHARIA				SONDAGEM A PERCUSSÃO					
Obra: INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS				SP-02 Cota: 0,000 m					
Local: PONTE SOBRE O RIO DA GUARDA - ITAGUAÍ - RJ				Início: 21/04/21 Fim: 23/04/21					
				Coord. N.: Coord. E.:					
Nível da Água	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO			NÚMERO DE GOLPES	Profundidade da Camada	REVESTIMENTO: Ø 76,2 mm AMOSTRADOR: { Ø INTERNO: 34,9 mm Ø EXTERNO: 60,8 mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm	ENSAIO PENETROMÉTRICO (Golpes/cm)		
	AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK								
No DE GOLPES			I	F	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA				
	10	20	30	6	10	AREIA FINA E MÉDIA POUCO SILTOSA, CINZA. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTA.	$\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{6}{15}$		
				8	11		$\frac{3}{15}$ $\frac{5}{15}$ $\frac{6}{15}$		
				6	9		$\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{5}{15}$		
				7	10	-18,70	$\frac{2}{15}$ $\frac{5}{15}$ $\frac{5}{15}$		
				15	17		$\frac{6}{15}$ $\frac{9}{15}$ $\frac{8}{15}$		
				19	28	SILTE ARENOSO POUCO ARGILOSO, MARROM. COMPACIDADE: MEDIANAMENTE COMPACTO E COMPACTO. (SOLO RESIDUAL)	$\frac{7}{15}$ $\frac{12}{15}$ $\frac{16}{15}$		
				21	29		$\frac{8}{15}$ $\frac{13}{15}$ $\frac{16}{15}$		
				18	24		$\frac{8}{15}$ $\frac{10}{15}$ $\frac{14}{15}$		
				16	26		$\frac{7}{15}$ $\frac{9}{15}$ $\frac{17}{15}$		
				22	34		$\frac{9}{15}$ $\frac{13}{15}$ $\frac{21}{15}$		
				20	30	$\frac{9}{15}$ $\frac{11}{15}$ $\frac{19}{15}$			
				39	30	-26,29	$\frac{9}{15}$ $\frac{30}{15}$ -		
				29	14		$\frac{14}{15}$		
LIMITE DA SONDAGEM (conforme Item 5.2.4.5 - NBR 6484:2020)									
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA				----- SPT 30 cm INICIAIS		AVANÇO A TRADO: 0,00 m a 1,00 m			
INICIAL: NFE em 21/04/21				----- SPT 30 cm FINAIS		AVANÇO POR LAVAGEM: 2,00 m			
FINAL: 2,09m em 23/04/21						PROF DO REVESTIMENTO: 2,00 m			
				REFERÊNCIA:		LAVAGEM POR TEMPO (30 Min.)		DESENHO No.: 02/2021	
				DATA: 10/05/21		10	26,29	26,29	FOLHA No.: 2/2
				ESCALA VERT.: 1/100		10	26,29	26,29	RESP. TÊC.:

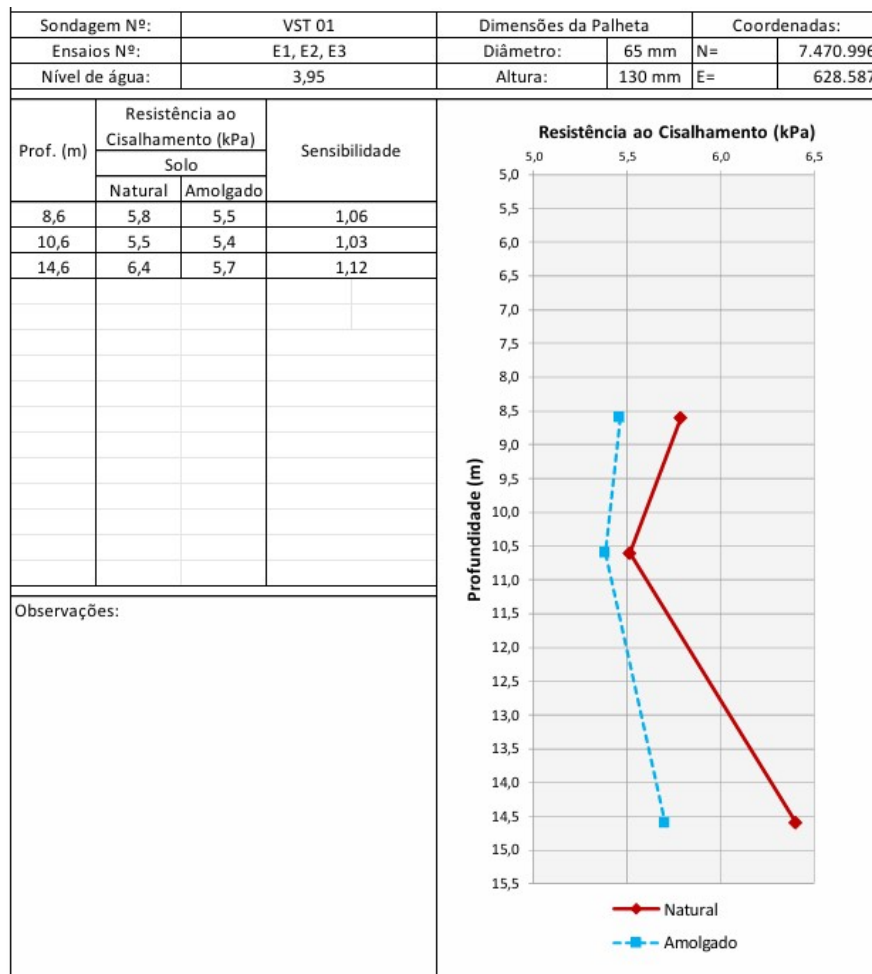
Fonte: Arquivo pessoal (2024).

#### 4.1.2. Ensaio de Palheta na condição pós-rotura

Duas verticais de palheta foram executadas no ensaio. Cada vertical contou com três determinações de  $S_u$  (indefornado) e  $S_u$  (amolgado). Os ensaios foram executados na condição pós-rotura. Os resultados dos dois ensaios realizados podem ser observados nas Figuras 52 e 53. As profundidades referem-se ao topo do aterro com sobrecarga rompido.

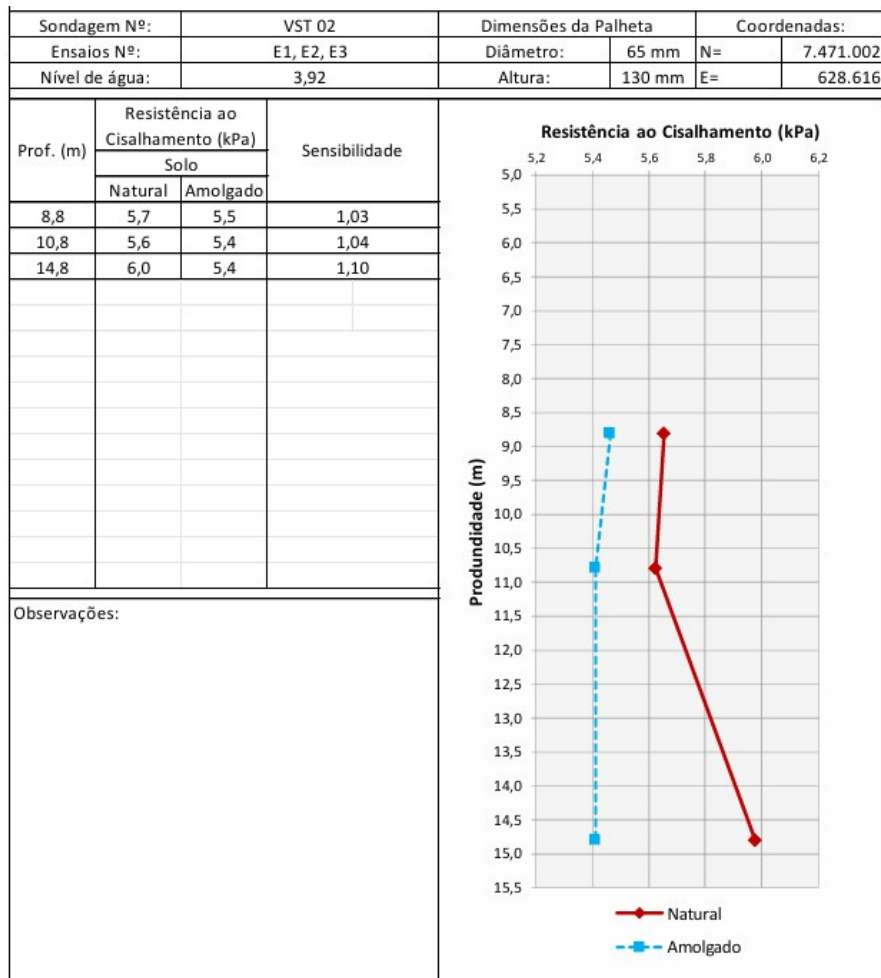
Destaca-se que os resultados apresentados nos perfis de  $S_u$  das Figuras 53 e 54 não foram corrigidos pelo fator  $\mu$ , conforme proposto por Bjerrum (1973) que utiliza o IP (Índice de plasticidade) para tal correção.

Figura 52 – Resultado VST 01



Fonte: Arquivo pessoal (2024).

Figura 53 – Resultado VST 02



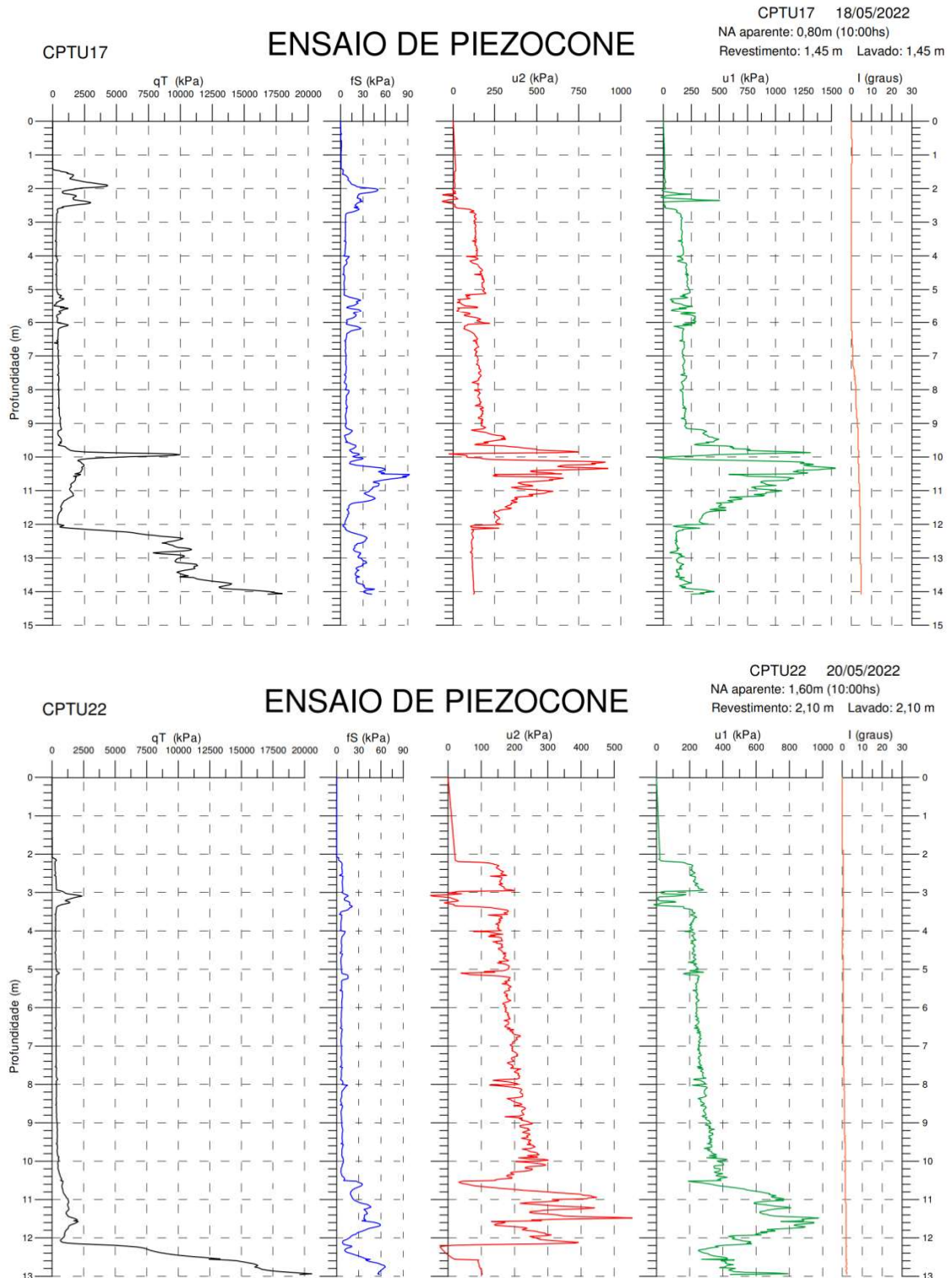
Fonte: Arquivo pessoal (2024).

A partir dos resultados apresentados é possível observar que o depósito de argila mole na condição pós-rotura possui uma sensibilidade muito baixa, sendo muito próxima de 1,0. Isso mostra que a argila é praticamente insensível. Não se espera que tenha havido perda de resistência significativa devido a um processo construtivo, como cravação dos drenos tipo PVD's.

#### 4.1.3. Ensaio CPT e CPTu

Os perfis representados na Figura 54 referem-se ao CPTu17 (estaca 17) e CPTu22 (estaca 22), respectivamente, uma vez que foram executados próximo à área de interesse, conforme mencionado anteriormente.

Figura 54 - Perfil Geotécnico – Ensaios CPTu17 e CPTu22



Fonte: Memorial de Projeto IQS Eng. (2022).

De forma geral, a investigação por meio do ensaio CPTu nas verticais 17 e 22, localizadas nas estacas 17 e 22, evidenciou a presença de uma camada de solo

mole logo abaixo do aterro existente. Essa camada apresenta uma espessura significativa, da ordem de 12,0 metros, o que indica a existência de um perfil compressível e de baixa resistência logo abaixo da fundação do aterro.

