

ANAYS MERTZ ANTUNES

**ANÁLISE DE UM TALUDE ROMPIDO EM SOLO RESIDUAL
DE ARENITO: RS122/ SÃO SEBASTIÃO DO CAÍ-RS**

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

Orientador: Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
Dezembro 2017

ANAYS MERTZ ANTUNES

**ANÁLISE DE UM TALUDE ROMPIDO EM SOLO RESIDUAL
DE ARENITO: RS122/ SÃO SEBASTIÃO DO CAÍ-RS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela banca examinadora.

Porto Alegre, dezembro de 2017

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, University of London
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
PhD. pelo Imperial College, University of London

Profa. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
PhD. pela Universitat Politècnica de Catalunya

Eng. Lucas Siscate Bohrer
Azambuja Engenharia e Geotecnia

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Luiz Bressani, por toda a orientação que me deu ao longo deste ano e que se estendeu para muito além deste trabalho.

Agradeço à Prof. Wai Gehling, por fazer apontamentos relevantes após a leitura do meu projeto de pesquisa e me ajudar a elucidar algumas questões quanto aos ensaios de campo.

Agradeço ao laboratorista do Lageotec, Jair Silva, pelo auxílio imprescindível na realização dos ensaios de laboratório.

Agradeço à Azambuja Engenharia e Geotecnia, pelo apoio técnico para a realização deste trabalho, me fornecendo todas as informações e ferramentas necessárias, além de me conceder os materiais e mão de obra para executar os ensaios de campo. Agradeço a todos os que fazem parte de lá, em particular ao Eduardo Azambuja e ao Lucas Bohrer, por toda a contribuição a esta pesquisa e pelo exemplo diário que me dão, me incentivando a buscar sempre mais conhecimento.

Agradeço às minhas amigas da vida, Jéssica Schwanke, Laís Arend e Nadine Zíngano por todo o crescimento que construímos juntas. Agradeço particularmente à Sarah Gehres, que leu todo meu projeto de pesquisa e evitou que eu o entregasse com diversas frases sem ponto final.

Agradeço à minha irmã do coração, Isabel Wehle Gehres, pela amizade eterna, pelo apoio incondicional, pela doçura e pela força.

Agradeço à minha namorada, Marianne Brum, por viver comigo todas as alegrias e as dificuldades desse final de graduação.

Agradeço à minha família, e em especial aos meus pais, Dante Antunes e Lori Mertz, por acreditarem em mim sempre, principalmente quando tive dificuldades em fazer o mesmo.

E a todos que, de um jeito ou de outro, participaram da realização deste trabalho e contribuíram para a minha formação.

“There is nothing like looking, if you want to find something. You certainly usually find something, if you look, but it is not always quite the something you were after.”

— *J.R.R. Tolkien, The Hobbit*

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise de um talude rompido em solo residual de arenito Botucatu, localizado no município de São Sebastião do Caí, no Rio Grande do Sul. O talude rompeu após chuvas prolongadas, e admite-se que isto provocou a saturação de suas camadas superficiais. O trabalho apresenta as características do solo, a ruptura e o projeto de estabilização do talude, realizando uma revisão da literatura e do relatório do projeto de recuperação. Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica de laboratório e de campo, com permeômetros de carga variável. Ensaios de laboratório realizados por outros à época do projeto também são apresentados e analisados. Analisou-se a estabilidade de um talude de corte de etapa intermediária da obra no software Slope/W. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados para as análises foram os obtidos em ensaios de cisalhamento direto, com corpos de prova inundados e na umidade natural. O talude, quando completamente saturado, não é estável, mas quando se adotam os parâmetros de resistência na umidade natural do solo, o fator de segurança é bastante adequado. Também foi realizada uma análise de estabilidade transiente do talude considerando a infiltração de água devida à precipitação constante ao longo do tempo, por meio do software Seep/W. Nesta análise observou-se que o fator de segurança decai com o tempo ao longo do evento de chuva contínua e constante devido ao aprofundamento da frente de saturação. Para o conjunto de dados experimentais utilizados, o $FS=1,0$ é encontrado após 19h de infiltração. A sucção do solo exerce forte influência na resistência do talude, permitindo a estabilidade de cortes verticais significativos para umidades volumétricas menores que 70%. Essa estabilidade, no entanto, é perdida rapidamente com o aumento da saturação do solo. É possível, portanto, valer-se desta resistência, mas com cautela. Se a condição de não saturação do campo for garantida, por meio de drenagem eficiente, por processos de impermeabilização, ou mesmo buscando realizar as obras em períodos secos, seria possível adotar parâmetros mais arrojados para as etapas executivas.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes. Projeto de estrutura de contenção. Solo residual de arenito Botucatu. Solo não saturado. Sucção. Permeômetros. Ensaios de condutividade hidráulica. Análise transiente. Infiltração de água no solo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Imagem do local da ruptura em julho de 2015	15
Figura 2 Fluxograma representativo do delineamento da pesquisa	19
Figura 3 Excerto da carta geológica do Brasil ao milionésimo, folha SH22 (Porto Alegre)...	20
Figura 4 Fotografias de erosões por piping causadas pela circulação de água da perfuração para execução dos tirantes (esquerda) e por infiltração de água de chuva por caminhos preferenciais (direita).....	22
Figura 5 Retroanálise da ruptura para $ru=0,1$	25
Figura 6 Seção tipo da solução adotada.	26
Figura 7 Seção tipo de escavação de parte da obra.	28
Figura 8 Fotografia da obra em etapa final.	29
Figura 9 a) Sistema de aplicação de gradiente de pressão com coluna de mercúrio. b) Detalhe da coluna de mercúrio.....	30
Figura 10 Representação esquemática do equipamento para ensaio de condutividade hidráulica.	31
Figura 11 a) Extração de bloco de amostra indeformada de campo; b) corpo de prova esculpido a partir do bloco de amostra	32
Figura 12 Elementos para realização de ensaio de condutividade hidráulica em laboratório: a) Corpo de prova posicionado sobre o pedestal; b) Configuração do ensaio.	33
Figura 13 Valores de tensão efetiva utilizados para cada ensaio.....	35
Figura 14 Planta baixa com a localização dos permeômetros.....	38
Figura 15 Croqui do permeômetro.	40
Figura 16 Fotografia do sistema de permeômetro com medidor de nível de água.	41
Figura 17 Seção analisada no Slope/W.....	43
Figura 18 Janela de configuração da função de umidade volumétrica	45
Figura 19 Janela de configuração da função de condutividade hidráulica.	46
Figura 20 Configuração das análises de estabilidade do talude.....	49
Figura 21 Configuração da análise transiente de infiltração de chuva	49
Figura 22 Gráfico em escala logarítmica com resultados do ensaio de condutividade hidráulica com fluxo vertical (CP1), apresentando sua condutividade hidráulica versus tensão confinante.	51
Figura 23 Gráfico em escala logarítmica com resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para fluxo horizontal (CP2), apresentando sua condutividade hidráulica versus tensão confinante.	51

Figura 24 Gráfico comparativo entre resultados de ensaio de condutividade hidráulica com fluxo horizontal e com fluxo vertical	52
Figura 25 Gráfico com resultados dos ensaios de condutividade hidráulica in situ.....	54
Figura 26 Curvas de distribuição granulométrica com defloculante (azul) e sem defloculante (verde).	57
Figura 27 Envoltória de resistência de ensaio de cisalhamento direto não-inundado	58
Figura 28 Envoltória de resistência de ensaio de cisalhamento direto inundado	58
Figura 29 Trecho da curva de retenção (linha preta) obtida dos ensaios de papel filtro, com indicação da sucção mátrica estimada para as duas condições de ensaios de cisalhamento direto (inundado e natural).	59
Figura 30 Análise de estabilidade do talude de corte com parâmetros saturados do solo.....	61
Figura 31 Análise de estabilidade do talude de corte com parâmetros não saturados do solo .	61
Figura 32 Estabilidade do talude anterior à chuva	63
Figura 33 Análise de estabilidade do talude a) após 1h de chuva, com FS=2,974; b) após 6h de chuva, com FS=2,151, c) após 9h de chuva, com FS= 1,519 e d), após 14h de chuva com FS=1,151.	64
Figura 34 Resultado da análise de estabilidade com FS próximo a 1, encontrado após 19h de infiltração.....	65
Figura 35 Gráfico do fator de segurança da superfície crítica equivalente ao fator de segurança = 1,0 no tempo=19h, em função do tempo de infiltração	66
Figura 36 Gráfico do fator de segurança da superfície crítica de cada passo da análise, em função do tempo de infiltração	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Parâmetros geotécnicos obtidos através de retroanálise ($r_u=0,1$).....	26
Tabela 2 Fatores de segurança desejados de acordo com os níveis de segurança requeridos pelo local.....	27
Tabela 3 Descrição das análises de estabilidade considerando infiltração de água realizadas nos softwares Slope/W e Seep/W	47
Tabela 4 Dados pluviométricos, desagregação e intensidade de chuva adotados no modelo.	48
Tabela 5 Condutividade hidráulica a 20°C observada nos ensaios.....	50
Tabela 6 Resultados obtidos dos ensaios de condutividade hidráulica in situ.....	54
Tabela 7 Propriedades e parâmetros calculados a partir dos ensaios de laboratório do solo típico do talude.....	56
Tabela 8 Parâmetros de entrada e resultado da Equação (6).....	62

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA.....	16
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	16
2.2.1 Objetivo principal	16
2.2.2 Objetivos secundários	17
2.3 PREMISAS	17
2.4 HIPÓTESES	17
2.5 DELIMITAÇÕES.....	17
2.6 LIMITAÇÕES	18
2.7 DELINEAMENTO.....	18
3 GEOLOGIA E CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS	20
3.1 SOLO EM ESTUDO	20
3.1.1 Solo cimentado	21
3.1.2 Solo erodível	21
3.1.3 Solos não saturados	22
4 DESCRIÇÃO DA RUPTURA E DA SOLUÇÃO	24
4.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO.....	24
4.2 RETROANÁLISE DO MOVIMENTO	24
4.3 SOLUÇÃO ADOTADA PELA PROJETISTA	26
4.3.1 Definição dos Fatores de segurança	27
4.3.2 Dimensionamento da contenção	27
4.4 ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	28
4.4.1 Etapa construtiva	28
4.4.2 Aspecto final da obra	29
5 METODOLOGIA DE PESQUISA	30
5.1 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE LABORATÓRIO	30
5.1.1 Descrição do aparato	30
5.1.2 Amostra	32
5.1.3 Preparação do ensaio	32
5.1.4 Procedimento de ensaio	34
5.2 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA IN SITU	37
5.2.1 Execução	39
5.2.2 Cálculo da condutividade hidráulica	42
5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO.....	43

5.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE CONSIDERANDO INFILTRAÇÃO DE ÁGUA	44
5.4.1 Definição do material em análise do Seep/W.....	44
5.4.2 Definição do material em análise do Slope/W	46
5.4.3 Análises realizadas	46
5.4.4 Chuva	47
5.4.5 Condições de contorno.....	48
5.4.6 Configuração final das análises	49
6 RESULTADOS.....	50
6.1 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM LABORATÓRIO.....	50
6.2 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA IN SITU	53
6.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO ADICIONAIS	55
6.3.1 Ensaio de permeabilidade a carga variável	56
6.3.2 Análise granulométrica.....	57
6.3.3 Ensaio de cisalhamento direto	57
6.3.4 Determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro	59
6.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO	60
6.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE CONSIDERANDO INFILTRAÇÃO	63
7 CONCLUSÕES	67
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68

1 INTRODUÇÃO

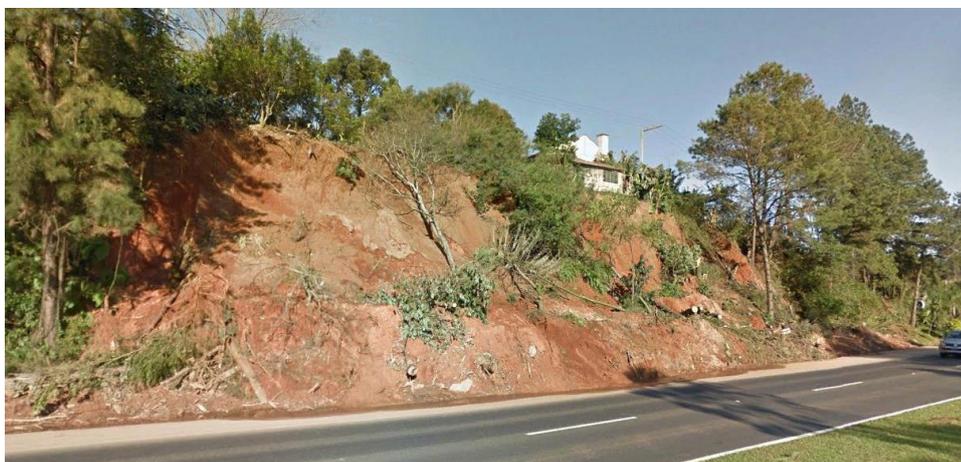
Quando ocorrem rupturas em taludes rodoviários, muitas vezes há um prejuízo econômico devido à necessidade de obras para realizar a sua contenção, além da interrupção da rodovia em questão. Por vezes, a ruptura pode ainda colocar em risco a vida de usuários da rodovia e de habitantes de residências próximas ao local do movimento de massa. Assim, a compreensão dos fatores que levam à instabilidade desses corpos de solo é extremamente necessária e o estudo de estabilidade de taludes ganha uma característica de suma importância dentro da engenharia civil.

O presente trabalho se propõe a realizar um estudo de caso de um projeto de estabilização de talude de corte que sofreu uma ruptura no ano de 2015. O objeto do estudo é um talude em solo residual de arenito Botucatu localizado às margens da rodovia ERS-122, dentro dos limites de São Sebastião do Caí.

A ruptura se deu após um período de chuvas e houve certa urgência na realização do projeto devido à existência de uma residência na crista do talude que já apresentava formação de trincas. É possível visualizar a ruptura e a edificação na Figura 1.

A solução adotada pela projetista consiste em uma combinação entre muro de gabião, muro de solo reforçado e um trecho com cortina atirantada. O projeto ainda levou em consideração questões paisagísticas, buscando integrar a obra à paisagem da região.