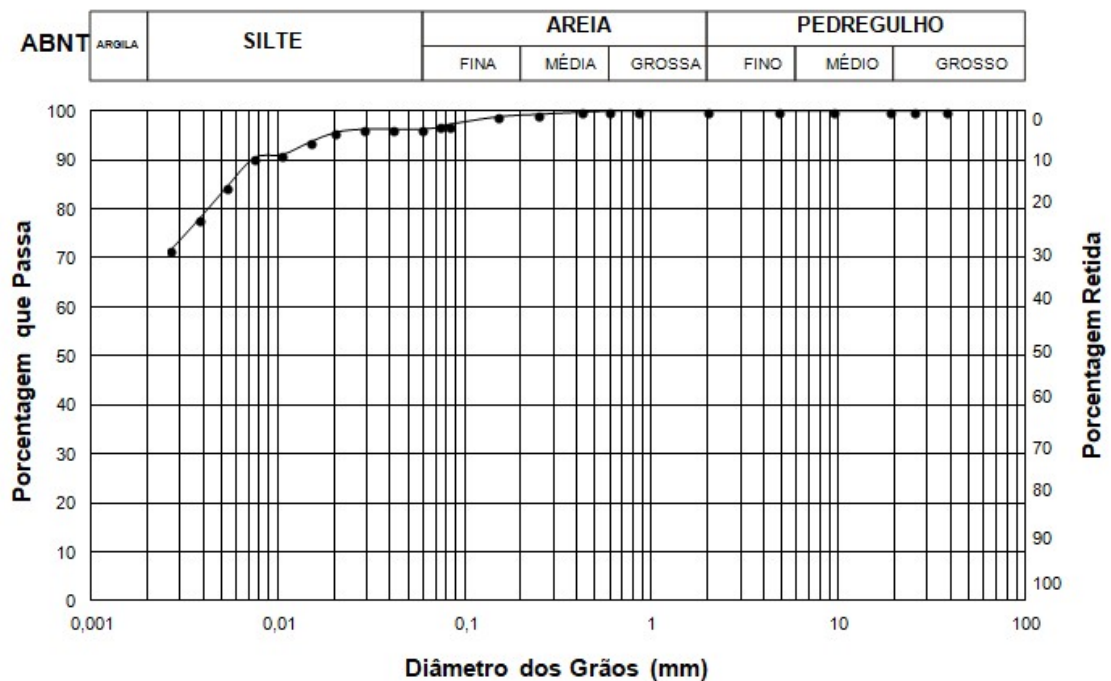
A profundidade identificada sugere que o solo mole pode ter papel determinante no comportamento geotécnico da estrutura, especialmente no que se refere à estabilidade global do aterro e à ocorrência de recalques excessivos. A espessura da camada é compatível com formações argilosas profundas comuns em regiões costeiras e aluviais, sendo uma condição que exige atenção especial em projetos de ampliação ou sobrecarga de aterros existentes.

#### 4.2. Resultados dos ensaios de laboratório na argila mole

##### 4.2.1. Granulometria, Teor de Umidade e Limites de Atterberg

Para a caracterização das amostras de argila mole foram executados ensaios de granulometria de acordo com a norma NBR 7181 (ABNT, 2016). A curva granulométrica obtida após ensaios está representada na Figura 55.

Figura 55 – Curva granulométrica da argila mole



Fonte: Autora (2025).

Observa-se que a curva granulométrica indica que praticamente 100% do material é passante na peneira #200 (0,075 mm), enquadrando o solo como fino. Pela classificação da NBR 6502 (ABNT, 2022) o solo corresponde a uma **argila**, com predominância de partículas menores que 0,002 mm, sem presença significativa de areia ou pedregulho.

A Tabela 13 mostra os resultados obtidos nos ensaios de caracterização. O gráfico apresentado na Figura 56 mostra os resultados obtidos nos ensaios de limites de liquidez e plasticidade em comparação à umidade natural para a argila do solo de fundação, através dos quais pode-se classificar o solo como **argila mole e muito mole**.

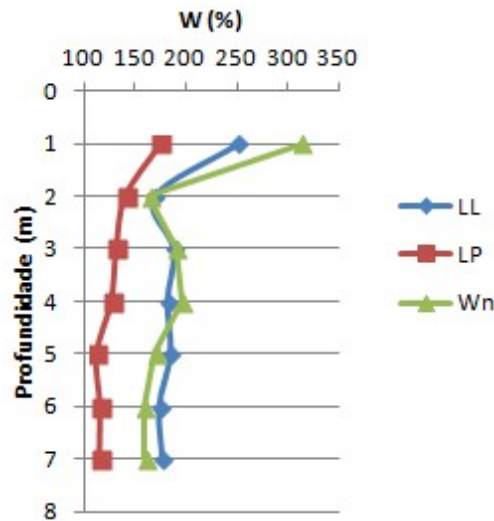
Tabela 13 – Teor de umidade natural e limites de consistência

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	wnat(%)	IC
1,0	250	174,81	75,19	313,40	-0,84
2,0	170	140,63	29,37	163,68	0,22
3,0	188	132,03	55,97	190,12	-0,04
4,0	182	127,12	54,88	196,21	-0,26
5,0	185	112,92	72,08	169,91	0,21
6,0	174	116,17	57,83	159,57	0,25
7,0	177	115,59	61,41	160,24	0,27

Fonte: Autora (2025).

É possível observar, conforme os gráficos na Figura 56, que a umidade da camada mais próxima à superfície é de 310% para a camada argila-arenosa. Para as camadas mais profundas verifica-se um teor de umidade entre 160% e 200%. Os valores de LL e LP estão compreendidos entre 250% e 170% e entre 174% e 115% respectivamente.

Figura 56 – Comparação da umidade natural (%) e Limites de Atterberg (%)



Fonte: Autora (2025).

Para determinação dos índices de plasticidade (IP) das amostras, adotou-se as prerrogativas estabelecidas nas normas apresentadas na Tabela 13. Esses limites referem-se à umidade do solo em dois estágios, onde o LL representa o teor de umidade no qual o solo passa do estado plástico para o estado líquido. Já o LP é o teor de umidade abaixo do qual a argila perde sua plasticidade e se torna quebradiça. A partir dos valores obtidos para LL e LP, calcula-se o Índice de Plasticidade (IP) do solo, conforme expressa a Equação 23.

$$IP = LL - LP \quad (23)$$

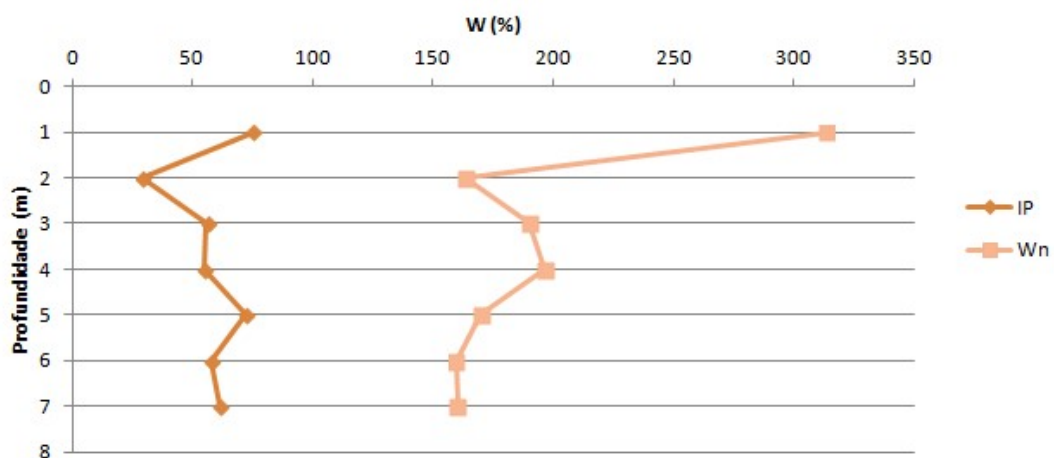
Conforme análise dos resultados, o material do local de estudo foi classificado como **altamente plástico** (Caputo, 1988), apresentando um valor de IP médio igual a 58, variando entre 76 a 61. A Tabela 14 apresenta a classificação do solo conforme os valores de IP. Já o gráfico apresentado na Figura 57 mostra o comparativo do índice de plasticidade e a umidade natural (%) em relação às profundidades analisadas. O índice de plasticidade variou de 75% a 61%.

Tabela 14 - Classificação dos solos quanto à plasticidade de acordo com o IP

Tipo de solo	Índice de plasticidade (IP)
Fracamente plástico	$1 < IP < 7$
Medianamente plástico	$7 < IP < 15$
Altamente plástico	$IP > 15$

Fonte: Adaptado de Caputo (1988).

Figura 57 – Comparação entre índice de plasticidade e umidade natural do solo (%)



Fonte: Autora (2025).

#### 4.2.2. Densidade Real dos Grãos

Conforme apresentado no capítulo anterior, os ensaios de campo permitiram a obtenção de amostras provenientes de sete camadas de solo, correspondentes a profundidades de até sete metros. Com esse material foram realizados três ensaios para determinação da densidade real dos grãos, resultando em três valores para cada profundidade analisada. Para este trabalho, adotou-se como valor final a média de pelo menos dois ensaios cujos resultados foram considerados satisfatórios, conforme apresentado na Tabela 15.

Salienta-se que devido às limitações do ensaio, face características do material argiloso, foi adotada uma diferença de  $0,03 \text{ g/cm}^3$  entre os resultados considerados satisfatórios.

Os ensaios apresentaram valor médio de  $2,491 \text{ g/cm}^3$ . Baixos valores de  $\rho_s$  são em geral associados a elevados teores de matéria orgânica (Marques *et al.*,

2008). Conforme Marques *et al.* (2008), os valores de  $\rho_s$  para argilas são da ordem de  $2,7 \text{ g/cm}^3$ .

Tabela 15 – Massa específica do solo de fundação

Profundidade (m)	$\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )
1,0	2,465
2,0	2,358
3,0	2,512
4,0	2,469
5,0	2,559
6,0	2,437
7,0	2,638

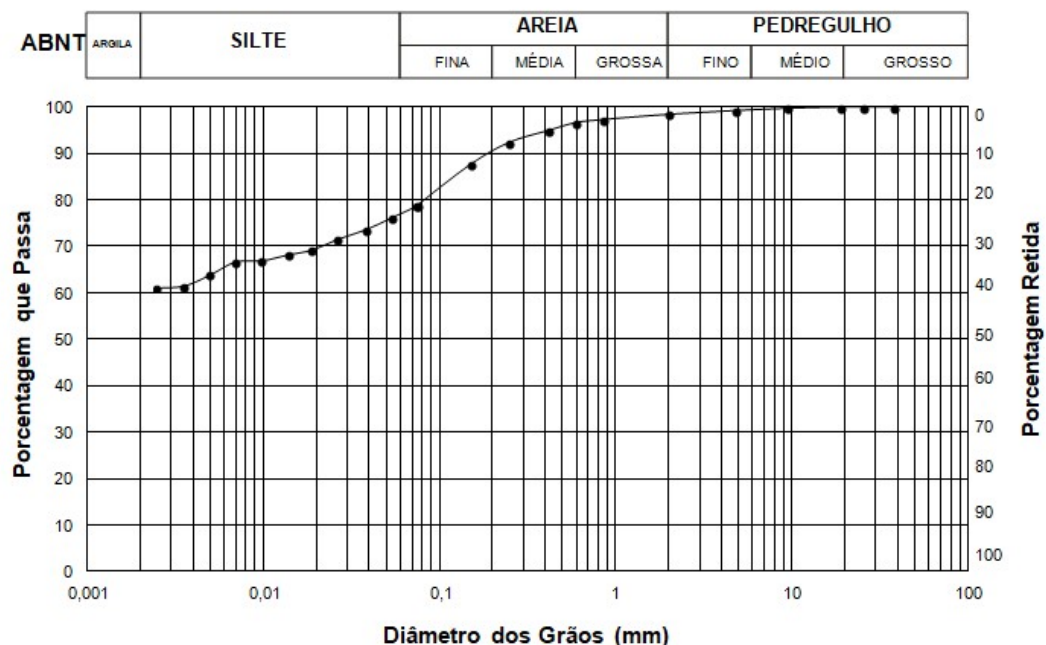
Fonte: Autora (2024).

#### 4.3. Resultados de caracterização e resistência no material do aterro

##### 4.3.1. Granulometria

Para a caracterização das amostras do solo do aterro foi executado o ensaio de granulometria de acordo com a norma NBR 7181 (ABNT, 2016). A curva granulométrica obtida após ensaios está representada na Figura 58.

Figura 58 – Curva granulométrica do solo do aterro



Fonte: Autora (2025).

A curva granulométrica mostra que cerca de 70% do material é passante na peneira #200 (0,075mm), classificando o solo como **fino**. A fração arenosa representa aproximadamente 30%, e não há presença de pedregulho. De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022), o solo pode ser descrito como **argilo-arenoso**.

#### 4.3.2. Cisalhamento direto

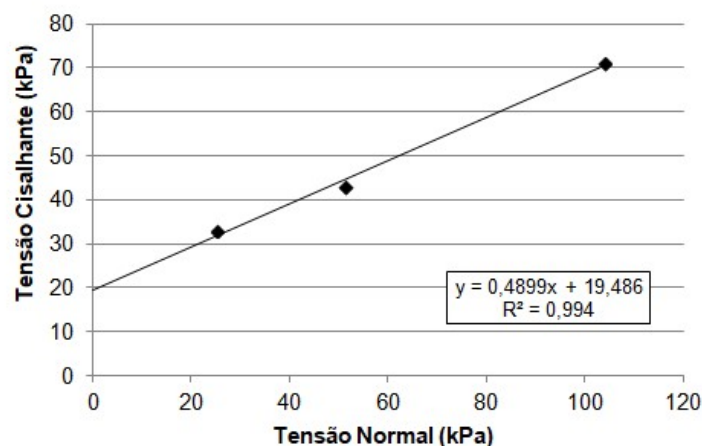
A partir do critério de análise dos resultados do ensaio de cisalhamento direto, cujos valores de tensão cisalhante adotados são os máximos atingidos para determinação da condição de pico, estão apresentados na Tabela 16 os valores de  $\sigma_v$  e  $\tau$  na condição de pico (ruptura). Já a Tabela 17 apresenta os valores de coesão e ângulo de atrito definidos a partir do gráfico da Figura 59, que por sua vez ilustra a envoltória de resistência ao cisalhamento, obtendo valores finais de aproximadamente 26,1 graus para o ângulo de atrito e 19,5 kPa para a coesão.

Tabela 16 – Envoltória de resistência

$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_v$ na ruptura (kPa)	$\tau$ na ruptura (kPa)	$\tau/\sigma$
25	25,438	33,108	1,302
50	51,487	42,975	0,835
100	104,106	71,063	0,683

Fonte: Autora (2025).

Figura 59 – Envoltória de resistência ao cisalhamento na condição saturada e de pico



Fonte: Autora (2025).

Tabela 17 – Parâmetros de resistência efetivos ao cisalhamento direto na condição de pico

$\phi'$ =	26,1	graus
$c'$ =	19,5	kPa

Fonte: Autora (2025).

#### 4.4. Determinação da resistência não drenada ( $S_u$ )

Anteriormente à construção do aterro foram efetuadas três verticais de CPTu. Nestas verticais foram efetuados ensaios de dissipação de poro pressão, conforme indica a Tabela18. Os ensaios foram executados nas estacas 17 e 22.

Tabela 18- Resumo dos Ensaio de Dissipação

Ensaio de dissipação	Profundidade (m)	Duração (s)
CPTu17- DP1	4,00	14400
CPTu17- DP2	8,00	28800
CPTu17- DP3	10,50	3000
CPTu17- DP4	12,01	3600
CPTu17- DP5	14,08	900
CPTu22 - DP1	3,99	7200
CPTu22 - DP2	8,00	14400
CPTu22 - DP3	10,50	3900
CPTu22 - DP4	12,96	900

Fonte: Memorial de Projeto IQS Eng. (2022).

No Capítulo 2 foi apresentada a equação de Mantaras *et al.* (2015) para a determinação da resistência não drenada do solo ( $S_u$ ) a partir do resultado dos ensaios de dissipação. Para a Equação 3 mostrada anteriormente e  $I_r=100$ , conforme Mantaras *et al.* (2015), tem-se o valor de  $S_u$  conforme a Tabela 19.

Tabela 19 - Resumo do resultado de  $S_u$ 

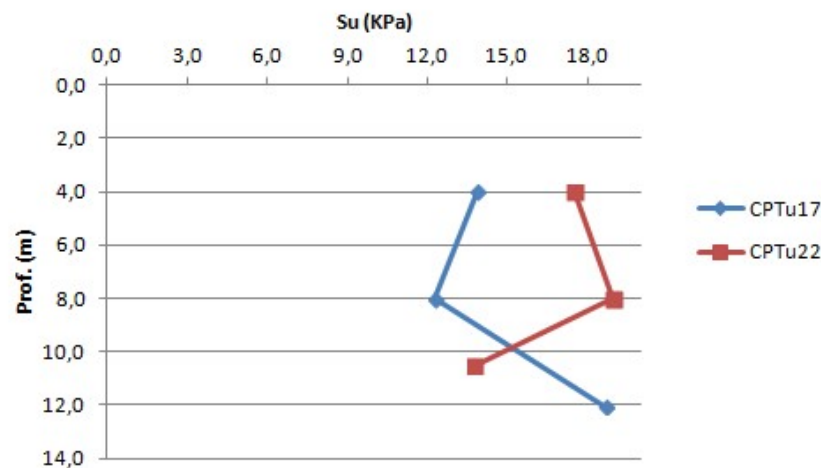
CPTu	Profundidade (m)	N.A (m)	$u_0$ (KPa)	$u_{2max}$ (KPa)	$\Delta u$ (KPa)	$S_u$ (KPa)
17	DCP1	4,00	0,80	32,00	148,21	13,83
	DCP2	8,00	0,80	72,00	175,21	12,29
	DCP3	10,50	0,80	97,00	862,10	91,08
	DCP4	12,01	0,80	112,10	268,71	18,64
	DCP5	14,08	0,80	132,80	124,84	-7,96
22	DCP1	3,99	1,60	23,90	171,04	17,52
	DCP2	8,00	1,60	64,00	223,23	18,96
	DCP3	10,50	1,60	89,00	204,56	13,76
	DCP4	12,96	1,60	113,60	103,28	-10,32

Fonte: Autora (2025).

Observa-se que os valores de  $S_u$  obtidos para o CPTu 17 nas profundidades de 10,50 m e 14,08 m (DP3 e DP5) não estão condizentes com os demais valores encontrados, assim como a profundidade 12,96 m (DP4) para o CPTu 22. Isto pode ser explicado pela má execução do ensaio, ou a presença de lentes de areia. Desta forma serão excluídos da análise os valores do CPTu17, nas profundidades de 10,50 m e 14,08 m. Também será excluído o valor do CPTu22 relativo à profundidade de 12,96 m.

Para a realização das análises (I e II) de FS serão adotados dois perfis diferentes, considerando os valores de  $S_u$  obtidos. O gráfico apresentado na Figura 60 mostra os valores de  $S_u$  obtidos para a condição indeformada das argilas.

Figura 60 – Gráfico com os valores obtidos para  $S_u$  por ensaio de dissipação



Fonte: Autora (2025).

#### 4.5. Análises de estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas com o auxílio do *software* Slide, utilizando a metodologia de equilíbrio limite, na verificação circular. A opção por esse método decorre da disponibilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos para o estudo, uma vez que não havia informações complementares para a aplicação de análises pelo método dos elementos finitos, como parâmetros de deformabilidade do solo, a exemplo do módulo de elasticidade. Os métodos de Morgenstern-Price e Spencer foram adotados para a determinação dos fatores de segurança (FS), por serem métodos de equilíbrio limite amplamente empregados em análises de estabilidade de taludes.

Conforme os estudos de Massad (2010), Almeida e Marques (2010), os depósitos de argilas moles do estado do Rio de Janeiro apresentam valores de peso específico *in situ* ( $\gamma_{nat}$ ) variando, de maneira geral, entre 10 e 15 kN/m<sup>3</sup>. Segundo os autores, os valores mais representativos situam-se entre 12 e 14 kN/m<sup>3</sup>, podendo sofrer variações em função das características locais do depósito, especialmente em razão da presença de camadas de turfa e de sedimentos mais grosseiros intercalados ao material argiloso.

Considerando as características geotécnicas do local analisado e tomando como referência os intervalos usualmente adotados na literatura técnica para esse tipo de material, foi adotado, nas análises desenvolvidas neste trabalho, o valor de  $\gamma_{nat} = 14$  kN/m<sup>3</sup> para a argila mole de fundação.

Os parâmetros geotécnicos de entrada empregados nas análises circulares de estabilidade realizadas no *software* Slide são apresentados na Tabela 20, tendo sido definidos com base nas determinações obtidas nas premissas adotadas para a modelagem:

Tabela 20 – Parâmetros geotécnicos de entrada

<b>SOLO DO ATERRO</b>	
Ângulo de atrito:	$\Phi' = 26,1^\circ$
Coesão:	$c' = 19,5 \text{ kPa}$
Peso específico:	$\gamma_{\text{at}} = 19 \text{ kN/m}^3$
<b>SOLO DO COLCHÃO DRENANTE</b>	
Ângulo de atrito:	$\Phi' = 30^\circ$
Coesão:	$c' = 0 \text{ kPa}$
Peso específico:	$\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Espessura da camada:	0,5 m
<b>SOLO DE FUNDAÇÃO (ARGILA MOLE E MUITO MOLE)</b>	
Peso específico da argila de fundação:	$\gamma_{\text{nat}} = 14 \text{ kN/m}^3$
Camada 1: $S_u = 13,83 \text{ kPa}$	Espessura da camada: 4,0 m
Camada 2: $S_u = 12,29 \text{ kPa}$	Espessura da camada: 4,0 m
Camada 3: $S_u = 13,76 \text{ kPa}$	Espessura da camada: 2,5 m
Camada 4: $S_u = 18,64 \text{ kPa}$	Espessura da camada: 1,51 m
<b>SOLO DAS CAMADAS MAIS PROFUNDAS (AREIA FINA E MÉDIA)</b>	
Ângulo de atrito:	$\Phi' = 30^\circ$
Coesão:	$c' = 0 \text{ kPa}$
Peso específico:	$\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$

Fonte: Autora (2025).

Para o solo do aterro, foram considerados  $\varphi' = 26,1^\circ$ ,  $c' = 19,5 \text{ kPa}$  e  $\gamma_{\text{nat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ . Esses valores indicam que o material apresenta resistência ao cisalhamento resultante tanto do atrito entre as partículas quanto da coesão aparente associada ao processo de compactação. Já para o solo do colchão drenante, adotou-se  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$  e  $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ , parâmetros típicos de materiais granulares, nos quais a resistência é predominantemente controlada pelo atrito entre os grãos.

Para o solo de fundação, constituído por argila mole e muito mole, foi adotado peso específico natural igual a  $14 \text{ kN/m}^3$ . Nesse caso, a análise foi realizada considerando a resistência não drenada ( $S_u$ ), cuja variação ao longo da profundidade foi definida com base nos resultados apresentados na Tabela 20. Esse parâmetro é especialmente importante para avaliar o comportamento de argilas saturadas submetidas a carregamentos rápidos, nos quais não ocorre dissipação imediata da poropressão.

Para as camadas mais profundas, compostas por areia fina e média, foram adotados  $\varphi' = 30^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$  e  $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ , representando o comportamento típico de solos granulares, caracterizados pela ausência de coesão e pela predominância da resistência por atrito entre partículas.



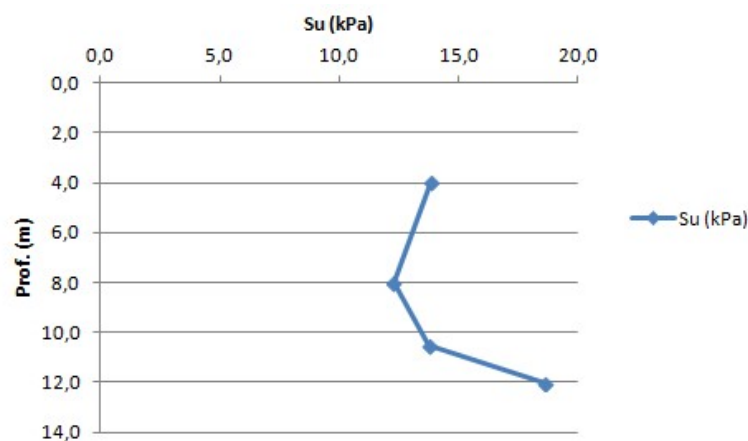
Dessa forma, foram adotadas as seguintes premissas com relação às análises de estabilidade realizadas nesta etapa:

- A superfície do aterro e do solo de fundação foi considerada plana;
- Os efeitos associados à presença de geodrenos não foram considerados na análise, isto é, não foi considerado ganho de resistência não drenada,  $S_u$ , com o tempo;
- As análises foram efetuadas para o perfil de  $S_u$  obtido pela vertical de CPTu 17 (Análise I) e CPTu 22 (Análise II), sendo que no perfil do CPTu 22 o valor de  $S_u$  para 12,0 m foi tomado com base no perfil do CPTu 17;
- As análises foram conduzidas considerando os centros dos círculos de ruptura como estando do lado esquerdo do aterro com sobrecarga, conforme configuração de ruptura verificada em campo;
- O fator de segurança para estabilidade de taludes foi definido com base na Norma DNIT 381/2022, resultando nos seguintes valores:
  - FS global para cortes e aterros a longo prazo: 1,5
  - FS global para final de construção: 1,3
  - FS global para etapa construtiva: 1,2

#### 4.5.1.1. Análise I

A análise I foi realizada considerando os valores de  $S_u$  obtidos a partir do resultado do ensaio de CPTu17, conforme perfil apresentado na Figura 62.

Figura 62 – Perfil de  $S_u$  considerado na análise I de estabilidade

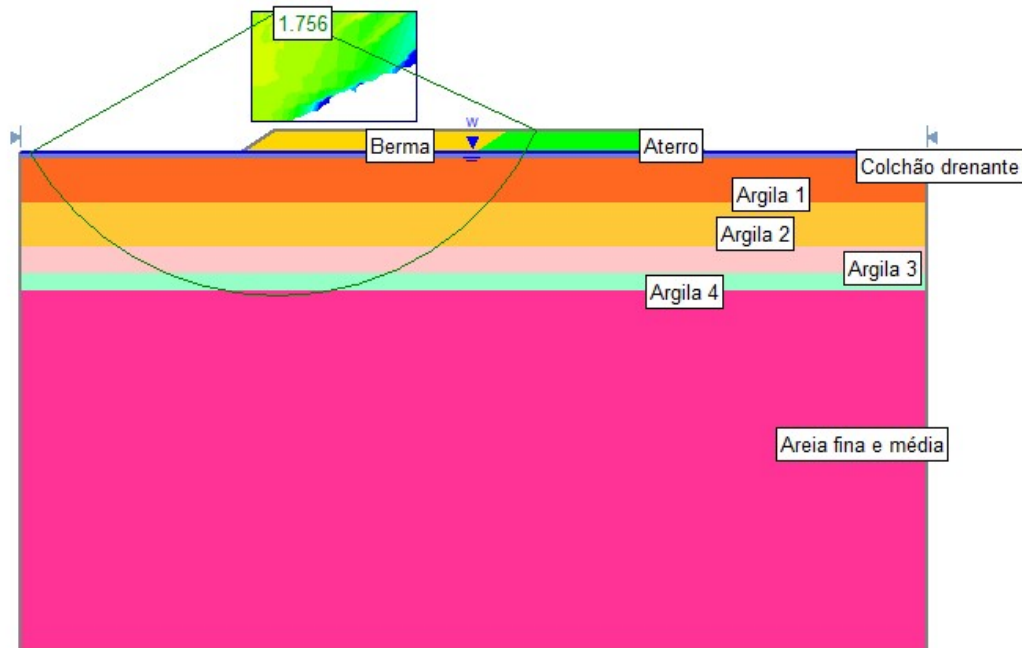


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m (sem sobrecarga)

Na primeira análise, o fator de segurança global obtido foi de 1,76, caracterizando uma condição de estabilidade. O modelo indica que a zona crítica se encontra na interface entre o aterro/berma e nas argilas das camadas superiores. A presença do colchão drenante e da berma mostrou-se determinante para o desempenho global, contribuindo para o alto FS. A Figura 63 mostra os resultados da análise do lado esquerdo do perfil, local onde ocorreu a ruptura do aterro.