Figura 1 Imagem do local da ruptura em julho de 2015



(Fonte: Google Earth)

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

O presente capítulo apresenta as diretrizes que norteiam a pesquisa a ser desenvolvida. Nos próximos itens, estão devidamente detalhados os seguintes elementos:

- a) questão de pesquisa;
- b) objetivos, subdivididos em principal, secundários e complementar;
- d) premissas;
- e) hipóteses;
- f) delimitações;
- g) limitações;
- h) delineamento da pesquisa, incluindo fluxograma com as etapas a serem desenvolvidas.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

Quais fatores podem influenciar na estabilidade de um corte em etapa construtiva na obra de uma contenção de talude rompido em solo residual de arenito no Rio Grande do Sul?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa se dividem entre objetivo principal, secundários e complementares, da seguinte forma:

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal da pesquisa é realizar uma análise da estabilidade de um corte de grande verticalização, referente a etapa construtiva de obra de contenção do talude rompido às margens da rodovia ERS-122.

2.2.2 Objetivos secundários

- a) Verificar a influência da não saturação na estabilidade do talude de corte da etapa construtiva;
- b) Realizar ensaios de campo e de laboratório para obter parâmetros relativos à condutividade hidráulica do solo;
- c) Verificar o aprofundamento da frente de saturação causado por chuvas prolongadas e a sua influência na redução de parâmetros de resistência do solo.

2.3 PREMISSAS

A premissa do trabalho é que se trata de um talude rompido em solo residual de arenito arcoseano, que apresenta um grau de cimentação e de não saturação. Essas condições têm forte influência na estabilidade do talude, permitindo cortes com geometrias bastante verticalizadas.

2.4 HIPÓTESES

As hipóteses adotadas para o desenvolvimento do presente trabalho são as que seguem:

- a) A ruptura do talude foi engatilhada por eventos de chuvas;
- b) A estabilidade do talude anterior à ruptura e do talude de corte relativo a etapa construtiva da obra são fortemente influenciadas pela sua condição de não-saturação;
- c) Chuvas prolongadas causaram um aprofundamento da frente de saturação, reduzindo parâmetros de resistência do solo.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo do talude no qual ocorreu o movimento de massa, localizado às margens da rodovia ERS-122 no município de São Sebastião do Caí.

Não faz parte do escopo do trabalho a análise do solo de reaterro, nem dos materiais envolvidos na contenção. Da mesma forma, não será realizado ou apresentado dimensionamento estrutural da cortina atirantada.

A residência lindeira à obra será observada como elemento determinante na decisão dos fatores de segurança e sua carga será considerada nas análises, mas a ela não será reservada maior atenção. Suas trincas decorrentes da movimentação de massa da ruptura do talude, por exemplo, não serão analisadas ou apresentadas.

2.6 LIMITAÇÕES

O trabalho tem como limitação o fato de que as análises de estabilidade desenvolvidas se baseiam em métodos bidimensionais de equilíbrio limite. A análise de infiltração do Seep/W foi baseada em registros diários de precipitação do município que não estão exatamente posicionados no local da obra. Também é limitação do trabalho a precisão dos ensaios de campo, que, por serem realizados em ambiente menos controlado que um laboratório, podem gerar resultados equivocados.

2.7 DELINEAMENTO

A pesquisa se dará em três grandes etapas, as quais estão descritas a seguir e ilustradas no fluxograma da Figura 2:

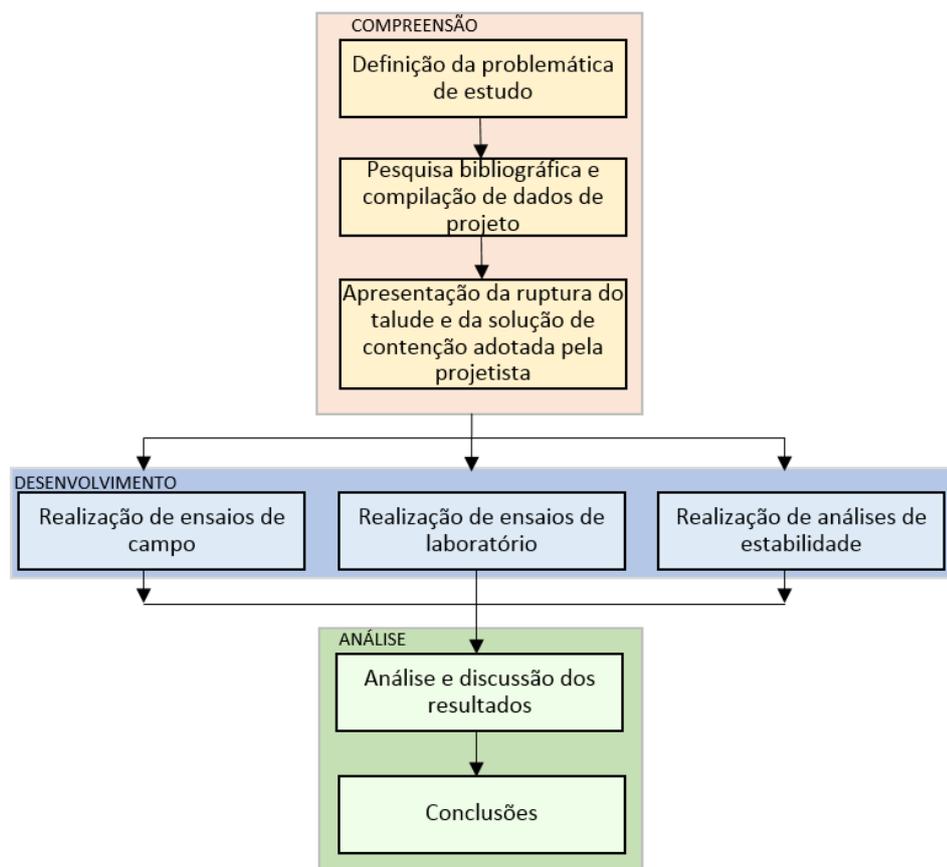
1) Compreensão

- a. Definição do enfoque do trabalho dentre todos os possíveis assuntos envolvidos no estudo do presente caso;
- b. Pesquisa em bibliografia sobre os conceitos tratados no trabalho a fim de possibilitar uma completa apropriação do assunto;
- c. Estudo e apresentação dos itens mais importantes do relatório do projeto desenvolvido pela projetista para a contenção da ruptura em questão.

2) Desenvolvimento

- a. Realização de ensaios de campo e de laboratório com a finalidade de obter parâmetros relativos à condutividade hidráulica do solo;
 - b. Simulação em softwares apropriados, como o Slope/W da Geostudio, da etapa construtiva referente ao corte do talude.
- 3) Análise
- a. Tratamento dos resultados brutos dos ensaios de forma a obter os parâmetros desejados, fazendo uso de equações propostas na bibliografia. Análise dos resultados, comparação com valores propostos em literatura e discussão.
 - b. Conclusões formuladas ao longo do desenvolvimento da pesquisa.

Figura 2 Fluxograma representativo do delineamento da pesquisa



(Fonte: elaborado pela autora)

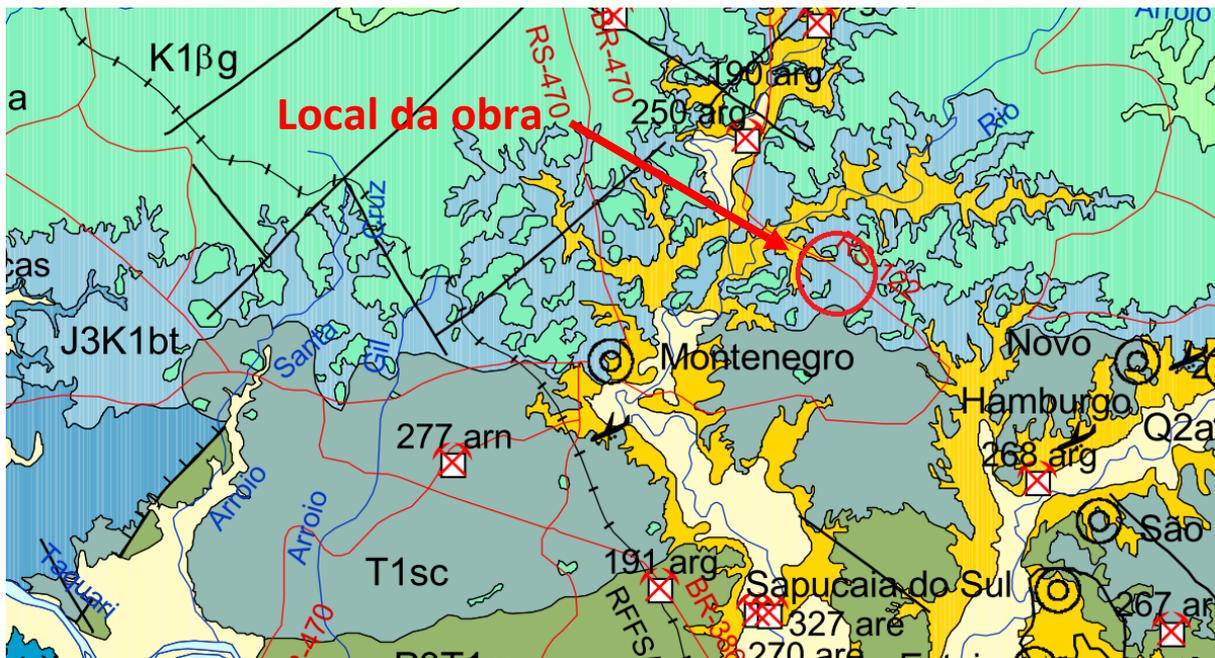
3 GEOLOGIA E CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

O presente capítulo se propõe a apresentar o solo estudado e os possíveis condicionantes geotécnicos que causam influências na resistência e estabilidade do talude.

3.1 SOLO EM ESTUDO

A folha SH22 – Porto Alegre da Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo (Ramgrab et al., 2004) indica que a obra se localiza sobre arenito da Formação Botucatu (J3K1bt), do grupo São Bento, como pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 Excerto da carta geológica do Brasil ao milionésimo, folha SH22 (Porto Alegre)



(Fonte: adaptada de RAMGRAB et al (2004))

A carta descreve a formação como “arenito fino a grosso, grãos bem arredondados e com alta esfericidade, dispostos em sets e/ou cosets de estratificações cruzadas de grande porte. Ambiente continental desértico, depósitos de dunas eólicas”.

3.1.1 Solo cimentado

Solos cimentados apresentam rigidez inicial bastante elevada devido a sua estrutura, mas, com o aumento da tensão efetiva, essa estrutura pode ser rompida e a rigidez passa a ter um valor inferior.

Esse comportamento é comum em solos residuais, como apresenta Martins (1994) ao citar outros autores:

“Estudos em solos residuais (Sandroni, 1981¹, Maccarini, 1987²) demonstram que o comportamento destes solos caracteriza um material cimentado, com módulos de deformabilidade elevados a pequenas deformações e com uma relação rigidez-resistência irreversível após fluência”

Martins (1994) estudou um material similar ao constituinte do talude deste trabalho, um solo residual de arenito proveniente de jazida relativamente próxima. A pesquisadora observou a presença dessa cimentação e constatou que o solo apresenta um comportamento rígido-frágil quando manipulado.

Ao manusear o solo deste trabalho, percebe-se um comportamento quebradiço. À primeira análise tátil, a textura parece arenosa, mas com a aplicação de maiores tensões sobre os grãos, nota-se uma transformação desses em partículas finas. Presume-se, portanto, que haja um grau de cimentação nesse solo, que agrega partículas de granulometria mais fina em grumos maiores. Os grumos maiores, por sua vez, fazem o solo apresentar comportamento inicial arenoso.

Dessa forma, a cimentação provê uma resistência ao talude, que, no entanto, não é perene. Com aumentos de tensões efetivas ou dissolução do material cimentante, essa resistência se perde irreversivelmente, o que pode levar a um decréscimo nos parâmetros de resistência.

3.1.2 Solo erodível

Durante a execução da obra, foi possível observar a característica erodível do solo. Em pontos onde ocorreu a descarga pontual de água se observou os fenômenos apresentados na Figura 4.

¹ SANDRONI, S.S. Solos residuais de gnaiss. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1981. Anais...Rio de Janeiro: Comp. Brasileira de Artes Gráficas, v.2, p 30-65, 1981.

² MACCARINI, M. Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil. London: University of London, 1987. Tese de Doutorado.

Figura 4 Fotografias de erosões por piping causadas pela circulação de água da perfuração para execução dos tirantes (esquerda) e por infiltração de água de chuva por caminhos preferenciais (direita).



(Fonte: elaborado pela autora)

É possível inferir, portanto, que a água tem um forte efeito desagregador dos grãos do solo. Bastos (1999), após realizar diversos ensaios em solos residuais de Arenito Botucatu (além de gnaisse e granito), demonstrou que a erodibilidade do solo é diretamente relacionável com a variação de coesão do mesmo. O autor afirma que solos que possuem uma variação em sua coesão devida à sua saturação superior a 85% também apresentam alta erodibilidade. Assim, estima-se que o solo deste estudo também apresenta uma grande variação de coesão quando saturado e por isso é tão facilmente erodido.

3.1.3 Solos não saturados

O solo não saturado costuma ser considerado como um sistema trifásico envolvendo a fase líquida (água), a fase gasosa (ar) e a fase sólida (solo) (LAMBE; WHITMAN, 1969³, apud

³ LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil mechanics, SI Version*. Ed. John Wiley & Sons, New York, USA, 1969.

LOPES, 2006). Pode ainda ser considerado como um sistema de 4 fases, acrescentando uma quarta fase referente à interface ar-água, a chamada membrana contrátil (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977⁴, apud LOPES 2006). Essa membrana se comporta como uma membrana elástica, devido à tensão de tração que exerce sobre os materiais contíguos. Se houver continuidade da fase gasosa, a membrana contrátil interage com as partículas sólidas de tal maneira que influencia no comportamento mecânico do solo (LOPES, 2006).

A mecânica dos solos clássica avalia somente o comportamento dos solos completamente secos ou saturados. Na condição de completa saturação, a poropressão costuma assumir valores positivos devido à submersão ou a processos de adensamento. Os solos não saturados, por sua vez, apresentam poropressões com valores negativos devido à interação da água com o solo e com os solutos dissolvidos (MACHADO; VILAR, 2015). Essa poropressão negativa tem o efeito de sucção.

A pressão efetiva intergranular causada pelas tensões capilares atuantes nos pontos de contato da água com os grãos do solo age aumentando a resistência do solo e criando uma “coesão aparente”. Essa coesão aparente, no entanto, só existe enquanto o solo continuar sob condição de não saturação, visto que desaparece com a saturação completa do solo, ou quando este está completamente seco (FIORI; CARMIGNANI, 2009, p.339).

⁴ FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v.103, n. GT5, 1977, p. 447-466.

4 DESCRIÇÃO DA RUPTURA E DA SOLUÇÃO

O projeto de contenção do movimento observado foi realizado a partir de estudos sobre a ruptura. O presente capítulo apresenta o desenvolvimento do modelo geomecânico utilizado, as retroanálises que foram feitas para compreensão da ruptura e a solução proposta pela projetista para a contenção do talude.

4.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO

Foram realizadas 4 sondagens a percussão (SPT) no talude rompido, a fim de identificar o tipo de solo e estimar alguns parâmetros para o projeto. Observou-se que o N_{spt} aumenta com a profundidade, comportamento esperado para solos residuais.

A construção do modelo geomecânico se deu a partir do conceito de eluviação e iluviação, definindo-se duas camadas do mesmo solo, uma mais e outra menos porosa. Seguiu-se o proposto pelo perfil geotécnico desenvolvido com base nas sondagens SPT. O solo mais poroso, mais superficial, é onde ocorreu a ruptura, enquanto o solo menos poroso se localiza a aproximadamente 5 metros de profundidade. Abaixo desse, há uma camada impenetrável ao trado de sondagem e que, para fins de análise, foi considerado como rocha.

O solo mais poroso ainda foi subdividido em dois, para melhor representar a situação limite da frente de saturação. Delimitado na região em que ocorreu a ruptura está o solo rompido denominado “Solo mais poroso saturado”. O solo que não sofreu ruptura foi denominado “solo mais poroso natural”, devido à condição não saturada em que se encontrava.

Para a realização do projeto, definiu-se que a razão de poropressão (r_u) representa satisfatoriamente as frentes de saturação superficiais.

4.2 RETROANÁLISE DO MOVIMENTO

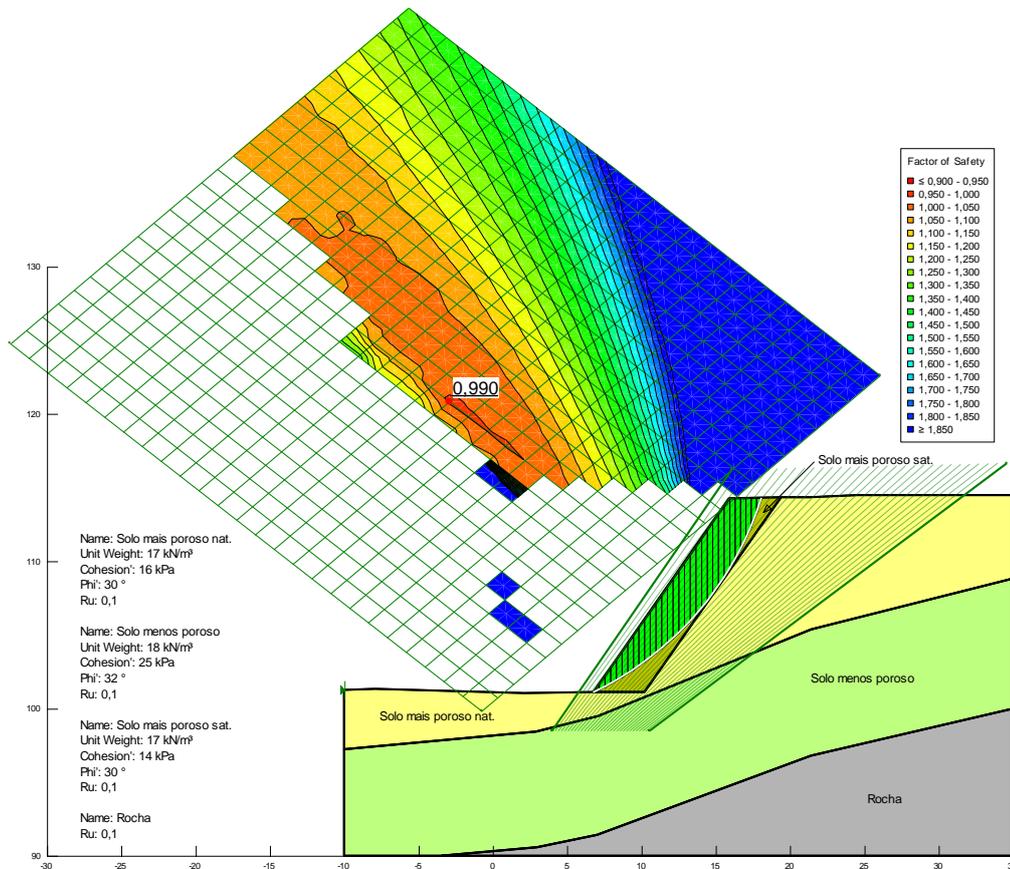
A fim de obter parâmetros geotécnicos para o solo rompido, realizaram-se retroanálises para a seção mais crítica da ruptura. A retroanálise consiste em encontrar valores para os parâmetros geotécnicos do solo que causam fator de segurança $FS=1$ para a geometria original do talude. Busca-se, no modelo construído, encontrar a condição em que o talude se encontrava para causar a ruptura que foi observada.

O levantamento topográfico apresenta trechos não rompidos, que serviram para aproximar a geometria original do talude. A superfície de ruptura observada no levantamento topográfico tem posição aproximadamente conhecida.

Diversas retroanálises foram realizadas, variando parâmetros de coesão aparente, ângulo de atrito e razão de poropressão (r_u) dos solos classificados como “mais porosos”. Os demais parâmetros necessários à análise foram estimados com base na experiência da projetista com materiais locais e trabalhos da literatura.

Variar os parâmetros de resistência e de r_u numerosas vezes fornece diversos pares de valores que resultam em FS=1. Dessa forma, foi critério do projeto escolher o par referente a $r_u=0,1$. Essa análise está representada na Figura 5 e os valores finais para seus parâmetros estão resumidos na Tabela 1.

Figura 5 Retroanálise da ruptura para $r_u=0,1$.



(Fonte: AZAMBUJA, 2016⁵)

⁵ AZAMBUJA, E. Relatório de projeto. Porto Alegre: documento não publicado, 2016.

Tabela 1 Parâmetros geotécnicos obtidos através de retroanálise ($\tau_u=0,1$).

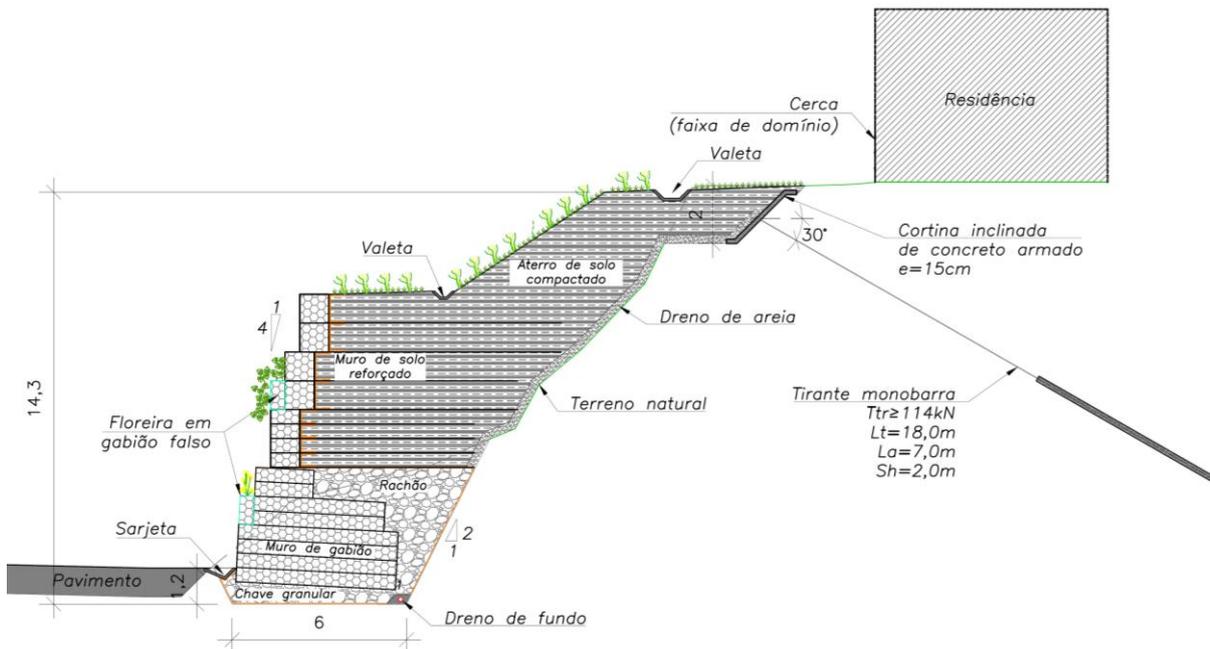
Parâmetros geotécnicos obtidos por retroanálise			
Camada	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Solo mais poroso saturado	17	14	30
Solo mais poroso natural	17	16	30
Solo menos poroso	18	25	32
Pavimento	18	5	40

(Fonte: Adaptado de AZAMBUJA⁶, 2016)

4.3 SOLUÇÃO ADOTADA PELA PROJETISTA

O projeto propôs uma contenção que consiste em uma combinação entre muro de gabião, muro de solo reforçado e um trecho com cortina atirantada. O muro de gabião está posicionado sobre chave granular. A Figura 6 apresenta a seção tipo da solução desenvolvida.

Figura 6 Seção tipo da solução adotada.



(Fonte: BOHRER; ANTUNES; AZAMBUJA, 2017)

⁶ AZAMBUJA, E. Relatório de projeto. Porto Alegre: documento não publicado, 2016.

4.3.1 Definição dos Fatores de segurança

O fator de segurança para a estabilidade global da obra foi adotado de acordo com critérios definidos na NBR 11.682/2009 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) e apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 Fatores de segurança desejados de acordo com os níveis de segurança requeridos pelo local.

Fatores de segurança recomendados pela NBR 11.682/2009			
Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra perdas de vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

(Fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009)

A obra foi dividida em setores de acordo com diferenças na geometria do talude. O setor onde se localiza a residência exigiu um fator de segurança de 1,5, por se tratar de local que exige alto nível de segurança contra perdas de vidas humanas e médio nível de segurança contra danos materiais e ambientais. Já os demais setores, por estarem mais distantes da residência e não apresentarem riscos tão altos para a vida humana, permitiram a adoção de um fator de segurança $FS=1,4$, referente a nível de segurança médio contra danos materiais e ambientais bem como contra perdas de vidas humanas.

Além das análises de estabilidade global, ainda existem os fatores de segurança mínimos exigidos para muros de contenção pela NBR 11.682/2009, sendo eles:

- FS tombamento $> 2,0$;
- FS deslizamento $> 1,5$;
- FS pressões na fundação $> 3,0$.

4.3.2 Dimensionamento da contenção

No dimensionamento das soluções, analisou-se a estabilidade das estruturas quanto à estabilidade global, interna, ao tombamento, ao deslizamento e verificou-se a pressão na

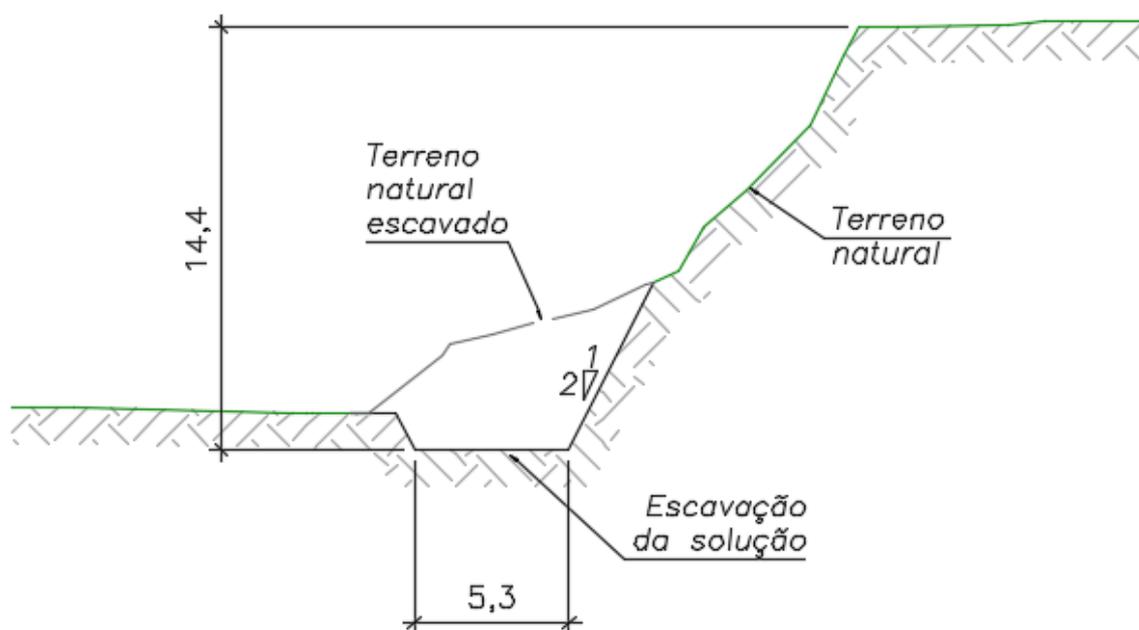
fundação. As análises de estabilidade das soluções foram feitas através de programas computacionais, utilizando os parâmetros obtidos na retroanálise. Os softwares utilizados foram o GawacWin 2003 e o Macstars 2000 da empresa Maccaferri, além do Slope/W da empresa Geoslope.

4.4 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

4.4.1 Etapa construtiva

Em dado momento durante a execução da obra de contenção, será necessário realizar um corte mais verticalizado para permitir a implementação da solução projetada. Essa etapa tende a ser a mais crítica com relação à estabilidade. Uma das seções representativas dessa situação está apresentada na Figura 7. Percebe-se a grande declividade do talude inferior, de 2:1 (V:H).

Figura 7 Seção tipo de escavação de parte da obra.



(Fonte: adaptado de AZAMBUJA, 2016⁷)

⁷ AZAMBUJA, E. Relatório de projeto. Porto Alegre: documento não publicado, 2016

4.4.2 Aspecto final da obra

A Figura 8 apresenta o aspecto da obra em etapa de conclusão. À época da foto, a maior parte da obra já havia sido concluída, e somente alguns dos dispositivos de drenagem estavam pendentes.

As linhas mais escuras no muro são floreiras, construídas a partir de gabiões falso sem propriedade estrutural. Essas foram plantadas com mudas, para conferir à obra um aspecto paisagístico mais atrativo.

Figura 8 Fotografia da obra em etapa final.



(Fonte: elaborado pela autora)

5 METODOLOGIA DE PESQUISA

O desenvolvimento da pesquisa se deu em parte com execução de ensaios de campo e laboratório e em parte com verificações de estabilidade em programas computacionais. Este capítulo detalha a metodologia aplicada no desenvolvimento do trabalho.