Figura 63 - Análise do aterro com  $h=2,0$  m (sem sobrecarga) – FS por Morgenstern-Price

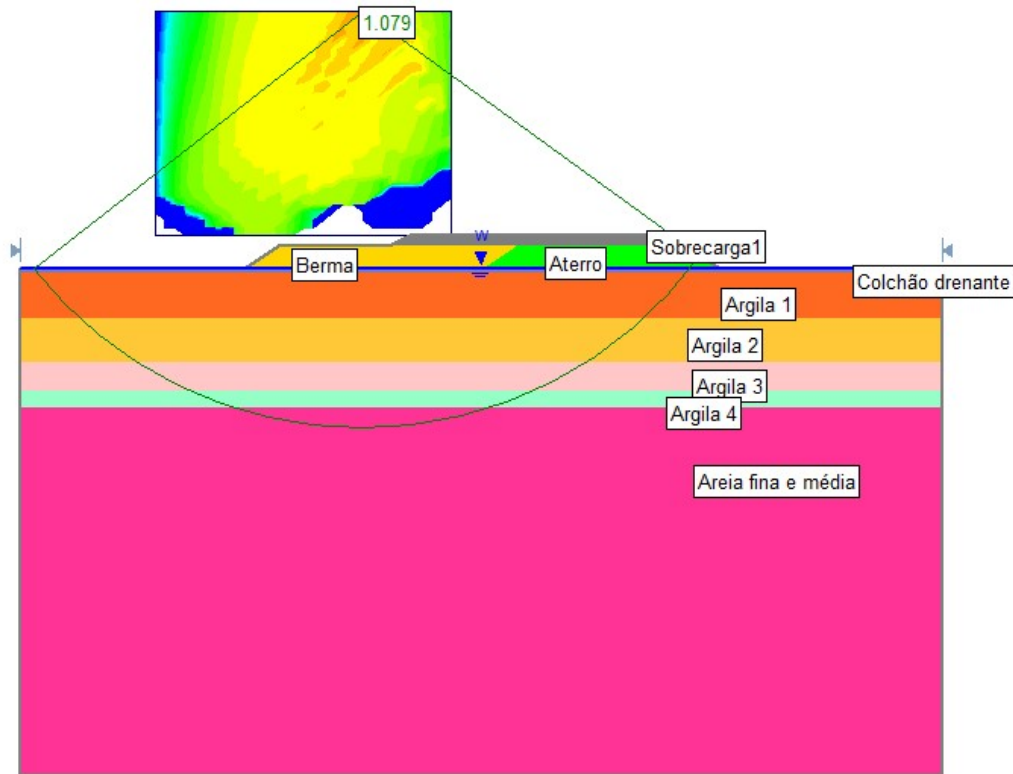


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 1,0$  m

Com a aplicação da sobrecarga de  $h=1,0$  m, o fator de segurança passou a 1,08 (Figura 64), indicando uma redução significativa em comparação ao cenário sem sobrecarga.

Figura 64 - Análise do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=1,0$  m – FS por Morgenstern-Price

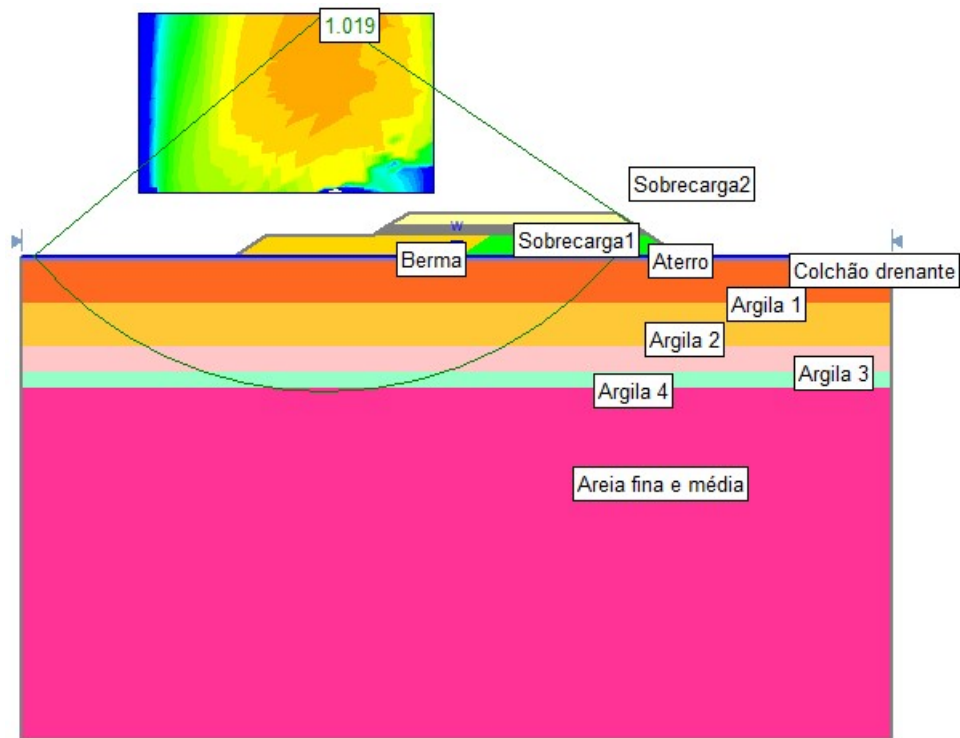


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 2,0$  m

No cenário com a aplicação de duas sobrecargas ( $h=2,0$  m) sobre o aterro, o FS global obtido foi de 1,02, indicando uma condição muito próxima à rotura. A superfície crítica continua próxima à berma, porém sua profundidade e extensão foram maiores se comparado aos outros cenários, como pode ser observado na Figura 65. Observa-se que para este estágio de sobrecarga o fator de segurança (FS) é inferior a 1,20, que é o FS mínimo relativo ao estágio construtivo.

Figura 65 - Análise do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=2,0$  m – FS por Morgenstern-Price

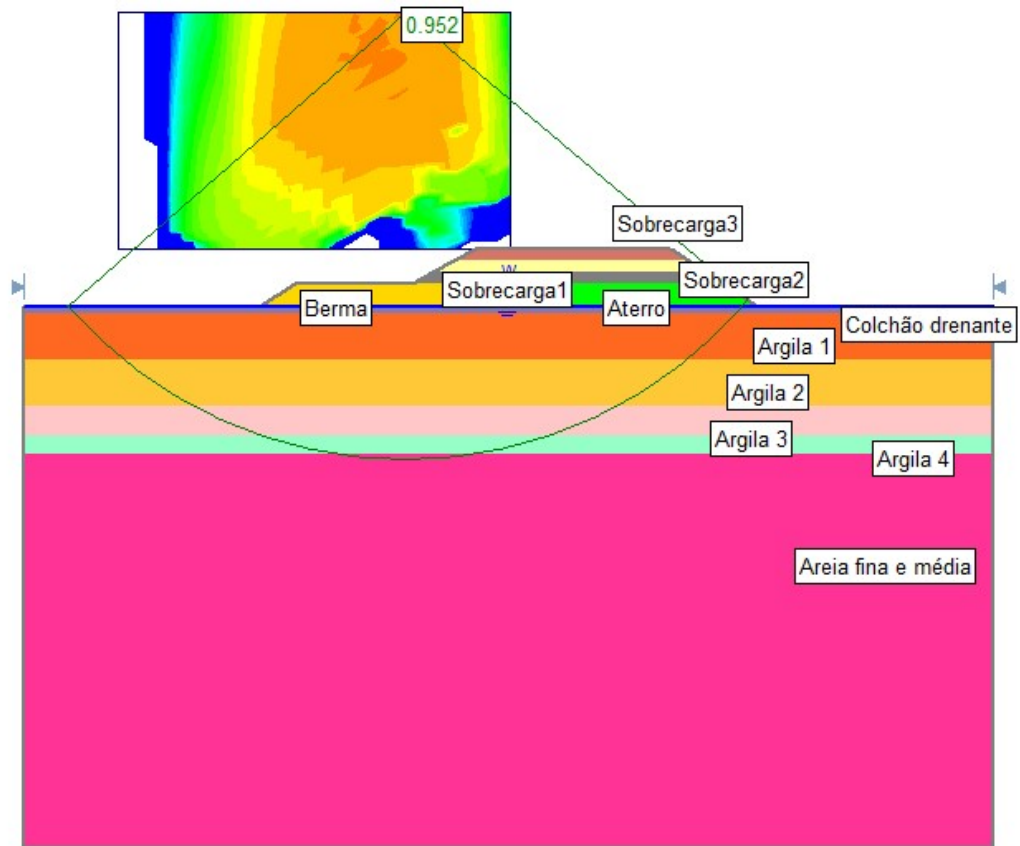


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 3,0$  m

No quarto cenário, o fator de segurança caiu para 0,95, o que caracteriza rotura. Nessa condição, a estrutura não atende a nenhum dos critérios de segurança e estabilidade recomendados em normas específicas. O cenário 4 pode ser observado na Figura 66.

Figura 66 - Análise 4 do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=3,0$  m – FS por Morgenstern-Price

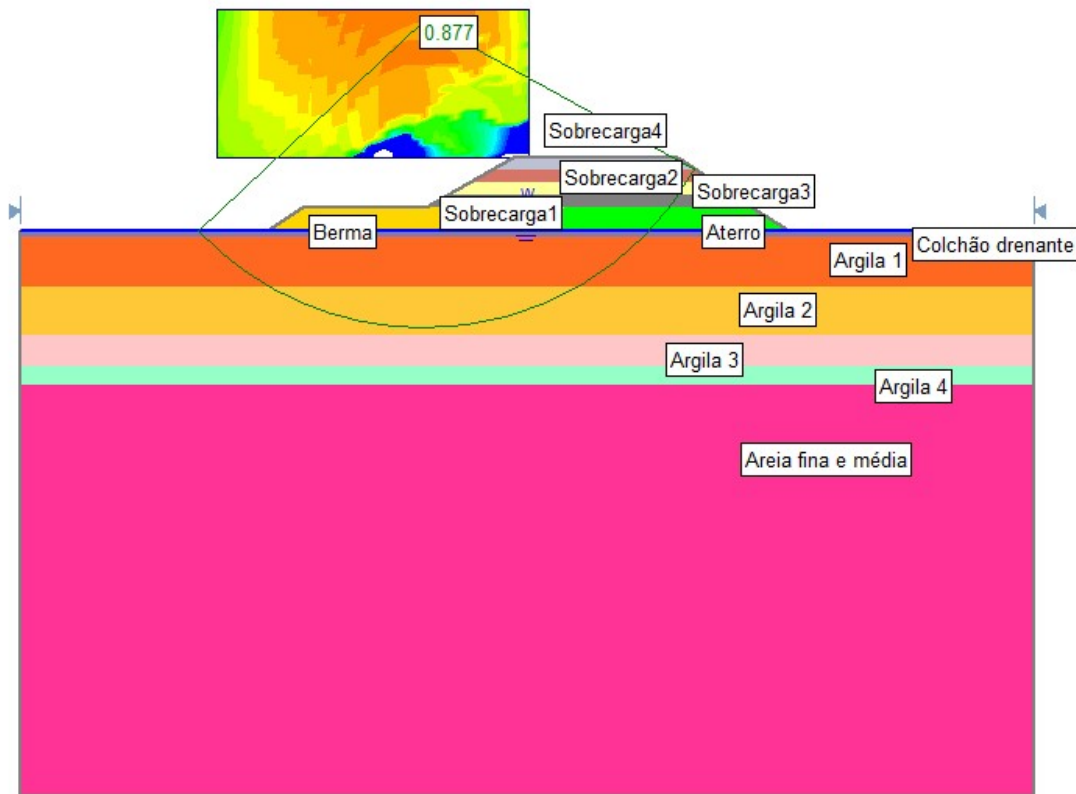


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 4,0$  m

No quinto cenário, com quatro sobrecargas de  $1,0$  m ( $h=4,0$  m), o fator de segurança reduziu ainda mais, atingindo  $0,88$ , indicando falha estrutural do conjunto aterro-fundação. Os resultados para o FS obtido podem ser observados na Figura 67.

Figura 67 - Análise 5 do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=4,0$  m – FS por Morgenstern-Price



Fonte: Autora (2025).

Observa-se que os resultados obtidos para análises de estabilidade considerando os resultados de resistência não drenada provenientes exclusivamente do CPTu 17 mostram que o aterro não atingiria os estágios 3 e 4 de sobrecarga. Isto não se verificou em campo, sendo que o aterro atingiu o estágio 4 de sobrecarga e logo em seguida rompeu.

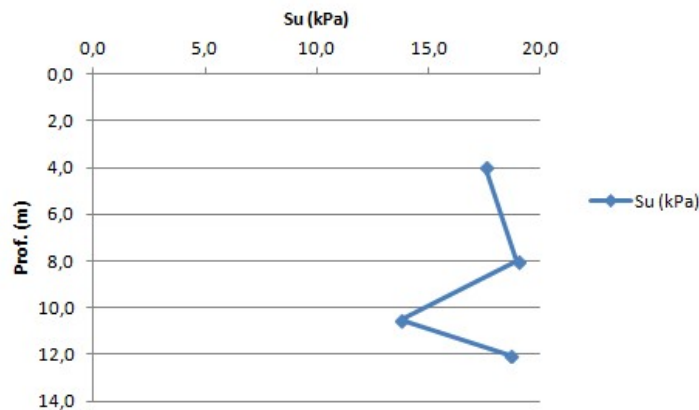
O item 4.5.1.2 apresenta as mesmas análises de estabilidade, porém considerando o perfil de  $S_u$  proveniente do CPTu 22 (com o  $S_u$  a 12,0 m de profundidade proveniente do CPTu 17).