5.1 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE LABORATÓRIO

5.1.1 Descrição do aparato

Consiste em um tubo plástico, flexível e transparente, com área interna de $0,0367\text{cm}^2$, cujas extremidades estão conectadas às extremidades da amostra por meio de válvulas. O tubo é saturado com água, com exceção de um trecho preenchido com uma coluna de mercúrio de aproximadamente 5 cm. Está acoplado a um mural, apoiado sobre rodas que permitem a alteração da sua configuração, e conseqüentemente, da posição da coluna de mercúrio (Figura 9).

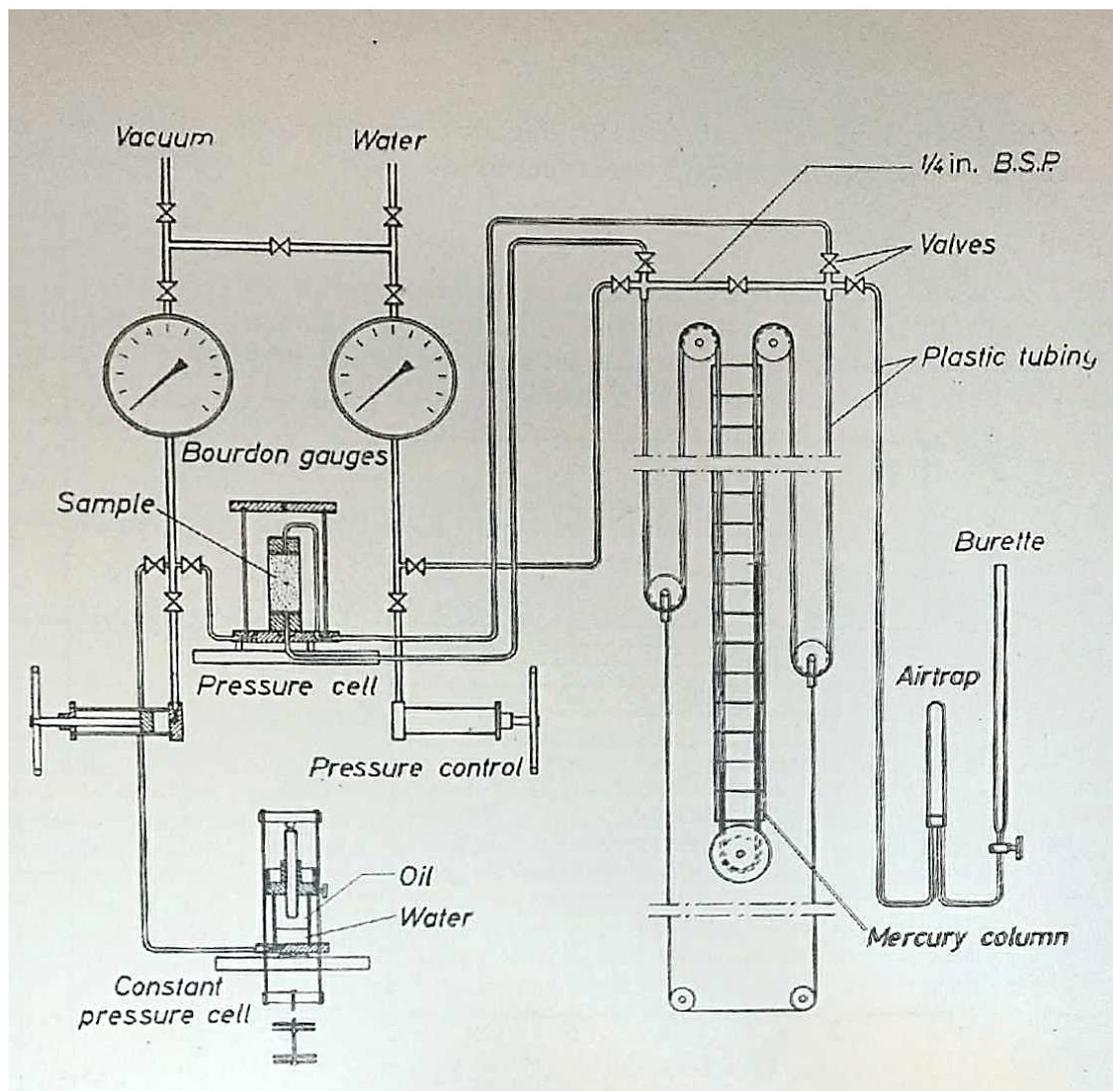
Figura 9 a) Sistema de aplicação de gradiente de pressão com coluna de mercúrio.
b) Detalhe da coluna de mercúrio



(Fonte: elaborado pela autora)

Quando se abrem as válvulas que conectam o sistema com mercúrio à amostra, acontece um deslocamento da coluna de mercúrio devido ao seu peso. Esse deslocamento cria um gradiente de pressão e um fluxo de água na amostra. A taxa com que a coluna de mercúrio se desloca é medida, e a partir dessa informação é possível se deduzir diretamente a condutividade hidráulica do solo. (BJERRUM; HUDER, 1957)

Figura 10 Representação esquemática do equipamento para ensaio de condutividade hidráulica.



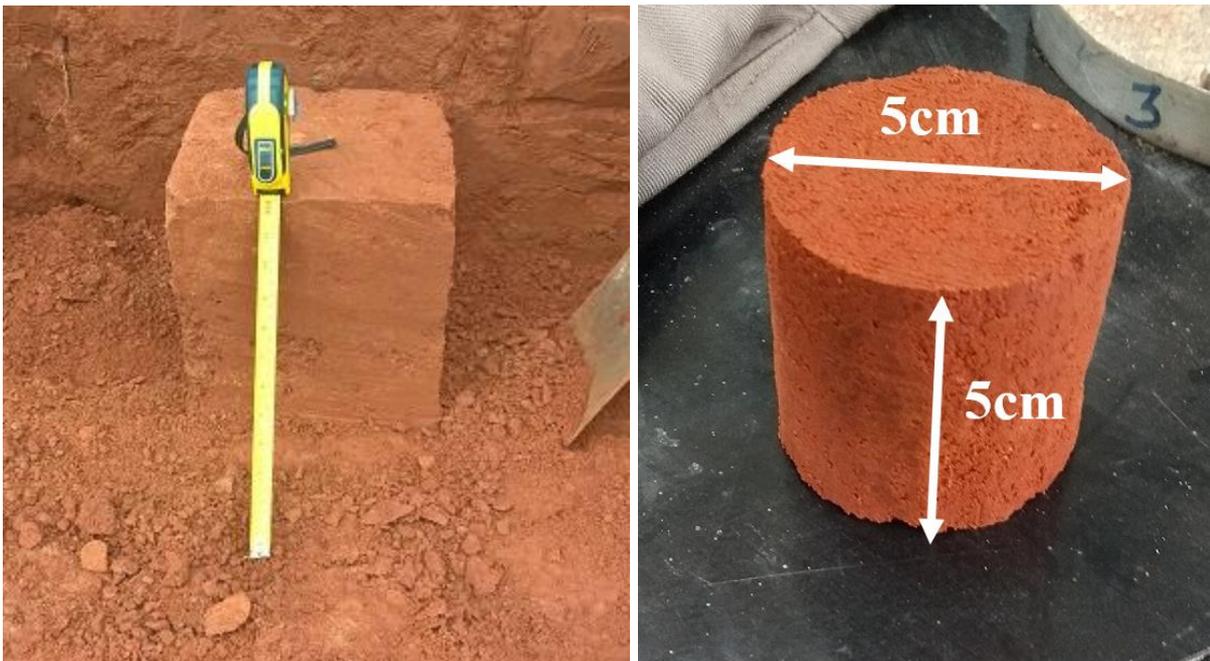
(Fonte: BJERRUM; HUDER, 1957)

5.1.2 Amostra

Um bloco de amostra indeformada foi extraído de campo (Figura 11). A profundidade de que foi retirada compara-se à profundidade investigada em alguns dos permeâmetros, pois a amostra foi extraída do talude de corte para execução da obra, no nível do acesso temporário da mesma.

Desse bloco, foram moldados dois corpos de prova cilíndricos de aproximadamente 5cm de altura e 5 cm de diâmetro. O primeiro corpo de prova, denominado CP1, foi moldado de forma que ocorra fluxo vertical em relação à sua condição de campo. O segundo, CP2, foi moldado de maneira a permitir um fluxo horizontal. Os dois corpos de prova foram ensaiados seguindo a mesma metodologia, descrita a seguir.

Figura 11 a) Extração de bloco de amostra indeformada de campo; b) corpo de prova esculpido a partir do bloco de amostra



(Fonte: acervo próprio)

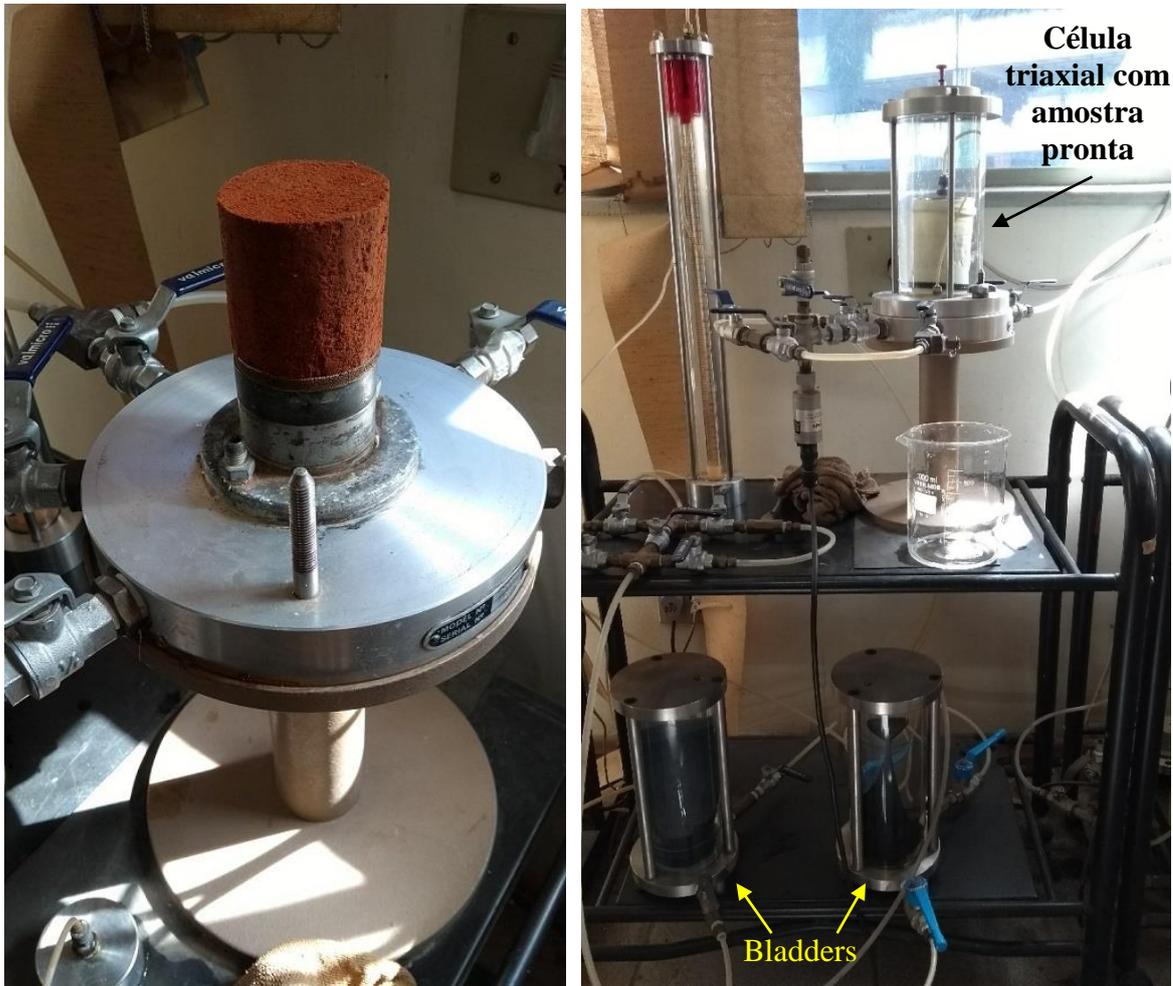
5.1.3 Preparação do ensaio

O corpo de prova foi posicionado sobre o pedestal do aparelho, acrescentando uma pedra porosa na interface entre pedestal e amostra (Figura 12 (a)). Uma membrana impermeável envolveu o corpo de prova e então outra pedra porosa e o cabeçote do equipamento foram posicionados sobre a amostra. O-Rings de borracha foram adotados como maneira de garantir a

estanqueidade da membrana, impedindo a entrada do fluido confinante na amostra. Do pedestal e do cabeçote saem mangueiras que se conectam ao sistema hidráulico responsável pela aplicação da pressão neutra no interior da amostra.

A pressão confinante é exercida pela água que envolve o corpo de prova. Tanto a pressão de água interna quanto a externa são exercidas por compressores de ar conectados a bladders, que transmitem as pressões para a água. Os compressores de ar são controlados por registros e a pressão aplicada é verificada por um transdutor de pressão. Esses elementos podem ser observados na Figura 12 (b).

Figura 12 Elementos para realização de ensaio de condutividade hidráulica em laboratório: a) Corpo de prova posicionado sobre o pedestal; b) Configuração do ensaio.



(Fonte: elaborado pela autora)

Primeiramente é necessário garantir a saturação da amostra, pois busca-se a condutividade hidráulica saturada do solo, seguindo o procedimento típico de ensaios triaxiais.

Realiza-se primeiramente a fase de percolação, percolando pela amostra um volume de água equivalente a 3 vezes o volume da amostra.

Em seguida, busca-se dissolver todas as bolhas de ar remanescentes com aumentos gradativos de pressão confinante e contrapressão (pressão de água interna), mantendo constante a diferença entre ambas para a mesma tensão efetiva permaneça constante. Define-se que a saturação foi satisfatória quando o parâmetro B, definido a seguir, for superior a 0,95.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (1)$$

Onde:

Δu = Variação medida na poropressão;

$\Delta \sigma_3$ = Variação na aplicação de pressão confinante, sem que a drenagem seja permitida.

Quando se determinou que a saturação foi suficiente, deu-se início aos ensaios de condutividade hidráulica.

5.1.4 Procedimento de ensaio

Foram realizados ensaios com diferentes valores de tensão efetiva, os quais estão indicados na tabela a seguir:

Figura 13 Valores de tensão efetiva utilizados para cada ensaio.