#### 4.5.1.2. Análise II

A análise II foi realizada considerando os valores de  $S_u$  obtidos a partir do resultado do ensaio CPTu22, conforme o perfil mostrado na Figura 68. É possível observar que os valores de  $S_u$  são relativamente maiores do que os valores de CPTu17. Observa-se ainda que o valor de  $S_u$  para a profundidade de 12,0 m foi

considerando como sendo o valor originário do CPTu17 pelo fato de que o ensaio de dissipação de poropressão mais profundo realizado na vertical CPTu22 não atingiu esta profundidade.

Figura 68 – Perfil de  $S_u$  considerado na análise II de estabilidade

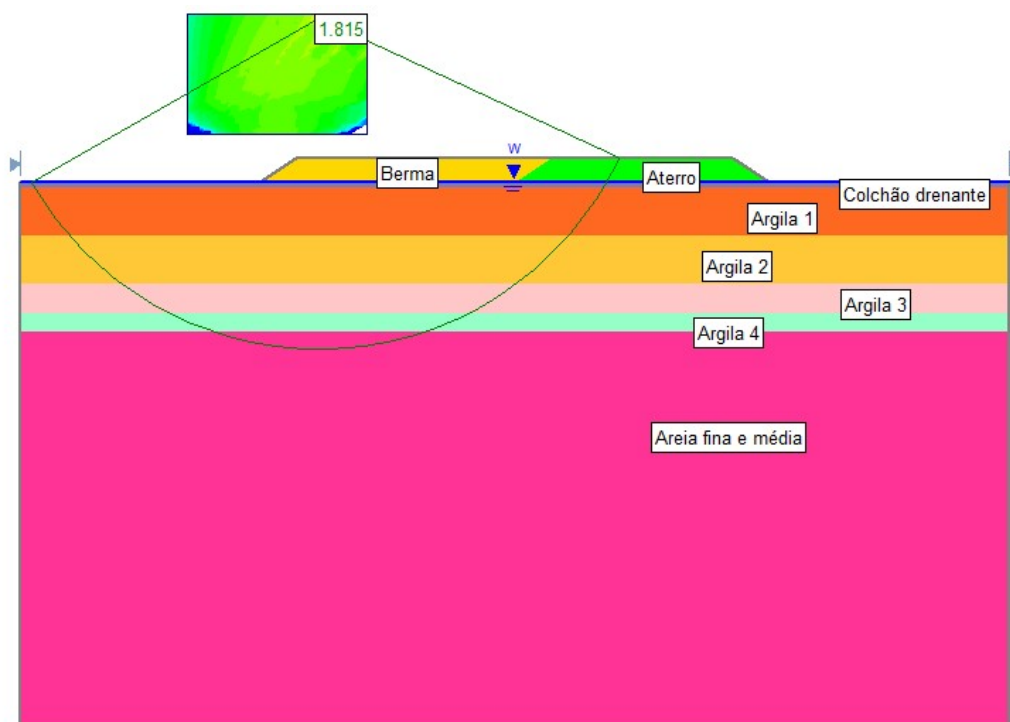


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m (sem sobrecarga)

O fator de segurança obtido após a construção do aterro e sem sobrecarga foi de 1,81. Esse valor representa uma condição de alta estabilidade, bem acima do limite mínimo recomendado para etapa construtiva ( $FS \geq 1,20$ ) e para condição de fim de obra e longo prazo ( $FS \geq 1,5$ ). A superfície de ruptura crítica manteve um formato circular, com saída próxima à berma, semelhante ao observado no primeiro conjunto de análises, porém apresentando um desempenho significativamente mais favorável devido ao incremento da resistência não drenada. A Figura 69 mostra os resultados da análise do lado esquerdo do perfil, local onde ocorreu a ruptura do aterro.

Figura 69 – Análise do aterro com  $h=2,0$  m (sem sobrecarga) – FS por Morgenstern-Price



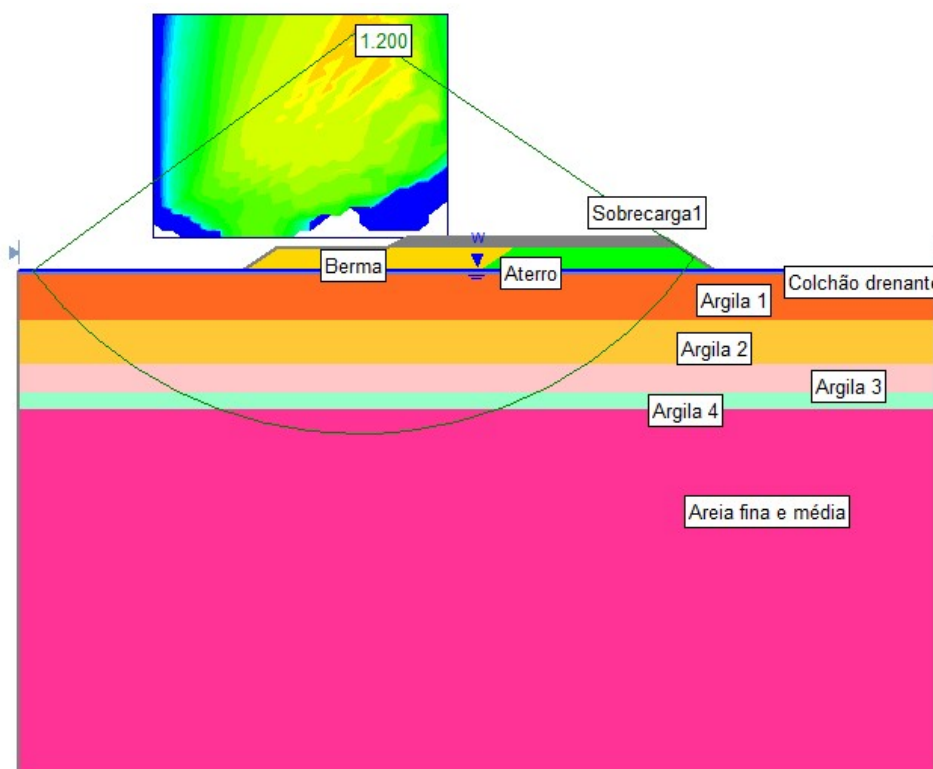
Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 1,0$  m

O fator de segurança obtido foi de 1,20, indicando uma redução de FS em relação ao cenário inicial ( $FS = 2,47$ ), devido à aplicação da sobrecarga. Apesar da diminuição, o valor ainda se mantém no limite de segurança recomendado para a fase de estágio de construção ( $FS \geq 1,20$ ), o que garante estabilidade satisfatória para a condição analisada.

O resultado evidencia a sensibilidade da fundação em solo mole ao acréscimo de carregamentos superficiais, reforçando a necessidade de considerar esses cenários no dimensionamento (Figura 70).

Figura 70 - Análise do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $1,0$  m – FS por Morgenstern-Price



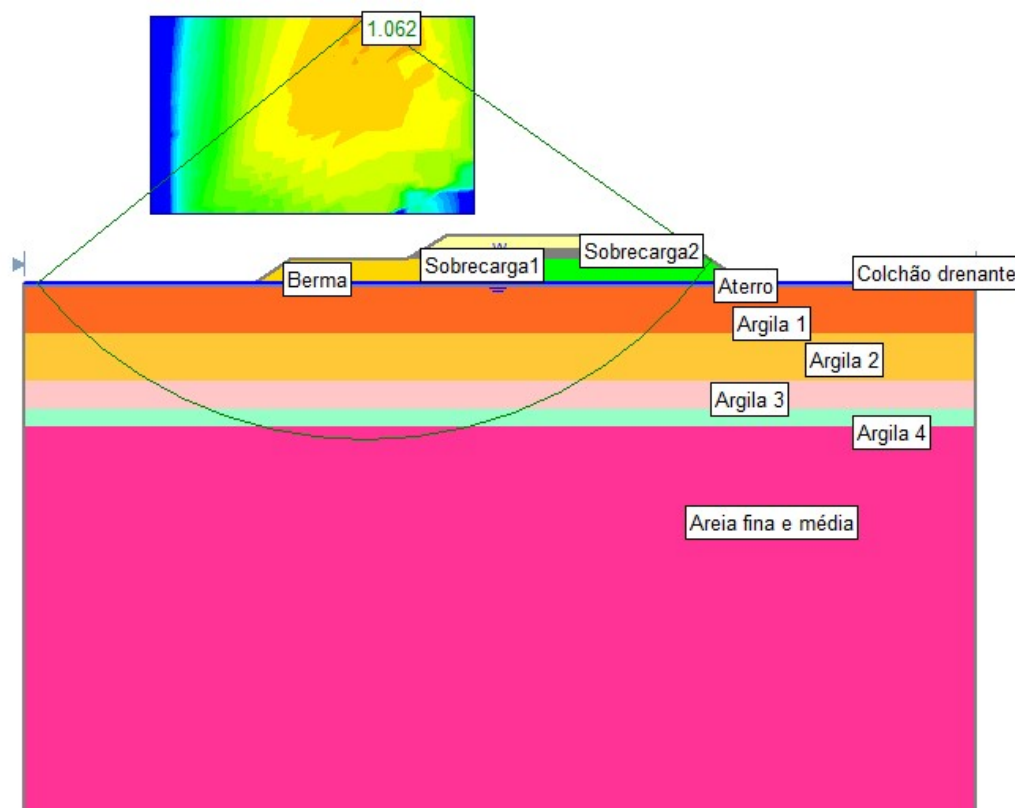
Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 2,0$  m

O fator de segurança encontrado para o fim de construção da segunda sobrecarga foi de 1,06, mostrando uma redução significativa em comparação aos cenários anteriores.

A superfície de ruptura crítica permanece com trajetória circular, atravessando a região da berma e atingindo a região próxima às sobrecargas aplicadas. Isso evidencia que o acréscimo progressivo de cargas superficiais atua diretamente na diminuição da resistência global do sistema, aproximando a estrutura de uma situação de instabilidade (Figura 71).

Figura 71 - Análise do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=2,0$  m – FS por Morgenstern-Price

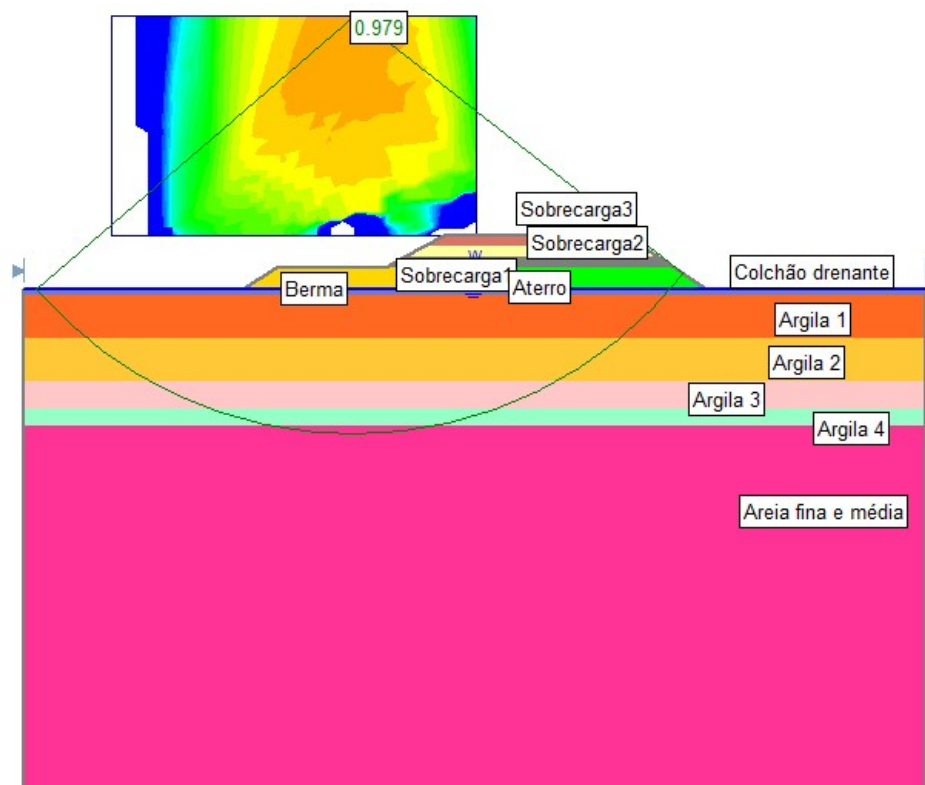


Fonte: Autora (2025).

- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 3,0$  m

Na quarta análise, correspondendo à terceira etapa de carregamento de sobrecarga, o valor de FS obtido foi de 0,98, está abaixo de 1,20, indicando que o FS é insuficiente. A superfície crítica segue circular, próximo a berma/aterro, exatamente sob a região das sobrecargas, mostrando forte influência dessas cargas no mecanismo de ruptura, de acordo com a Figura 72.

Figura 72 - Análise 4 do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=3,0$  m – FS por Morgenstern-Price



Fonte: Autora (2025).