σ' (kPa)	
Fluxo vertical (CP1)	Fluxo horizontal (CP2)
25	25
40	40
80	80
100	100
140	200
200	300
300	
400	

(Fonte: elaborado pela autora)

A condutividade hidráulica é determinada aplicando-se um gradiente de pressão hidráulica na amostra. No ensaio em questão, esse gradiente é criado (e medido) pela coluna de mercúrio inserida em um tubo flexível, posicionada entre as extremidades da amostra. A taxa com que a coluna de mercúrio se desloca indica o fluxo de água dentro da amostra. (BJERRUM; HUDER, 1957).

Para cada tensão efetiva, mediu-se o tempo que a coluna de mercúrio levou para percorrer uma distância pré-determinada na mangueira graduada em seis repetições. Para passar para a próxima tensão efetiva de ensaio, manteve-se a pressão confinante constante e reduziu-se a contrapressão. Aguardou-se um intervalo de 20 minutos antes de dar continuidade com as medições.

A condutividade hidráulica do solo, k_h , é calculada a partir da Equação (2), obtida a partir de modificações da Lei de Darcy.

$$k_h = \frac{a * H * \Delta l}{A * (\gamma_{Hg} - \gamma_w) * t * \Delta h} \quad (2)$$

Onde:

k_h = condutividade hidráulica [cm/s];

a = área do tubo flexível [cm²];

H = altura da amostra [cm];

Δl = deslocamento da coluna de mercúrio [cm];

A = Área da amostra [cm²];

γ_{Hg} = Peso específico do mercúrio [gf/cm³];

γ_w = Peso específico da água [gf/cm³];

t = tempo [s];

Δh = altura da coluna de mercúrio [cm].

O valor encontrado em (2) é relacionado à temperatura da água no ensaio, pois quanto maior a temperatura, menor a viscosidade da água. Uma viscosidade mais baixa da água permite que essa escoe mais facilmente através dos poros do solo.

Para que seja possível realizar comparação entre ensaios, é necessário normalizar esses valores, transformando-os em seus equivalentes para uma temperatura padrão de 20°C, utilizando a seguinte relação:

$$k_{20} = k_T * \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \quad (3)$$

Onde: =

k_{20} = condutividade hidráulica normalizada para 20°C;

k_T = condutividade hidráulica na temperatura do ensaio;

η_T = viscosidade da água na temperatura do ensaio;

η_{20} = viscosidade da água a 20°C.

A viscosidade da água em função da temperatura pode ser obtida com a equação de Helmholtz:

$$\eta = \frac{0,0178}{1 + 0,038 * T + 0,0002 * T^2} \quad (4)$$

O ensaio com cada tensão efetiva foi repetido 6 vezes e a condutividade hidráulica equivalente a 20°C (k_{20}) é a média dos resultados obtidos para cada repetição.

5.2 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA IN SITU

O ensaio de condutividade hidráulica in situ realizado é conhecido como permeâmetro de carga variável. Para a presente pesquisa, foram executados 6 permeâmetros, subdivididos em 3 pares, posicionados como mostra a Figura 14.

Figura 14 Planta baixa com a localização dos permeâmetros



(Fonte: adaptado de AZAMBUJA, 2016⁸)

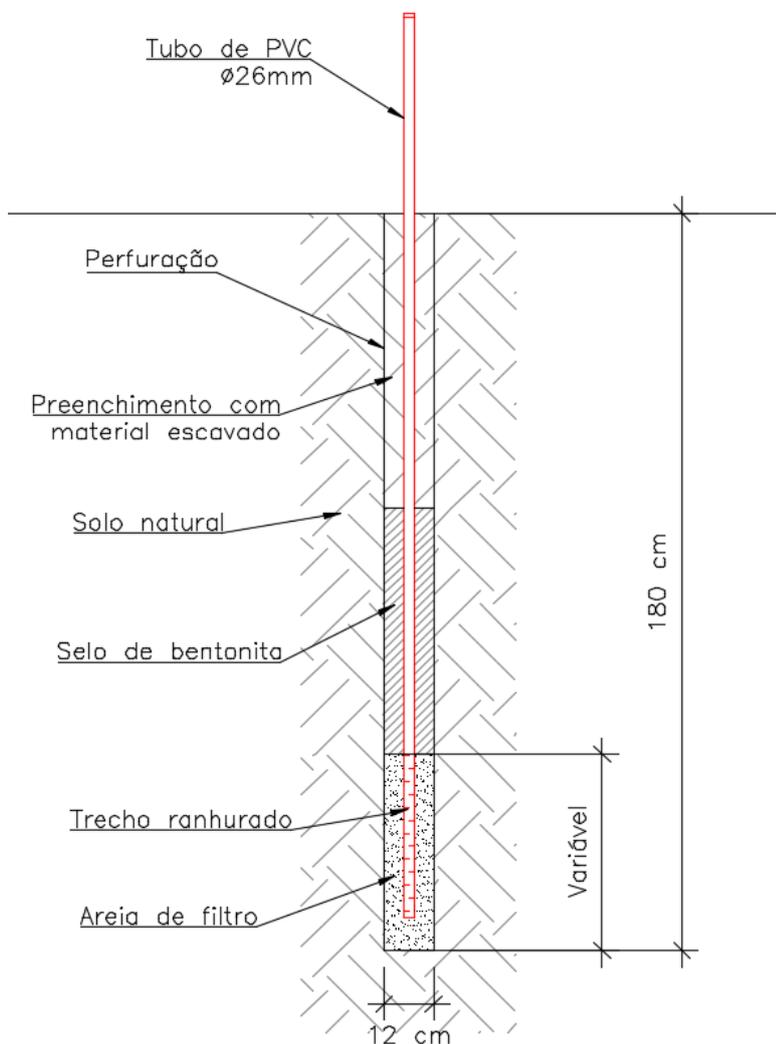
⁸ AZAMBUJA, E. Relatório de projeto. Porto Alegre: documento não publicado, 2016

5.2.1 Execução

O ensaio executado para esta pesquisa consistiu em uma perfuração vertical no solo, de diâmetro de aproximadamente 12 cm e profundidade em torno de 180cm. Na perfuração inseriu-se um tubo de PVC de 26mm de diâmetro, em cuja ponta existem ranhuras que permitem o fluxo de água. O fundo do furo foi preenchido com areia de filtro de forma que a água que entre no tubo, possa infiltrar através da areia. O comprimento dessa camada drenante variou dentro de cada par de permeâmetro, de forma que para um dos instrumentos tivesse 25cm de comprimento e para o outro, 40cm.

Acima da areia, um selo de bentonita foi executado para evitar que a água inserida no sistema busque caminhos preferenciais dentro do material de preenchimento da parte superior da perfuração. Após a execução do selo de bentonita, aguardou-se um mínimo de 48h antes da realização dos ensaios para permitir a hidratação do material. O permeâmetro está esquematizado na Figura 15.

Figura 15 Croqui do permeâmetro.



(Fonte: elaborado pela autora)

Para verificar a carga hidráulica que age no sistema, confeccionou-se um equipamento medidor de nível de água composto por um tubo de PVC com os mesmos 26 mm de diâmetro, acoplado ao qual encontra-se uma bureta graduada de vidro. Nessa bureta foram feitas previamente marcas de controle, espaçadas de 30cm. A Figura 16 apresenta uma fotografia do sistema instalado, envolvendo o equipamento medidor de nível de água com a bureta graduada e o permeâmetro.

Figura 16 Fotografia do sistema de permeâmetro com medidor de nível de água.



(Fonte: elaborada pela autora)

O ensaio envolve adicionar água ao permeâmetro de forma que se observe um aumento no nível de água dentro da bureta no medidor, que representa a carga hidráulica atuante no sistema. Esse nível deve ultrapassar a marca superior da bureta. Assim que isso acontece, cessa-se a inserção de água e aguarda-se que o menisco formado pela água dentro da bureta ultrapasse a marca superior. Nesse instante, aciona-se o cronômetro, que somente será parado quando o nível d'água atingir a marca inferior da bureta. Esse tempo é anotado em planilha adequada de campo e o ensaio é feito novamente. Repete-se o procedimento diversas vezes. O critério de parada utilizado nesse trabalho foi de 20 repetições.

5.2.2 Cálculo da condutividade hidráulica

Os resultados do ensaio com os permeâmetros são dados em valores de tempo necessários para que o nível de água indicado no piezômetro reduza de H_1 para H_2 . Esse intervalo de tempo, Δt , é utilizado na formulação proposta por Hvorslev (1951) para se obter a condutividade hidráulica horizontal. Essa formulação considera o caso de um dispositivo do tipo ponteira (*well point*) em solo uniforme, para um ensaio de carga variável e está descrita a seguir.

$$k_h = \frac{d^2 \ln \left[\frac{mL}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{mL}{D} \right)^2} \right]}{8L (t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \quad (5)$$

Onde:

k_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal [cm/s];

d = diâmetro do revestimento [cm];

L = comprimento do furo ou filtro [cm];

D = diâmetro do furo ou filtro [cm];

H_1 = carga piezométrica ($t=t_1$) [cm];

H_2 = carga piezométrica ($t=t_2$) [cm];

t = tempo [s];

m = razão de transformação ($\sqrt{k_h/k_v}$).

A razão de transformação m , apresentada em (5) relaciona a condutividade hidráulica vertical e a condutividade hidráulica horizontal, ou seja, a equação considera a anisotropia da condutividade hidráulica do solo. Considerou-se, no entanto, a hipótese de que o solo superficial não apresenta forte anisotropia no parâmetro de condutividade hidráulica, e dessa forma adotou-se o valor de $m=1$. Essa hipótese será verificada adiante, com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e é válida para tensões efetivas inferiores a 100kPa.

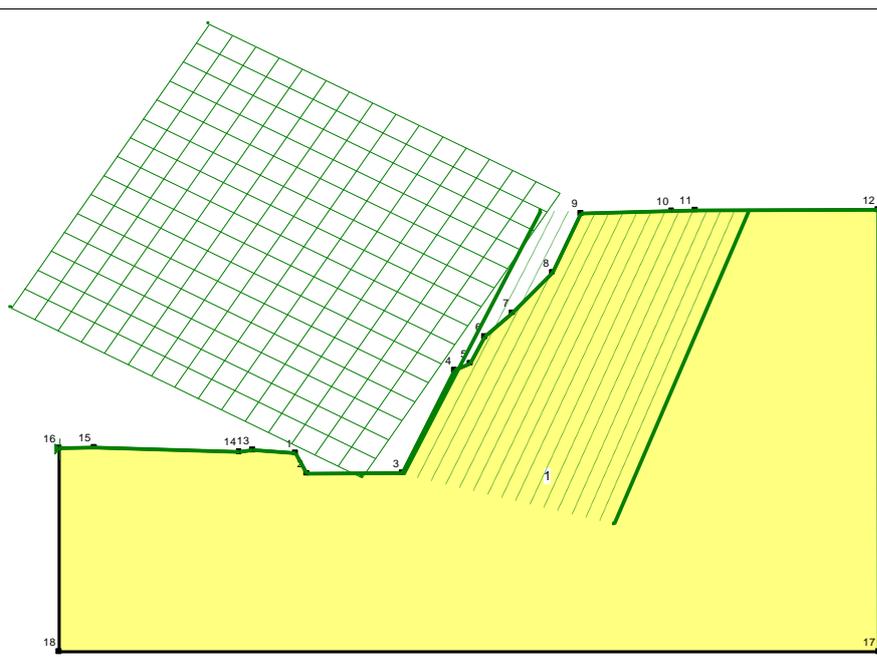
5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO

Compreende-se que o solo apresenta uma resistência operacional mais alta devido aos fatores apresentados até aqui, tais como a cimentação do solo e a condição de não saturação que possibilita a existência de tensão devido à sucção. A etapa intermediária de escavação, apresentada em 4.4.1, deve então ser analisada quanto à sua estabilidade considerando essas contribuições.

A verificação de estabilidade será realizada em programa computacional que realiza análise determinística de equilíbrio limite, o software Slope/W da Geostudio. Com os parâmetros de resistência encontrados em laboratório para a condição de saturação e de não saturação, serão realizadas as análises de forma a se buscar os fatores de segurança relativos a cada caso.

O tipo de análise utilizado foi o de Morgenstern-Price e a superfície crítica foi encontrada pelo método de raios e grade. A Figura 17 apresenta a seção desenhada no programa, com as linhas de grade e de raios. A ruptura ocorre da direita para a esquerda. O solo foi considerado homogêneo, e não foi considerado superfície freática ou qualquer outra forma de presença de água. A condição de saturação ou não saturação está somente representada pelos parâmetros de resistência adotados.

Figura 17 Seção analisada no Slope/W.



(Fonte: elaborado pela autora)

5.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE CONSIDERANDO INFILTRAÇÃO DE ÁGUA

A estabilidade do talude é fortemente associada à sua condição de não saturação. As análises de estabilidade realizadas no Slope/W ou consideram o maciço não saturado, com os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no ensaio com amostra natural, ou consideram-no completamente saturado, adotando os parâmetros encontrados no ensaio com amostra inundada. O primeiro caso analisa o talude em um período de estiagem, enquanto o segundo caso busca modelar a estabilidade do talude face a uma precipitação suficiente para que se ocorra a saturação.

Essa modelagem, no entanto, é bastante irrealista, visto que em um evento de chuva a saturação ocorre gradativamente, da superfície para o interior do maciço, seguindo uma frente de saturação. Isso implica na existência de uma zona saturada na superfície do talude, que aumenta de magnitude à medida que a precipitação se mantém e a frente de saturação avança na profundidade. Esta zona saturada implica na queda dos parâmetros de resistência, pois elimina o efeito da sucção. A estabilidade do talude, portanto, está atrelada à profundidade da frente de saturação que, por sua vez, depende da condutividade hidráulica do solo, da intensidade e duração da chuva.