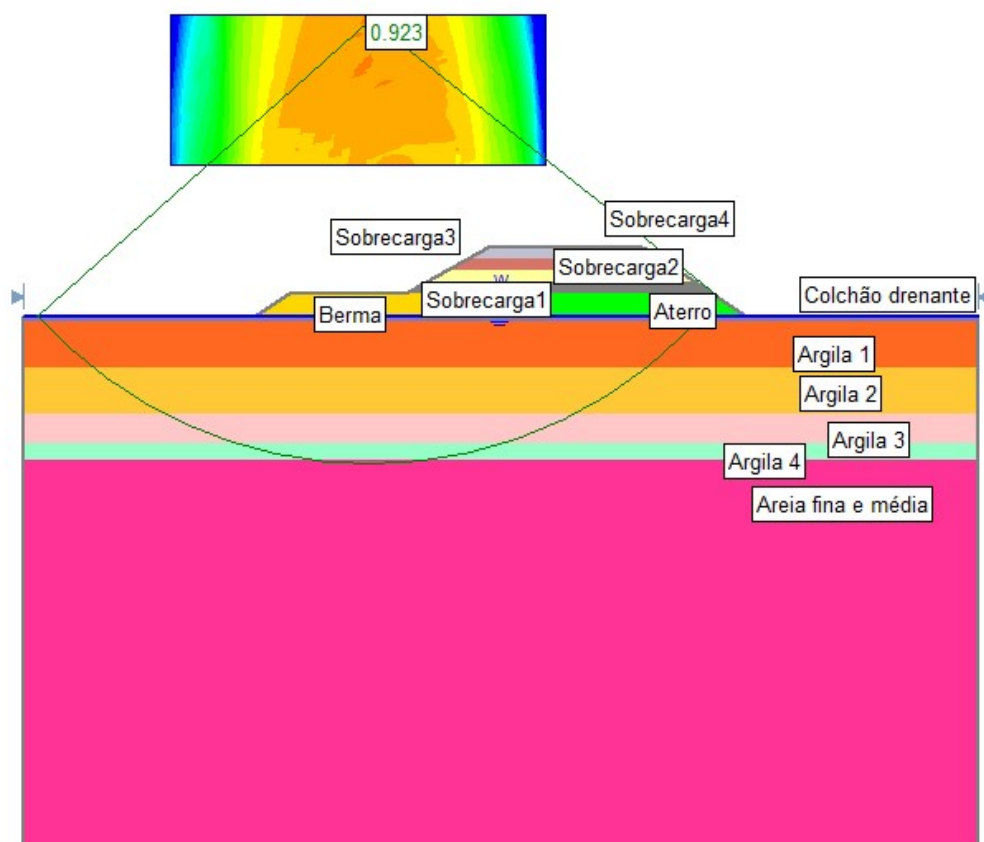
- Aterro com  $h = 2,0$  m e sobrecarga de  $h = 4,0$  m

Na etapa final, quarta etapa de carregamento da sobrecarga o FS de 0,92 caracterizando a ruptura. A superfície crítica segue o padrão circular, interceptando a berma e atingindo a região central do aterro, exatamente sob a influência das sobrecargas aplicadas.

A progressiva redução do fator de segurança demonstra que o acréscimo sucessivo de cargas superficiais compromete severamente a estabilidade global do maciço. O resultado para o FS obtido nessa etapa pode ser observado na Figura 73.

De fato, em campo foi atingida a quarta etapa de construção de sobrecarga, sendo que em seguida houve a ruptura da fundação. Dessa forma, entende-se que não houve tempo para dissipação das poropressões e conseqüente ganho de resistência não drenada com o tempo.

Figura 73 - Análise 5 do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=4,0$  m – FS por Morgenstern-Price



Fonte: Autora (2025).

#### 4.5.1.3. Conclusões das Análises sem ganho de $S_u$ com o tempo

A evolução dos fatores de segurança ao longo dos carregamentos sucessivos demonstrou uma tendência de redução do fator de segurança contra rotura com a progressiva construção das quatro etapas de sobrecarga.

A modelagem indicou o comportamento progressivo até o colapso e reforça a importância de considerar os critérios da norma de estabilidade de aterros rodoviários (DNIT 381/22 – PRO) não apenas como limites teóricos, mas como ferramenta fundamental de prevenção em campo.

A análise comparativa entre os dois cenários de resistência não drenada (perfil de  $S_u$  a partir do CPTu 17 e perfil de  $S_u$  a partir do CPTu 22) mostra que o cenário com perfil de  $S_u$  derivado do CPTu 17 representa melhor o observado em campo, que foi a ocorrência da rotura da fundação logo após se atingir a quarta

etapa de construção da sobrecarga temporária. Nessa condição a altura do aterro ( $h = 2,0$  m) foi acrescida de mais 4,0 metros.

Na análise com  $S_u$  proveniente do CPTu 17, apenas a condição com sem sobrecarga apresentou  $FS \geq 1,20$ , que corresponde ao FS mínimo para etapa construtiva de curto prazo. A partir da primeira sobrecarga, os valores passaram a indicar valores de FS insuficientes, sendo que na segunda etapa de sobrecarga o FS ficou muito pouco acima de 1,00 e na terceira e quarta etapa de sobrecarga os valores de FS ficaram abaixo de 1,00. Esta condição não foi verificada em campo.

Já no cenário com  $S_u$  proveniente do CPTu 22, foi verificada estabilidade com  $FS \geq 1,20$  até a primeira etapa de sobrecarga temporária.

Para o caso analisado, pode-se concluir que a adoção de parâmetros de resistência mais elevados retardou em pelo menos uma etapa o surgimento de instabilidade global no aterro. Entretanto, mesmo com a condição mais favorável, o desempenho estrutural do aterro estudado mostrou-se crítico sob a aplicação de cargas sucessivas, especialmente acima de duas sobrecargas.

Destaca-se que a execução do aterro e das sobrecargas analisadas ocorreu de forma sucessiva em campo, sem intervalos de tempo para o adensamento das camadas de solo de fundação.

A Tabela 21 mostra o resumo do fator de segurança de todos os cenários discutidos anteriormente, considerando também, os resultados para o método Spencer.

Tabela 21 – Resumo dos FS para diferentes métodos de análise de estabilidade.

SITUAÇÃO	MODELO	FATOR DE SEGURANÇA	
		ANÁLISE I	ANÁLISE II
Aterro sem sobrecarga	Morgenstern-Price	1,76	1,82
	Spencer	1,76	1,82
Aterro e sobrecarga 1,0 m	Morgenstern-Price	1,08	1,20
	Spencer	1,08	1,20
Aterro e sobrecarga 2,0 m	Morgenstern-Price	1,02	1,06
	Spencer	1,02	1,06
Aterro e sobrecarga 3,0 m	Morgenstern-Price	0,95	0,98
	Spencer	0,95	0,98
Aterro e sobrecarga 4,0 m	Morgenstern-Price	0,88	0,92
	Spencer	0,87	0,92

Nota: A análise I foi efetuada com base no perfil de  $S_u$  obtido da vertical de CPTu 17 e a análise II foi efetuada com base no perfil de  $S_u$  obtido da vertical de CPTu 22.

Fonte: Autora (2026).

#### 4.5.2. Análises com ganho de resistência não drenada $S_u$ com o tempo

Para análise com ganho de resistência não drenada  $S_u$  com o tempo foi utilizada a Teoria de Barron (1948) adotando-se a pior situação, isto é, a vertical com menores valores de  $S_u$ . O perfil adotado para a análise com ganho de resistência foi a vertical CPTu 17, cujo local é mais próximo à área de ruptura. O cálculo do ganho de  $S_u$  foi efetuado para um período de 6 (seis) meses.

Para a definição dos novos valores de  $S_u$  após o ganho de resistência com o tempo, foi determinado inicialmente o valor de  $OCR_{\text{médio}}$  para as profundidades definidas conforme as camadas de argila mole. A partir da metodologia estudada por Baroni (2010), foi aplicada a Equação 9, descrita no capítulo 2 – Revisão Bibliográfica.

O valor de  $C_h$  foi adotado conforme o Memorial de Projeto IQS (2022), determinado a partir do ensaio de dissipação. Além disso, a malha adotada no trecho estudado é triangular com espaçamento entre os drenos de 1,2 m. Em seguida, foram aplicadas as equações 14 a 17, demonstradas no item 2.4.1.2 (Adensamento Radial – Horizontal), para determinação do dimensionamento dos

drenos verticais, como indicado na Equação 19. Assim, a tabela 22 apresenta os resultados obtidos para a vertical CPTu 17:

Tabela 22 – Cálculo de ganho de  $S_u$  – Análise CPTu 17.

Prof(méd)	$S_u$ (Kpa)	$\sigma'_{v0}$	OCR (méd)	$\sigma'_{vm}$	Ch(N.A)	t (dias)	de	dw	n	f(n)	Th	U
2,00	13,83	20,00	1,35	27,06	2,44E-09	15552000	1,26	0,07	18,81	2,18	0,02	0,18
6,00	12,29	36,00	1,66	59,62	2,44E-09	15552000	1,26	0,07	18,81	2,18	0,02	0,18
9,25	13,76	49,00	1,93	94,52	5,21E-08	15552000	1,26	0,07	18,81	2,18	0,51	0,99
11,25	18,64	57,00	1,19	67,89	1,90E-07	15552000	1,26	0,07	18,81	2,18	1,86	1,00

Fonte: Autora (2026).

Após a definição dos valores de U, foi determinada a variação na tensão efetiva devido à sobrecarga ( $\Delta\sigma'_v$ ) e a variação na tensão vertical efetiva acima da tensão de sobreadensamento ( $\Delta\sigma'_{vfinal}$ ) conforme as Equações 24 e 25:

$$\Delta\sigma'_v = U * \Delta\sigma_v \quad (24)$$

$$\Delta\sigma'_{vfinal} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v - \sigma'_{vm} \quad (25)$$

Onde:  $\Delta\sigma'_v$  é a variação na tensão efetiva devido à sobrecarga; U é a porcentagem de adensamento para um determinado tempo;  $\Delta\sigma_v$  é a sobrecarga de aterro;  $\Delta\sigma'_{vfinal}$  é a variação na tensão vertical efetiva acima da tensão de sobreadensamento;  $\sigma'_{vm}$  é a tensão de pré-adensamento.

A partir dos valores das tensões, foi determinado o acréscimo de resistência não drenada ( $\Delta S_u$ ), a partir da Equação 26. Dessa forma, os valores do novo perfil de  $S_u$  são demonstrados conforme Tabela 23:

$$\Delta S_u = 0,22 * \Delta\sigma'_{vfinal} \quad (26)$$

Tabela 23 – Cálculo de ganho de  $S_u$  – Análise CPTu 17

Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	U [-]	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ final (kPa)	$\Delta S_u$ (kPa)	Inicial $S_u$ (kPa)	Final $S_u + \Delta S_u$ (kPa)
2,00	20	0,18	76	13,68	27,1	60,7	13,4	13,83	27,20
6,00	36	0,18	76	13,68	59,6	109,3	24,0	12,29	36,33
9,25	49	0,99	76	75,24	94,5	218,8	48,1	13,76	61,88
11,25	57	1,00	76	76,00	67,9	200,9	44,2	18,64	62,84

Fonte: Autora (2026).

A tabela 23 apresentada reúne os parâmetros utilizados para estimar o aumento da resistência não drenada ( $S_u$ ) ao longo de 6 meses, considerando diferentes profundidades do depósito de solo. Inicialmente, destacam-se as tensões efetivas verticais iniciais ( $\sigma'_{v0}$ ), que aumentam com a profundidade, refletindo o peso próprio do solo. O fator U, associado ao grau de adensamento, indica que nas camadas mais superficiais o adensamento ainda é parcial ( $\approx 0,18$ ), enquanto nas maiores profundidades ele é praticamente completo ( $\approx 0,99-1,00$ ), evidenciando maior dissipação das poropressões nessas regiões.

A sobrecarga total aplicada ( $\Delta\sigma_v \approx 76$  kPa) gera incrementos de tensão efetiva ( $\Delta\sigma'_v$ ) proporcionais ao grau de adensamento considerado. Dessa forma, nas camadas mais profundas observa-se um acréscimo mais significativo de tensões efetivas, o que impacta diretamente a tensão vertical média efetiva ( $\sigma'_{vm}$ ) e o incremento final de tensão efetiva ( $\Delta\sigma'_v$  final). Esse comportamento é coerente com o processo de adensamento, no qual a dissipação da poropressão aumenta progressivamente a tensão efetiva atuante no solo.

Como consequência direta desse aumento de tensão efetiva, verifica-se o ganho de resistência não drenada ( $\Delta S_u$ ). Os valores indicam crescimento mais expressivo nas camadas mais profundas, chegando a cerca de 48 kPa e 44 kPa, enquanto nas camadas superficiais o incremento é menor, da ordem de 13 a 24 kPa. Isso demonstra que o ganho de resistência está fortemente relacionado ao nível de adensamento atingido e ao aumento das tensões efetivas no maciço de solo ao longo do tempo considerado.

Por fim, comparando os valores iniciais e finais de  $S_u$ , observa-se aumento significativo da resistência não drenada após 6 meses. Os valores finais variam aproximadamente entre 27 kPa nas camadas mais rasas e cerca de 62 kPa nas mais profundas, praticamente triplicando em alguns casos. Esse resultado evidencia

o efeito positivo do adensamento na melhoria das propriedades mecânicas da argila mole, indicando maior capacidade de suporte e maior estabilidade geotécnica com o passar do tempo. Com isso é possível observar a variação do perfil inicial da vertical CPTu17 com os valores após o ganho de  $S_u$ .