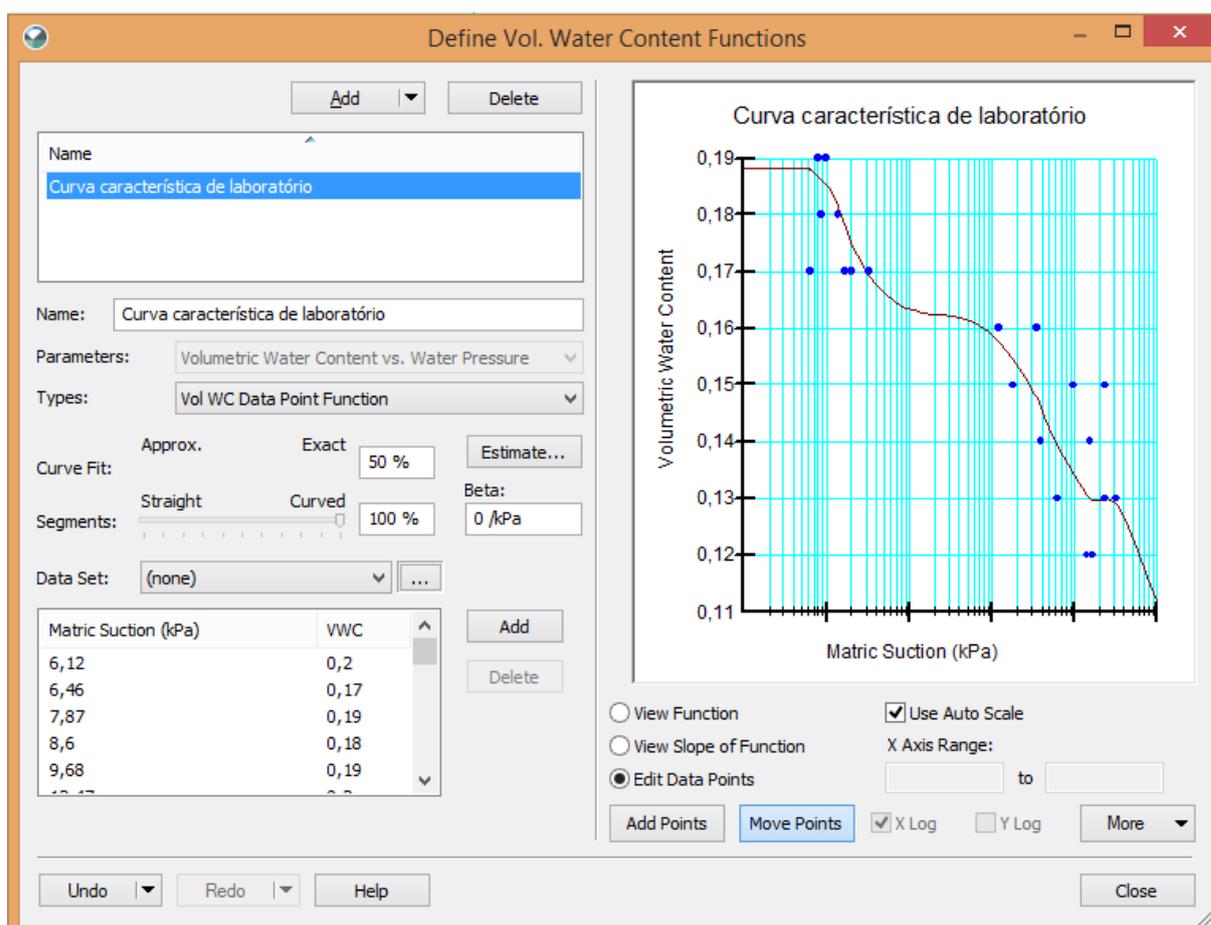
Para verificar o efeito da infiltração de água da chuva na estabilidade do talude, utilizou-se o software Seep/W, também da Geostudio, que permite analisar os fluxos de água subsuperficiais por meio de método de elementos finitos. O programa modela tanto problemas saturados e estáticos simples quanto análises transientes saturadas e não-saturadas mais sofisticadas. Além disso, é possível associar os resultados obtidos no Seep/w a uma análise de estabilidade do Slope/W.

5.4.1 Definição do material em análise do Seep/W

O material denominado “solo residual de arenito”, foi modelado como saturado/não saturado e seus parâmetros hidráulicos de entrada foram obtidos em parte pelos ensaios realizados e descritos neste trabalho e em parte por estimativa desenvolvida pelo próprio software. Não se considerou anisotropia na condutividade hidráulica do material, portanto a razão K_y'/K_x' foi considerada 1.

Definiu-se a função de capacidade de retenção de água pelo solo, chamada pelo programa de Volumetric Water Content Function, que relaciona sucção mátrica e umidade volumétrica. Para tanto, entrou-se com os pontos obtidos no ensaio de laboratório realizado pelo método do papel filtro solicitado pela empresa projetista como parte dos ensaios adicionais de laboratório. Esses ensaios são apresentados adiante, na seção 6.3.4. A curva foi ajustada para que melhor se encaixasse à nuvem de pontos encontrada pelo ensaio. A Figura 18 apresenta a janela do programa usada para configurar essa função.

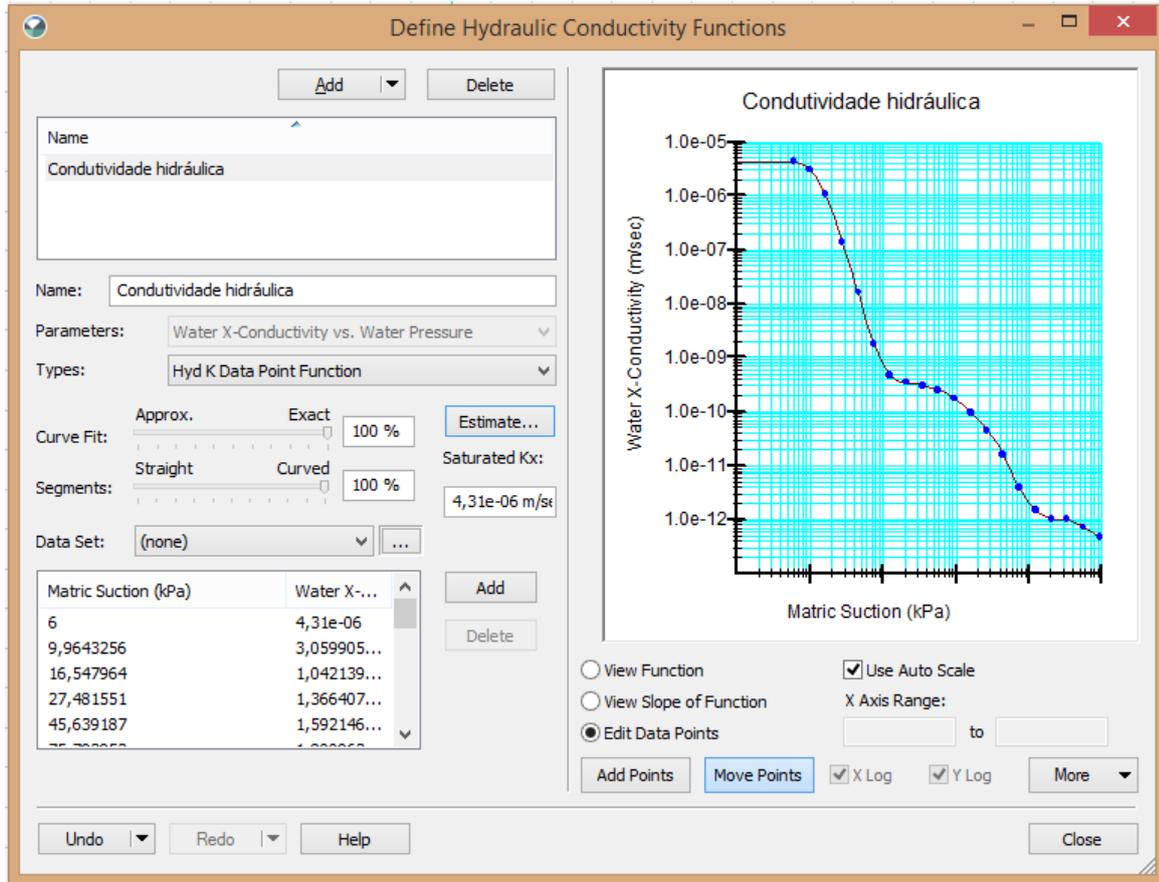
Figura 18 Janela de configuração da função de umidade volumétrica



(Fonte: elaborado pela autora)

Em seguida, foi necessário definir a função de condutividade hidráulica versus sucção mátrica. Esta função foi estimada pelo método de Fredlund & Xing, listado pelo próprio software, que considera a curva de retenção de água e a condutividade hidráulica saturada. Esta foi adotada como o valor encontrado nos ensaios de laboratório, $4,31 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, como apresentado adiante neste trabalho. A configuração dessa função foi realizada na janela apresentada na Figura 19.

Figura 19 Janela de configuração da função de condutividade hidráulica.



(Fonte: elaborado pela autora)

5.4.2 Definição do material em análise do Slope/W

Para realizar a análise de estabilidade no Slope/W associada às análises de fluxo do Seep/W, adotou-se para o material os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados no ensaio inundado. O efeito da sucção é considerado através da função de capacidade de retenção de água pelo solo, descrita no item anterior. Considerou-se um volume de água residual de 50% do volume saturado.

5.4.3 Análises realizadas

O problema considerado neste trabalho envolveu um total de quatro análises nesta etapa. As condições existentes em cada uma das análises está explicitada na Tabela 3.

Tabela 3 Descrição das análises de estabilidade considerando infiltração de água realizadas nos softwares Slope/W e Seep/W

Especificação das análises realizadas			
Número	Análise	Software	Descrição
1	Estático, sem precipitação	Seep/W	Análise de estado estático com função de fornecer as condições hidráulicas iniciais para as análises subsequentes.
1.1	Estabilidade sem precipitação	Slope/W	Análise de estabilidade do talude anterior ao início da infiltração, considerando condições de não-saturação do solo.
1.2	Transiente, com precipitação	Seep/W	Análise de fluxo transiente, que considera uma infiltração constante sobre toda a superfície do talude equivalente à precipitação determinada para o estudo.
1.2.1	Estabilidade com precipitação	Slope/W	Análise de estabilidade do talude como resposta à precipitação, infiltração de água e consequente saturação do solo superficial. As condições de poropressão são provenientes da análise 1.2 e os resultados de estabilidade são fornecidos a cada passo da análise transiente.

(Fonte: elaborado pela autora)

5.4.4 Chuva

A intensidade da precipitação para realizar as análises foi obtida a partir de dados históricos de chuva fornecidos pelo sistema de informações HydroWeb da Agência Nacional de Águas para um posto pluviométrico de São Sebastião do Caí (código da estação: 2951081). Considerou-se o registro diário de três dias consecutivos ocorridos no inverno, durante a execução da obra. À época, a obra estava justamente no ponto crítico de escavação sobre o qual este trabalho se debruça. A precipitação desses dias foi suficiente para desenvolver pequenos movimentos superficiais no talude de corte temporário para execução da obra – situação comum em canteiros de obra e, normalmente, de controle trivial.

Os pluviômetros, no entanto, medem somente a precipitação diária, o que não equivale necessariamente à precipitação de 24h. A janela de tempo dos pluviômetros, que mede a precipitação diária, é fixa, enquanto a janela necessária para interpretar a precipitação de 24h deve ser móvel.

Para transformar a precipitação diária em precipitação de outros períodos, é necessário realizar o que em hidrologia se chama “desagregação” da chuva. São utilizadas relações tabeladas para encontrar a precipitação de 24h a partir da precipitação diária. As constantes do modelo de desagregação de chuvas diárias aqui utilizadas foram as propostas por Occhipinti e Santos

(1966⁹, apud CARDOSO; ULLMANN; BERTOL, 1998). A Tabela 4 apresenta os dados obtidos para a estação pluviométrica de São Sebastião do Caí nos dias em estudo, o cálculo da desagregação da chuva com indicação das constantes e a intensidade da chuva para cada novo período de chuva calculado. Considerou-se somente a transformação da chuva diária para uma chuva de 24h, e então dividiu-se essa precipitação pelas 24h correspondentes para encontrar a intensidade de precipitação. O valor adotado para a análise foi o de maior magnitude, no caso, o referente ao primeiro dia da série.

Tabela 4 Dados pluviométricos, desagregação e intensidade de chuva adotados no modelo.

Desagregação e intensidade de chuva				
Dados diários de chuva		Desagregação	Intensidade de chuva	
Data	Chuva diária (mm)	P24h (mm) = Pd x 1,14	P (mm/h) = P24h / 24h	P (m/s)
30/05/2017	23,3	26,6	1,1	3,07E-07
31/05/2017	15,0	17,1	0,7	1,98E-07
01/06/2017	20,6	23,5	1,0	2,72E-07

(Fonte: elaborado pela autora)

5.4.5 Condições de contorno

A análise do Seep/W exige que se definam condições de contorno. Para este trabalho, definiu-se duas condições. A primeira refere-se à precipitação e a segunda à pressão de água, definida como nula na borda inferior do modelo.

A condição de contorno de precipitação foi analisada como fluxo unitário, com intensidade constante e de valor $3,07 \times 10^{-7} \text{m/s}$, como foi definida anteriormente. Está posicionada sobre toda a superfície do talude, simulando o efeito de infiltração da chuva.

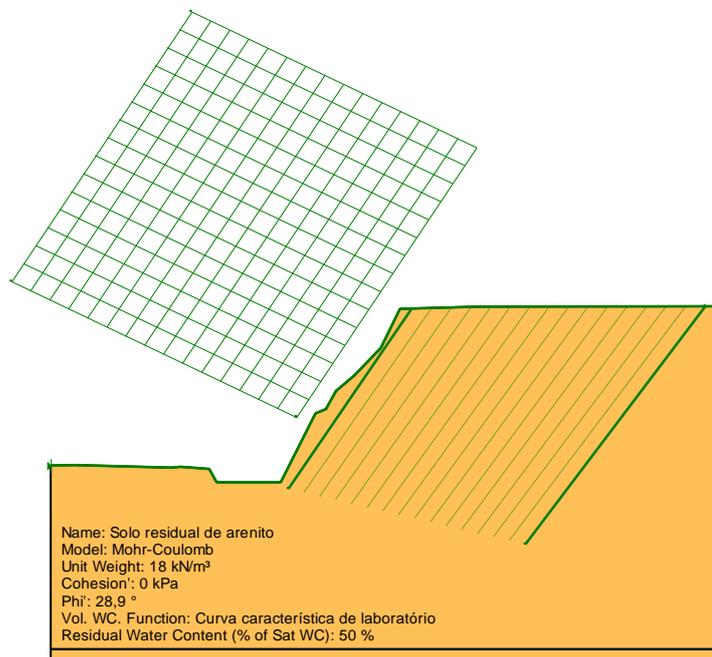
A segunda condição de contorno é necessária para realizar as análises transientes e definiu um valor de pressão de água igual a zero na região inferior do modelo.

⁹ OCCHIPINTI, A.G. & SANTOS, P.M. Relações entre as precipitações máximas de “um dia” e de “24 horas” na cidade de São Paulo. São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, USP. 1966. 26p.

5.4.6 Configuração final das análises

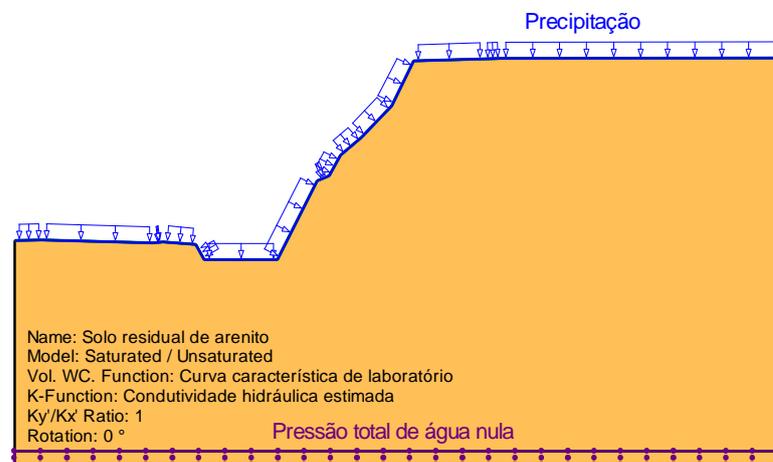
A seguir estão apresentadas as configurações finais das análises, seguindo todas as diretrizes mencionadas anteriormente. A Figura 20 apresenta a seção a ser resolvida para as duas análises de estabilidade com o Slope/W, antes da precipitação e durante o evento de chuva. A Figura 21 ilustra a seção a ser resolvida com o Seep/W na análise transiente. É possível visualizar a posição das condições de contorno descritas anteriormente.

Figura 20 Configuração das análises de estabilidade do talude



(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 21 Configuração da análise transiente de infiltração de chuva



(Fonte: elaborado pela autora)

6 RESULTADOS

6.1 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM LABORATÓRIO

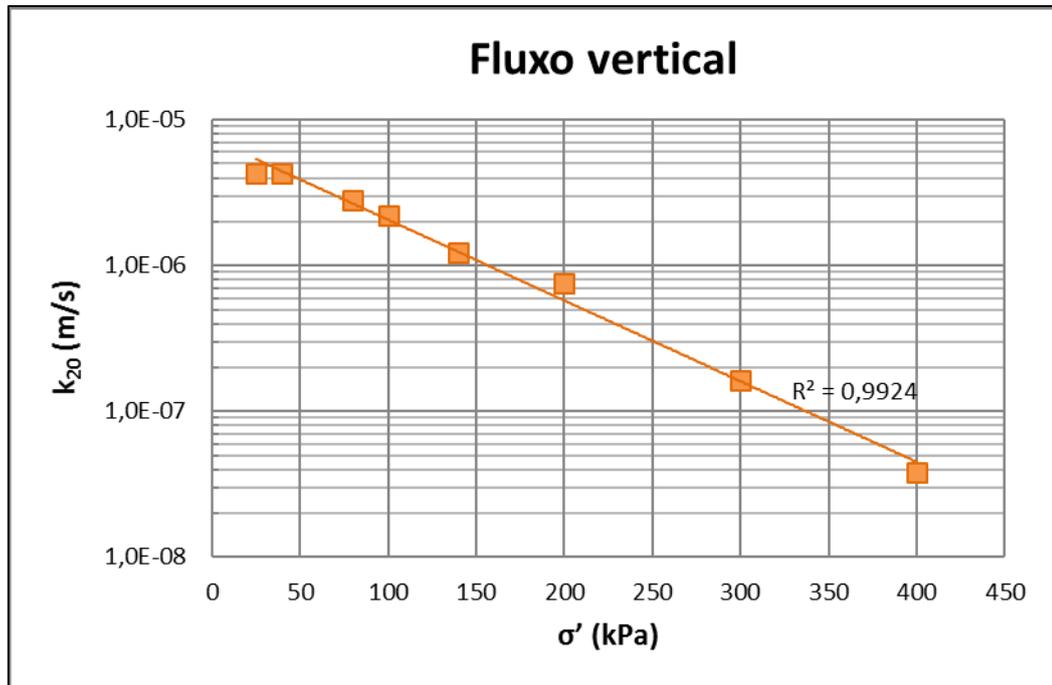
Os resultados obtidos com os ensaios de condutividade hidráulica de laboratório, desenvolvidos a partir da metodologia descrita em 5.1, podem ser visualizados na Tabela 5 e nos gráficos na Figura 22 e na Figura 23.

Tabela 5 Condutividade hidráulica a 20°C observada nos ensaios.

Condutividade hidráulica observada		
σ' (kPa)	kh_{20} (m/s)	
	Fluxo vertical (CP1)	Fluxo horizontal (CP2)
25	4,31E-06	4,80E-06
40	4,33E-06	3,69E-06
80	2,80E-06	3,08E-06
100	2,20E-06	2,68E-06
140	1,23E-06	-
200	7,50E-07	2,23E-06
300	1,64E-07	1,35E-06
400	3,82E-08	-

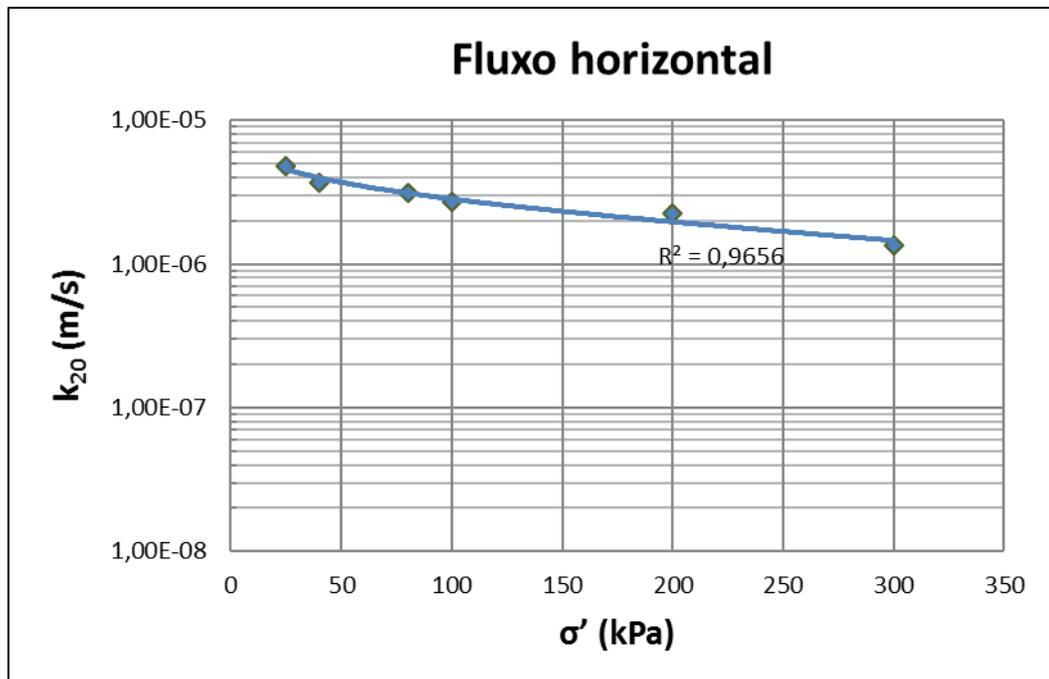
(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 22 Gráfico em escala logarítmica com resultados do ensaio de condutividade hidráulica com fluxo vertical (CP1), apresentando sua condutividade hidráulica versus tensão confinante.



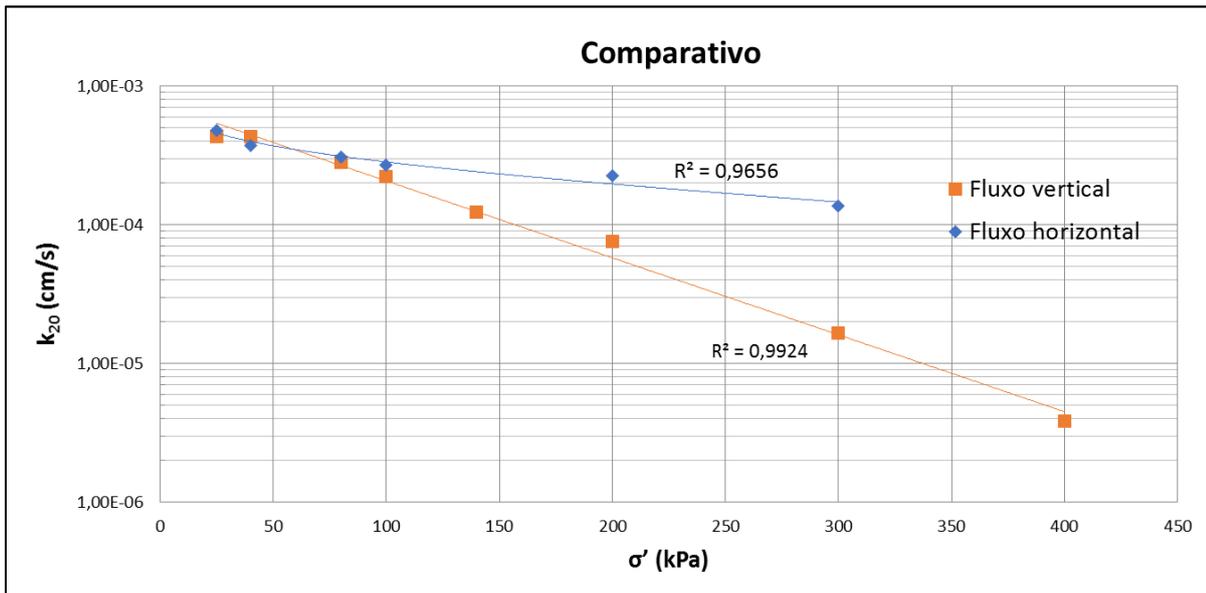
(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 23 Gráfico em escala logarítmica com resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para fluxo horizontal (CP2), apresentando sua condutividade hidráulica versus tensão confinante.



(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 24 Gráfico comparativo entre resultados de ensaio de condutividade hidráulica com fluxo horizontal e com fluxo vertical



(Fonte: elaborado pela autora)

A Figura 24 apresenta um gráfico comparativo com os resultados obtidos em ambos os ensaios, plotados em escala logarítmica. Para níveis baixos de tensão efetiva, não se nota anisotropia na condutividade hidráulica deste solo. Para tensões maiores, no entanto, aparece um efeito anisotrópico.

É perceptível que há maior variação de condutividade hidráulica em função do incremento de tensão efetiva quando o fluxo é vertical do que quando é horizontal. Possivelmente, esse fenômeno se deve à influência das estratificações. No fluxo horizontal, os caminhos preferenciais da água ocorrem ao longo das camadas de sedimentação e, portanto, não sofrem forte influência da pressão. Já no fluxo vertical, que atravessa as estratificações do maciço, é possível que existam estruturas abertas formadas pela fração fina do solo, que se fecham com o aumento de pressão confinante e conseqüentemente causam queda na condutividade hidráulica do solo.

Dado que a profundidade de interesse é relativamente rasa, é aceitável adotar os valores de condutividade hidráulica encontrados para a menor tensão efetiva ensaiada, a saber $4,31 \times 10^{-6}$ m/s para fluxo vertical e $4,80 \times 10^{-6}$ m/s para fluxo horizontal. Devido à pequena diferença entre os valores, também é possível considerar isotropia nesse parâmetro.

6.2 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA IN SITU

Dos seis permeâmetro instalados, foi possível obter informações confiáveis de três. O permeâmetro identificado como PE06, posicionado na parte superior do talude não apresentou resultados mensuráveis. A vazão de saída do sistema, ou seja, a vazão drenada pela ponteira, foi superior à vazão de entrada. Isso sugere que a condutividade hidráulica do solo naquele ponto é demasiadamente alta. O que pode ter causado esse efeito nessa região é o fato de que o horizonte de solo ensaiado é mais poroso e tem maior condutividade hidráulica, principalmente por se tratar de região de contato entre uma zona mais intemperizada com presença de solo orgânico e uma outra zona de menor grau de alteração. Como visto, o solo da camada mais superior do talude é bastante erodível, com facilidade de formação de pipings. Também a área em que esse permeâmetro foi posicionado tem grande concentração de vegetação arbórea, além de estar próxima à residência. É possível que algum caminho preferencial se formou ao longo do tempo na região estudada, o que condicionou o fluxo proveniente desse permeâmetro.

Dois dos permeâmetros instalados no acesso da obra sofreram fugas d'água, extravasando por cima do furo, através do solo de reaterro. Esses dois, PE02 e PE03, foram desconsiderados pois indicam uma possível falha na execução do permeâmetro. Supõe-se que houve ruptura do selo de bentonita.

Os três ensaios restantes foram divididos em duas classificações, de acordo com o grau de intemperismo do solo que investigaram. Os permeâmetros PE01 e PE04, instalados no acesso à obra, estão associados a um menor grau de intemperismo do solo, enquanto o permeâmetro PE05 se refere à condutividade hidráulica do solo mais superficial e conseqüentemente mais intemperizado.

Conforme foi verificado em laboratório e exposto no item 6.1, não há forte anisotropia no parâmetro de condutividade hidráulica do solo sob baixas tensões efetivas. É portanto válido considerar que a condutividade hidráulica horizontal e vertical são iguais, e que o valor de m na Equação (5), do item 5.2.2 pode ser adotado como 1,0.

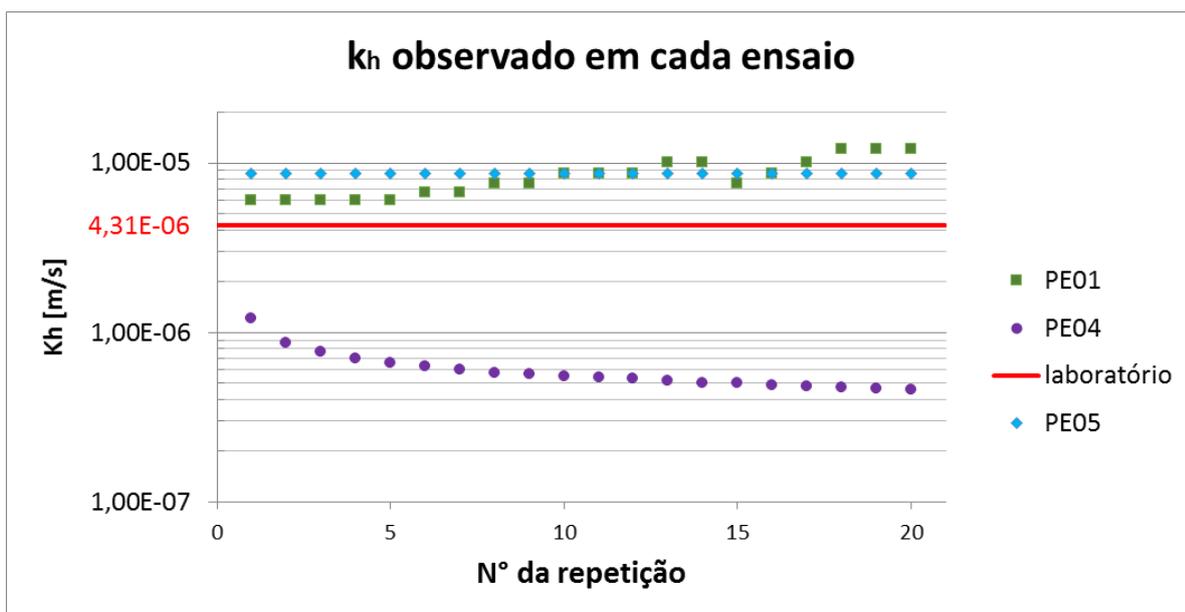
Dessa forma, calculou-se o valor de k_h para cada uma das repetições do ensaio. Os resultados estão expressos na Tabela 6 e no gráfico da Figura 25.