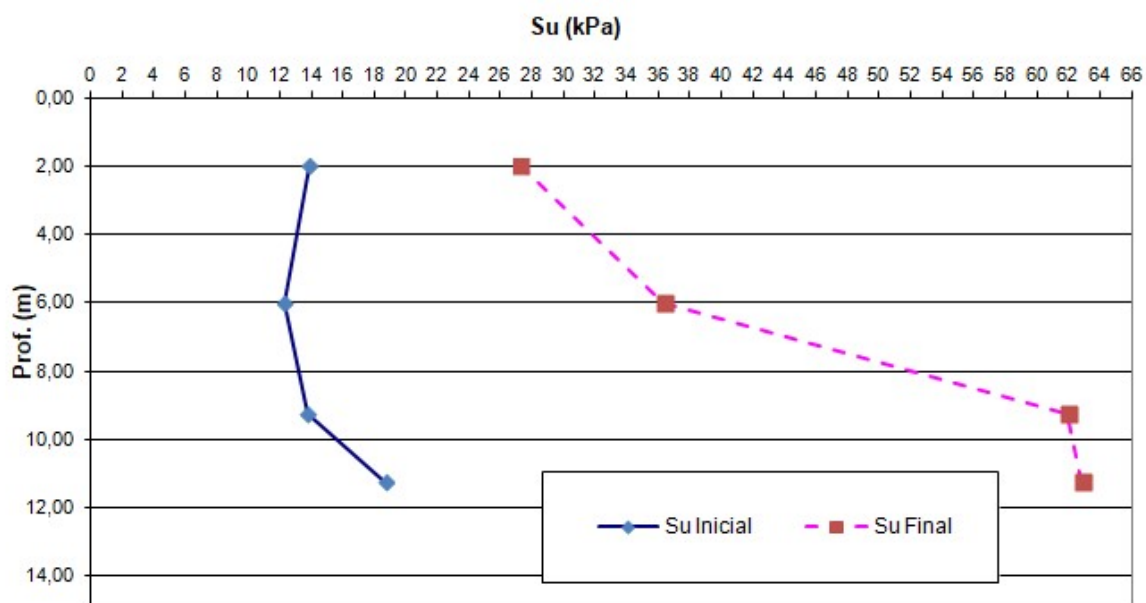
O gráfico apresentado na figura 74 ilustra a variação da resistência não drenada ( $S_u$ ) com a profundidade, comparando os valores iniciais — obtidos logo após a construção do aterro e aplicação das sobrecargas — com os valores finais após o período considerado de ganho de resistência. Observa-se que a curva inicial apresenta valores relativamente baixos de  $S_u$  ao longo do perfil, o que é esperado em depósitos de argila mole recém submetidos ao carregamento, nos quais ainda há elevada geração de excesso poropressões e, conseqüentemente, menores tensões efetivas atuantes.

Com o avanço do tempo e a dissipação gradual da poropressão, verifica-se um aumento expressivo da resistência não drenada, representado pela curva final. Esse comportamento está diretamente relacionado ao processo de adensamento do solo, no qual a redução das poropressões promove incremento das tensões efetivas e, por conseqüência, aumento da resistência ao cisalhamento não drenado. O efeito é mais evidente nas camadas mais profundas, onde o grau de adensamento tende a ser maior dentro do período analisado.

Outro aspecto relevante é a diferença crescente entre as curvas inicial e final com o aumento da profundidade. Enquanto próximo à superfície o ganho de resistência é significativo, porém mais moderado, nas maiores profundidades a variação de  $S_u$  torna-se bastante acentuada. Isso indica que as camadas inferiores responderam de forma mais intensa ao carregamento e ao processo de consolidação, refletindo maiores incrementos de tensão efetiva ao longo do tempo.

De modo geral, o gráfico evidencia uma evolução favorável das condições geotécnicas após o período analisado, com aumento substancial da resistência não drenada em todo o perfil. Esse ganho contribui para maior estabilidade do aterro e melhora da capacidade de suporte do solo, sendo um indicativo importante para avaliações de segurança e desempenho de obras geotécnicas executadas sobre depósitos de argila mole.

Figura 74 – Comparação entre o perfil de  $S_u$  inicial e após ganho de resistência



Fonte: Autora (2026).

Com a determinação dos novos valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), considerando o ganho de resistência ao longo do tempo, foram realizadas novas análises de estabilidade por meio do *software* Slide. A atualização desses parâmetros permitiu uma reavaliação das condições do maciço após o processo de adensamento, refletindo o aumento das tensões efetivas e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento do solo.

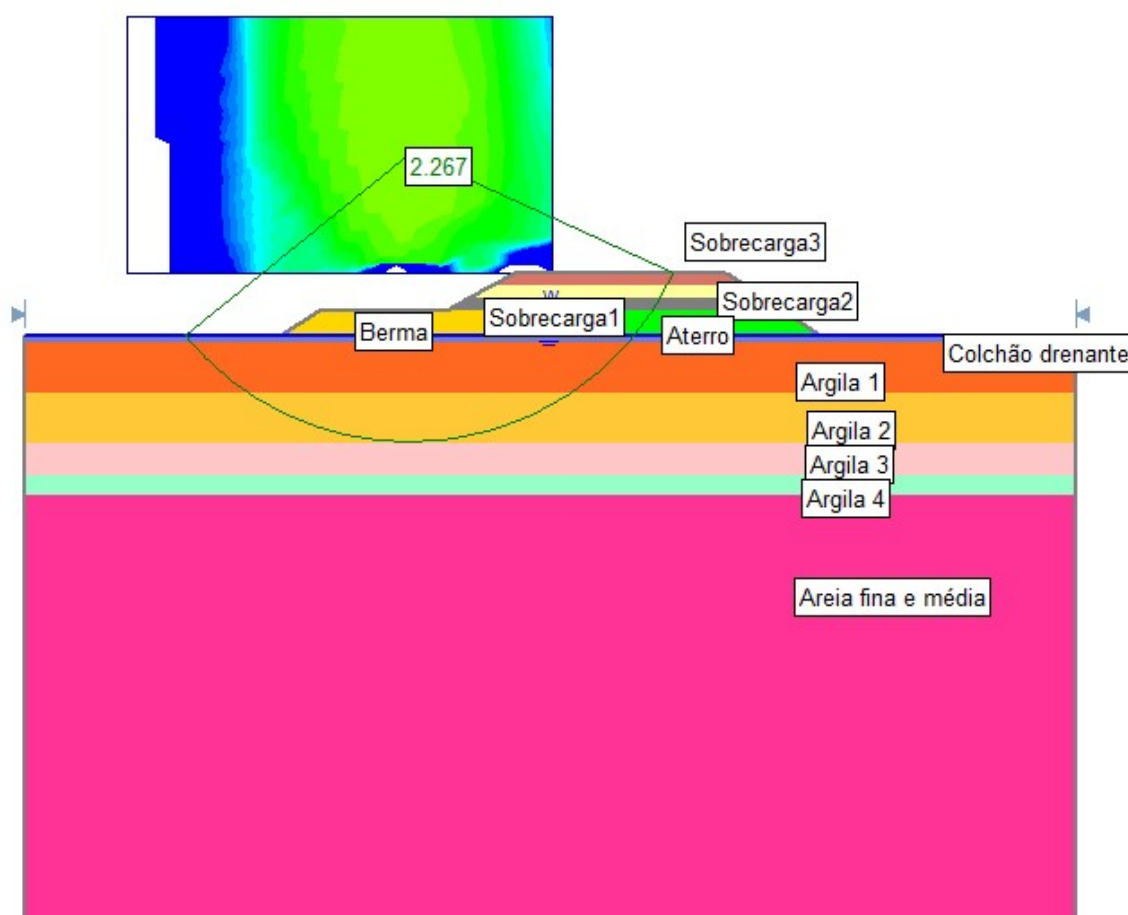
As condições consideradas nesta etapa contemplaram sobrecargas correspondentes a alteamentos de 3,0 m e 4,0 m, uma vez que análises anteriores indicaram que essas alturas de aterro estiveram associadas à ocorrência de ruptura.

Além disso, foi adotada, nesta fase de análise, a verificação não circular realizada no *software* Slide, a qual constitui uma importante ferramenta da geotecnia para avaliação da estabilidade de taludes e aterros, principalmente em condições onde os mecanismos de ruptura não seguem trajetórias circulares. Diferentemente das análises convencionais, essa metodologia permite identificar superfícies de ruptura com formas irregulares e mais compatíveis com o comportamento real do maciço, considerando a influência das características geológicas, da estratigrafia dos solos e das variações nos parâmetros de resistência.

No contexto geotécnico, a utilização desse método contribui significativamente para a compreensão dos mecanismos de instabilidade e para a

determinação de fatores de segurança mais confiáveis. A flexibilidade na definição das superfícies potenciais de ruptura permite uma avaliação mais precisa das condições críticas do maciço, auxiliando no dimensionamento de soluções de estabilização e no controle de riscos associados às obras de terra.

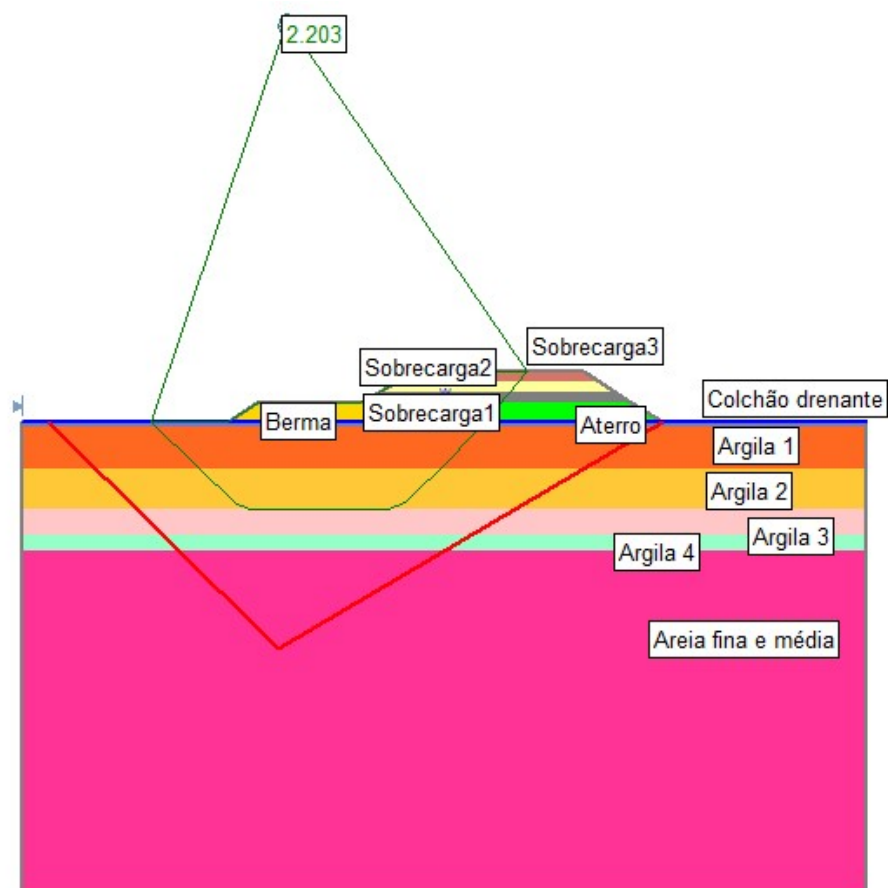
Figura 75 - Análise circular do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=3,0$  m – FS por Morgenstern-Price



Fonte: Autora (2026).

A figura 75 demonstra um cenário de estabilidade favorável, com fator de segurança igual a 2,27 indicando que o talude analisado apresenta margem de segurança adequada para a condição de carregamento estudada (aterro de 2,0 m com sobrecarga de 3,0 m). A superfície crítica identificada é envolve as duas primeiras camadas de argila, o que sugere que a resistência ao cisalhamento e a geometria do talude contribuem para a estabilidade geral.

Figura 76 - Análise não circular do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=3,0$  m  
– FS por Morgenstern-Price



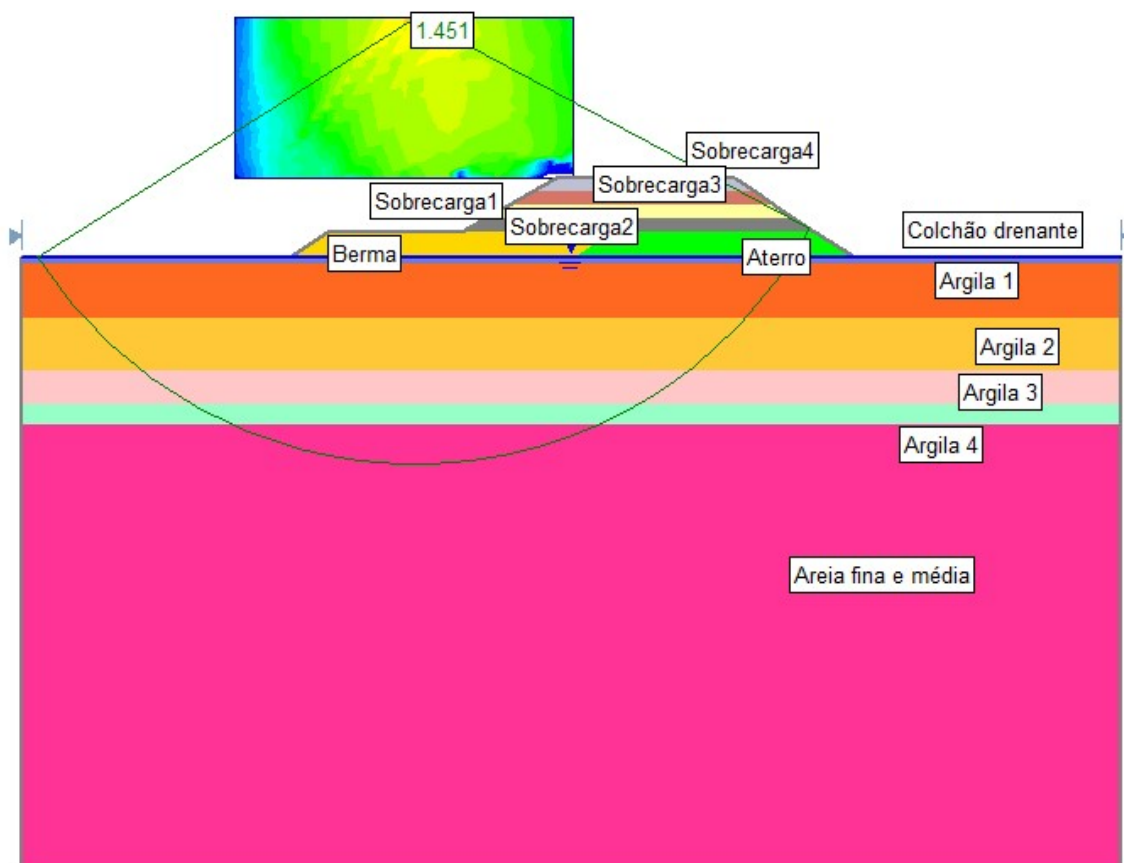
Fonte: Autora (2026).

A análise de estabilidade não circular (Figura 76) apresentou fator de segurança igual a 2,20, indicando condição de estabilidade satisfatória para a seção analisada. O valor obtido é superior aos limites usualmente adotados em projetos geotécnicos para aterros sobre solos moles, demonstrando que, para os parâmetros e condições considerados, o maciço apresenta segurança adequada frente à ruptura global.

Observa-se que a superfície crítica de ruptura se desenvolve predominantemente nas camadas superficiais de argila mole, caracterizando um mecanismo de ruptura associado à baixa resistência da fundação. A presença do colchão drenante e das sobrecargas executadas em etapas favoreceu o ganho de resistência do solo ao longo do tempo devido ao processo de adensamento,

contribuindo diretamente para o aumento do fator de segurança. Além disso, a geometria da superfície crítica indica um comportamento controlado pela estratigrafia do depósito, típico de análises não circulares em solos moles heterogêneos.

Figura 77 - Análise circular do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=4,0$  m – FS por Morgenstern-Price

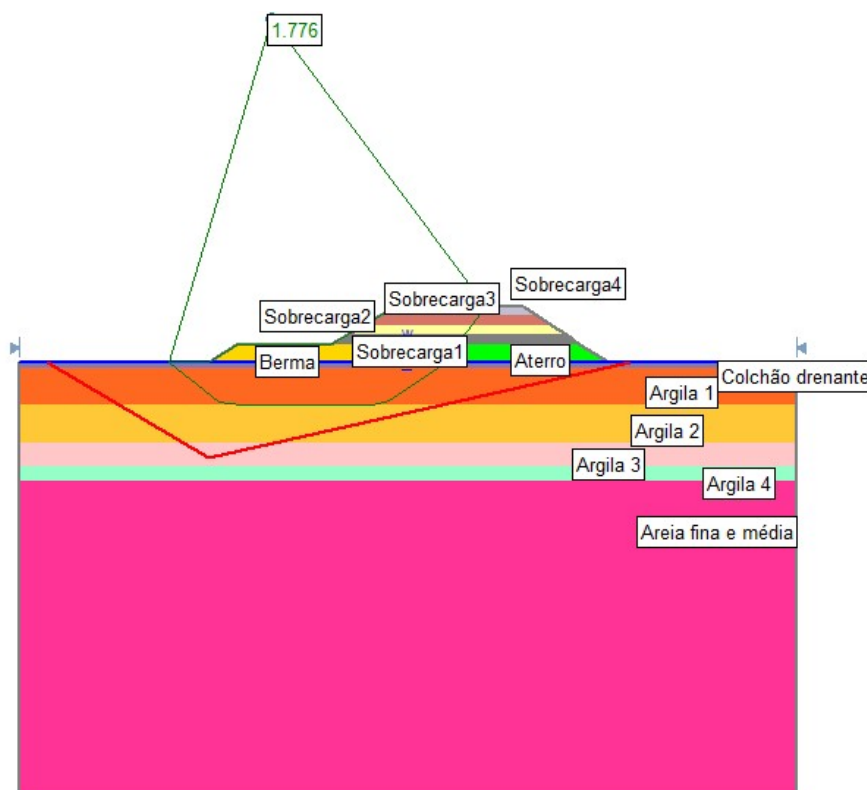


Fonte: Autora (2026).

O fator de segurança obtido na análise foi  $FS = 1,45$  (Figura 77) caracterizando uma condição de estabilidade considerada aceitável para o cenário estudado, uma vez que se mantém acima do limite mínimo de 1,2 e dentro dos parâmetros usualmente adotados em projetos geotécnicos.

O resultado indica que, embora exista uma superfície de ruptura profunda, a resistência ao cisalhamento do material e a geometria do aterro são suficientes para prevenir o colapso imediato sob as condições de carregamento aplicadas.

Figura 78 - Análise não circular do aterro com  $h=2,0$  m e sobrecarga de  $h=4,0$  m  
– FS por Morgenstern-Price



Fonte: Autora (2026).

A análise de estabilidade não circular indicou um fator de segurança (FS) igual a 1,78 para a superfície crítica de ruptura. Observa-se que o mecanismo de ruptura se desenvolve predominantemente ao longo das camadas de argila mole, atravessando a fundação do aterro e acompanhando as regiões de menor resistência ao cisalhamento do depósito.

Verifica-se ainda que a presença da berma e do colchão drenante contribui para a estabilidade global do maciço, auxiliando na redistribuição de tensões e no controle das deformações. O valor de FS obtido indica condição de estabilidade satisfatória para as condições analisadas.

Esses comportamentos demonstram a influência direta do ganho de resistência do solo na estabilidade global do aterro, uma vez que o aumento dos valores de  $S_u$  contribui para maior resistência às superfícies potenciais de ruptura.

Cabe destacar que, nas análises anteriores, a instabilidade e a consequente ruptura estavam associadas principalmente à aplicação da terceira camada de

sobrecarga, quando o solo ainda não havia desenvolvido resistência suficiente para suportar os incrementos de carga impostos. Com o avanço do tempo e a consolidação progressiva do depósito, observa-se uma melhora nas condições de estabilidade, reduzindo a suscetibilidade à ruptura.

Dessa forma, os novos resultados reforçam a importância de considerar o efeito do ganho de resistência com o tempo em análises geotécnicas, especialmente em solos moles submetidos a carregamentos graduais. Essa abordagem possibilita avaliações mais consistentes da segurança da obra e contribui para o planejamento adequado das etapas construtivas, minimizando riscos de instabilidade.

## 5. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo compreender as causas do rompimento de um aterro construído no âmbito das obras de revitalização e ampliação da rodovia RJ-099, na cidade de Itaguaí/ RJ, por meio da análise da estabilidade do maciço e da avaliação do fator de segurança ao longo das etapas construtivas. Para isso, foram consideradas diferentes condições de carregamento, incluindo a execução completa do conjunto (aterro e sobrecarga), com a aplicação sucessiva de incrementos de sobrecarga, de modo a reproduzir as condições observadas durante a execução da obra.

A caracterização geotécnica dos materiais foi realizada pela autora a partir de ensaios de granulometria, teor de umidade, limites de Atterberg e cisalhamento direto. Os resultados indicaram a predominância de solos argilosos moles no solo de fundação, caracterizados por elevada plasticidade, baixa resistência ao cisalhamento e alta sensibilidade às variações do teor de umidade. Essas características geotécnicas tornam esse tipo de solo particularmente suscetível a deformações e instabilidades quando submetido a carregamentos elevados.

As análises de estabilidade foram realizadas por meio de simulações numéricas utilizando o *software* Slide, possibilitando avaliar o comportamento do aterro sob diferentes condições de carregamento. Os resultados indicaram uma redução progressiva do fator de segurança com o aumento das sobrecargas aplicadas, e consequente rotura do aterro, evidenciando a influência direta das etapas de alteamento na estabilidade global do maciço.

Além disso, foram realizadas simulações considerando a evolução da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) ao longo do tempo, associada ao processo de adensamento do solo de fundação. Observou-se um ganho significativo de resistência quando aplicadas as sobrecargas 3,0 m e 4,0 m. Com isso, os resultados demonstram que o processo construtivo pode ter ocorrido de forma acelerada, sem o tempo necessário para dissipação da poropressão e consequente ganho de resistência do solo.

Dessa forma, pode-se concluir que a combinação entre as características geotécnicas do solo de fundação, e a execução de alteamentos sucessivos sem o tempo adequado para consolidação do solo podem ter contribuído de forma significativa para o processo de instabilidade observado no aterro.

Por fim, os resultados obtidos neste estudo reforçam a importância da adequada caracterização geotécnica dos solos de fundação e do controle das etapas construtivas em obras executadas sobre solos moles.

A adoção de técnicas de monitoramento, controle de recalques e planejamento adequado das etapas de alteamento pode contribuir significativamente para a prevenção de processos de instabilidade em aterros rodoviários executados em condições geotécnicas semelhantes.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a realização de estudos que integrem o monitoramento de campo às análises numéricas, permitindo a comparação entre o comportamento observado durante a execução e operação do aterro e os resultados obtidos por meio das simulações computacionais. A utilização conjunta dessas abordagens possibilita uma avaliação mais representativa do desempenho geotécnico da estrutura, especialmente em depósitos de solos moles, nos quais os recalques e as variações de resistência podem ocorrer ao longo do tempo.

Além disso, a instrumentação de campo associada às modelagens numéricas pode contribuir para o aprimoramento da calibração dos parâmetros geotécnicos adotados nas análises, reduzindo incertezas e aumentando a confiabilidade dos resultados. Dessa forma, torna-se possível obter previsões mais consistentes acerca do comportamento do aterro, auxiliando no desenvolvimento de soluções mais seguras e eficientes para obras executadas sobre solos compressíveis.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- ALMEIDA M. S. S.; MARQUES M. E. S.; BARONI M. **Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro. ABNT, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro. ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro. ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro. ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro. ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10905** (MB-3122): Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio. Rio de Janeiro. ABNT, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro. ABNT, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12069** (MB-3406): Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio. Rio de Janeiro. ABNT, 1991.
- BARAN, K. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2014.
- BARATA, F. E.; DANZIGER, B. R. **Compressibilidade de argilas sedimentares marinhas moles brasileiras**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 1986. p 99 – 112.

BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca**. Tese de Mestrado em Engenharia Civil – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro/RJ, p. 279. 2010.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2016, 292 p.

BARRON, R. A. **Consolidation of Fine-grained soils by drain wells**. Transaction ASCE, 718-743, 1948.

BJERRUM, L. **Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays**. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 8., 1973, Moscow. Anais [...] Moscow, 1973. v3. P. 111-159.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos**. 6<sup>o</sup> edição, Rio de Janeiro. Editora LTC. Volume 1, 1988.

CLEMENTE, C. W. **Determinação da resistência não drenada através do método do cone em solos marinhos – análise, conceito e diretrizes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

DAS, B. M. **Fundamento de Engenharia Geotécnica**. 6<sup>a</sup> Edição. Tradução All Tasks. Campinas: Thomson. 2007. 562 p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS DO ESTADO DE SÃO PAULO. DER-SP – **Instrução de Projeto - Estudos Geotécnicos - IP-DE-G00/003**, São Paulo, SP, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 381/22 - PRO: **Projeto de Aterros Sobre Solos Moles para Obras Viárias - Procedimento**. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR. Rio de Janeiro: 2022.

HUAT, B. B. K. **Stability of embankments on soft ground - lessons from failures**. Pertanika J. Sci. & Technology. Malaysia. n. 2, p 123-139, 1995.

IQS ENGENHARIA. **Memorial de Projeto: Soluções geotécnicas – encontro do aterro com ponte – RJ/099**, 2022.

LOLLO, J. A. (Org). **Solos colapsíveis : identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo. Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, Pró Reitoria de Graduação, 2008.

MAGNANI, H. O.; ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M. **Behaviour of two reinforced test embankments on soft clay**. Geosynthetics International, 16, n. 3, p. 127–138, 2009.

MANTARAS, F.M.; ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F. **Using piezocone dissipation test to estimate the undrained shear strength in cohesive soil**. Canadian Geotechnical Journal. 2015. v. 52, p. 318-325.

MANUAL GEORIO – Manual técnico de encostas, Volume I – Rio de Janeiro, 2014.

MARQUES, M. E. S.; LIMA, B. T.; OLIVEIRA, J. R. M.; ANTONIUTTI NETO, L.; ALMEIDA, M. S. S. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Compressível de Itaguaí**. Rio de Janeiro, 2008.

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

MASSOCCO, N. S. **Análise de estabilidade de um aterro sobre solo mole e medidas de melhorias nas condições do solo**. Revista de Engenharia Civil IMED, Passo Fundo, v. 4, n. 1, p. 81-96, ago. 2017. ISSN 2358-6508.

MONTEIRO, P. R. **Análise da influência do uso de geogrelhas em aterros sobre solos moles utilizando os métodos do equilíbrio limite e elementos finitos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, 2024.

ODEBRECHT, E.; MANTARAS, F.M.; SCHNAID, F. **A method for predicting the undrained shear strength from piezocone dissipation tests: case studies**. Fifth International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'5). Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, 2016.

ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F. **Assessment of the stress history of quaternary clay from Piezocone tests**. Soils and Rocks, São Paulo, 41(2): 179-189, May-August, 2018.

OLIVEIRA, F. R. S.; ALBUQUERQUE, F. S.; CAVALCANTE, E. H.; FREITAS NETO, O. **Análise da Estabilidade de Aterro Sobre Solo Mole em Obra Rodoviária**. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Cobramseg. Goiânia, Goiás, 2014.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3.ed. Terratek, 2007.

PERSSON, E. **Empirical correlation between undrained shear strength and preconsolidation pressure in Swedish soft clays**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Royal Institute of Technology, Estocolmo/Suécia, 2017.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, C.M. **Propriedades Geotécnicas de Um depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí-RJ**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG. Belo Horizonte, 118p, 2013.

ROCSCIENCE. **SLIDE – User's Guide**. 2003.

ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L. **An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments**. Canadian Geotech, v. 22, p. 392-398. 1985. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t85-050>. Acesso em: 15 jul 2025.

ROY, D. e SINGH, R., **Failure of Two High Embankments at Soft Soil Sites**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 6. Arlington, VA, August 11-16, 2008.

SANTOS JUNIOR, M. P.; RIGATTO, I. B.; PINTO, G. H. S. **Caracterização da resistência não drenada de um solo residual argiloso por meio de ensaios de campo e laboratório**. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Cobramseg. Campinas, São Paulo, 2020.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, 2 ed, 223p. 2012.

SOUZA, G. L. A. **Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados**. Dissertação (Mestrado em Estruturas; Geotecnia; Construção Civil). Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

SOUZA NETO, D. P.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA, F. Q. **Análise Da Ruptura De Um Aterro Rodoviário Construído Sobre Solos Moles Na Cidade De Goiana-Pe, Brasil**. Research, Society and Development, Recife, v. 11, n. 7, mai. 2022.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, p.510, 1943.