Tabela 6 Resultados obtidos dos ensaios de condutividade hidráulica in situ

Solo menos intemperizado			Solo mais intemperizado					
PE01			PE04			PE05		
Ensaio	Δt (s)	K_h (m/s)	Ensaio	Δt (s)	K_h (m/s)	Ensaio	Δt (s)	K_h (m/s)
1	10	6E-06	1	48	1,2E-06	1	6	8,6E-06
2	10	6E-06	2	67	8,7E-07	2	6	8,6E-06
3	10	6E-06	3	76	7,7E-07	3	6	8,6E-06
4	10	6E-06	4	83	7,1E-07	4	6	8,6E-06
5	10	6E-06	5	89	6,6E-07	5	6	8,6E-06
6	9	6,7E-06	6	92	6,4E-07	6	6	8,6E-06
7	9	6,7E-06	7	97	6E-07	7	6	8,6E-06
8	8	7,6E-06	8	101	5,8E-07	8	6	8,6E-06
9	8	7,6E-06	9	103	5,7E-07	9	6	8,6E-06
10	7	8,6E-06	10	106	5,5E-07	10	6	8,6E-06
11	7	8,6E-06	11	108	5,4E-07	11	6	8,6E-06
12	7	8,6E-06	12	110	5,3E-07	12	6	8,6E-06
13	6	1E-05	13	113	5,2E-07	13	6	8,6E-06
14	6	1E-05	14	117	5E-07	14	6	8,6E-06
15	8	7,6E-06	15	116	5E-07	15	6	8,6E-06
16	7	8,6E-06	16	119	4,9E-07	16	6	8,6E-06
17	6	1E-05	17	121	4,8E-07	17	6	8,6E-06
18	5	1,2E-05	18	124	4,7E-07	18	6	8,6E-06
19	5	1,2E-05	19	125	4,7E-07	19	6	8,6E-06
20	5	1,2E-05	20	127	4,6E-07	20	6	8,6E-06

(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 25 Gráfico com resultados dos ensaios de condutividade hidráulica in situ



(Fonte: elaborado pela autora)

Esperava-se que a repetição dos procedimentos de infiltração provocaria uma saturação do solo ao redor dos permeâmetros e conseqüentemente um aumento na condutividade hidráulica observada. Isso, no entanto, só foi verificado no PE01. No PE04, a condutividade hidráulica foi reduzida, enquanto no PE05 a condutividade hidráulica foi constante.

Tendo em vista todas as limitações intrínsecas a ensaios de campo decorrentes da grande quantidade de variáveis envolvidas, pode-se adotar esses resultados, ainda que com cautela. A Figura 25 apresenta a comparação com o valor médio encontrado no laboratório para baixas tensões efetivas. A ordem de grandeza dos ensaios resultou suficientemente semelhante. As diferenças, é claro, se dão devido à diferença de escala dos ensaios. Enquanto no ensaio de laboratório se tem um grande controle sobre as variáveis envolvidas, também se está lidando com uma amostra diminuta, que representa somente o comportamento daquela parcela de solo. Um ensaio em maior escala, como o são os ensaios de campo, permite obter resultados que possuem uma boa correspondência com a realidade, ainda que não se tenha controle sobre todas as variáveis. A influência de fatores externos, como por exemplo descontinuidades, caminhos preferenciais de drenagem, a presença de raízes ou de outros fatores, pode afetar os resultados dos ensaios. Ainda assim, esses fatores são os que de fato existem em campo e é relevante considerá-los. Em laboratório não seria possível observar esses fenômenos devido ao tamanho da amostra.

Ambos os ensaios têm sua validade e seus pontos positivos e negativos de forma complementar. Conclui-se que uma investigação que abranja os dois métodos, ensaios em laboratório e de campo, é interessante para que não se negligenciem aspectos que não seriam verificáveis em um ou em outro.

6.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO ADICIONAIS

De campo foram retirados outros dois blocos de amostra indeformada, dos quais se realizaram ensaios de laboratório adicionais requisitados pela projetista. A Tabela 7 apresenta os resultados dos ensaios mais relevantes realizados.

Tabela 7 Propriedades e parâmetros calculados a partir dos ensaios de laboratório do solo típico do talude.

Parâmetros obtidos em ensaios de laboratório			
Propriedade/Parâmetro	Sigla	Valor	Unid.
Massa específica dos grãos	ρ_s	2,713	g/cm ³
Massa específica natural	ρ_n	1,90±0,05	g/cm ³
Massa específica aparente seca	ρ_d	1,65±0,06	g/cm ³
Teor de umidade natural	w	15,3±1,8	%
Grau de saturação	S	63,6±6,0	%
Porosidade	n	34,0±4,5	%
Coefficiente de permeabilidade	k_{sat}	3,10E-08	m/s
Ângulo de atrito (inund.)	ϕ'_{inu}	28,9	°
Intercepto coesivo (inund.)	c'_{inu}	0	kPa
Ângulo de atrito (nat.)	ϕ'_{nat}	37,8	°
Intercepto coesivo (nat.)	c'_{nat}	35,7	kPa
Índice de vazios	e	0,65±0,06	-
Módulo edométrico	E_{oed}	4,43	MPa

(Fonte: BOHRER; ANTUNES; AZAMBUJA, 2017)

6.3.1 Ensaio de permeabilidade a carga variável

Um dos ensaios requisitados à época do projeto foi o de permeabilidade a carga variável, seguindo o prescrito na norma NBR 14545. Foram medidos os volumes de água que percolaram pelo corpo de prova de amostra indeformada para determinados intervalos de tempo em diferentes gradientes hidráulicos.

Esses ensaios apontaram um coeficiente de permeabilidade de $3,10 \times 10^{-8}$ m/s, consideravelmente inferior ao obtido nos ensaios de laboratório realizados pela autora, de $4,31 \times 10^{-6}$ m/s.

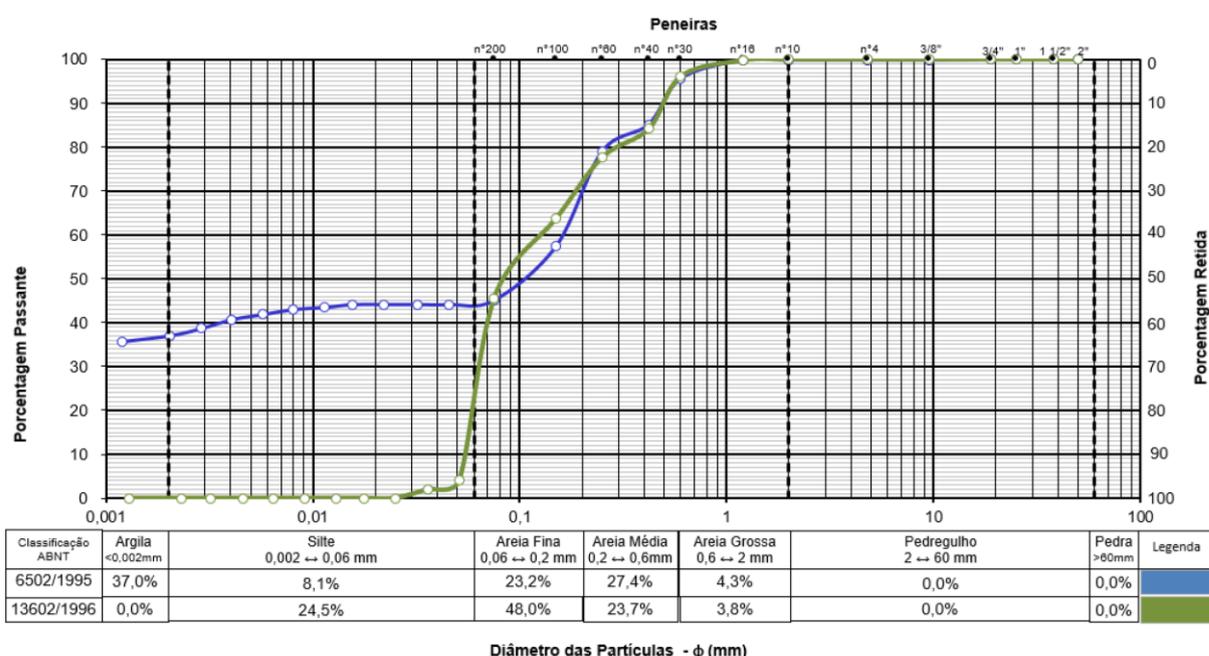
Uma diferença neste ensaio é a utilização de papel filtro na amostra. É possível que este tenha uma condutividade hidráulica inferior à do solo, causando uma influência nos resultados.

Tendo em vista todos os aspectos hidráulicos do solo observados até o presente ponto do trabalho, desconsiderou-se o resultado deste ensaio.

6.3.2 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada de duas formas, com e sem defloculante, e o gráfico representando seus resultados pode ser visualizado na Figura 26. Percebe-se uma grande diferença em comportamento das duas curvas para peneiras menores que a de número 200. Enquanto no ensaio sem defloculante boa parte do material fica retido nessa peneira, indicando grande proporção de areia fina, no ensaio com defloculante se verifica que há uma grande quantidade de finos dentro da amostra. Infere-se que o solo possui grande concentração de argila que está aglutinada em grumos maiores. Essa estrutura é responsável pela alta condutividade hidráulica do solo.

Figura 26 Curvas de distribuição granulométrica com defloculante (azul) e sem defloculante (verde).



(Fonte: BOHRER; ANTUNES; AZAMBUJA, 2017)

6.3.3 Ensaios de cisalhamento direto

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, foi solicitado uma envoltória realizada com a amostra inundada, como é de praxe na execução do ensaio, e uma envoltória com a amostra não inundada, para tentar simular as condições naturais do solo. As envoltórias estão apresentadas na Figura 27 e Figura 28.

Figura 27 Envoltória de resistência de ensaio de cisalhamento direto não-inundado

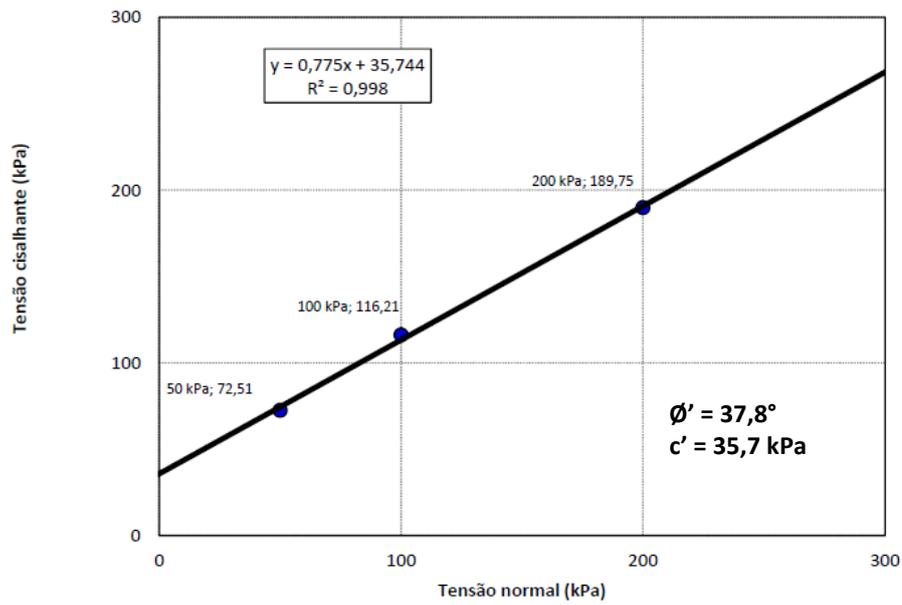
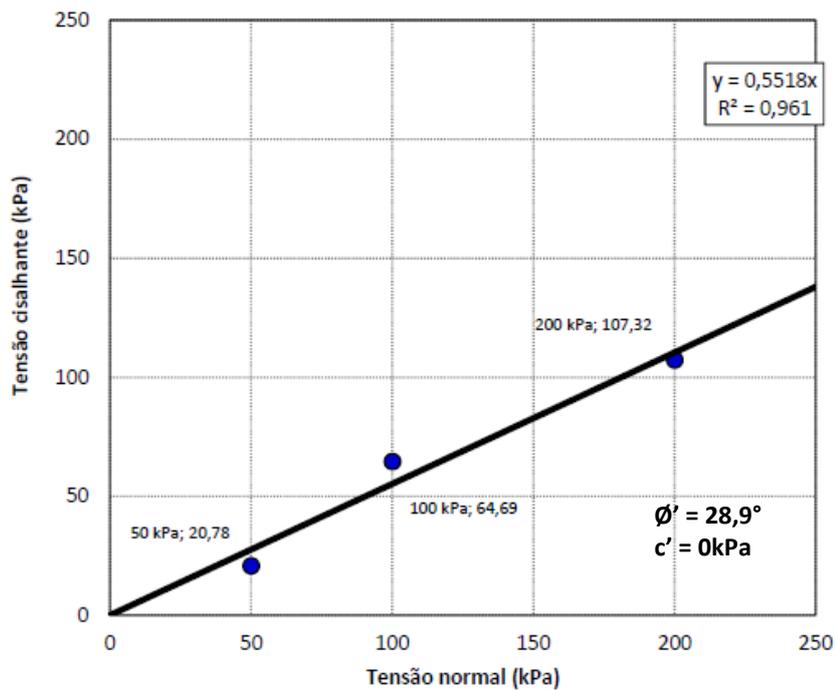
(Fonte: adaptado de LACTEC, 2016¹⁰)

Figura 28 Envoltória de resistência de ensaio de cisalhamento direto inundado

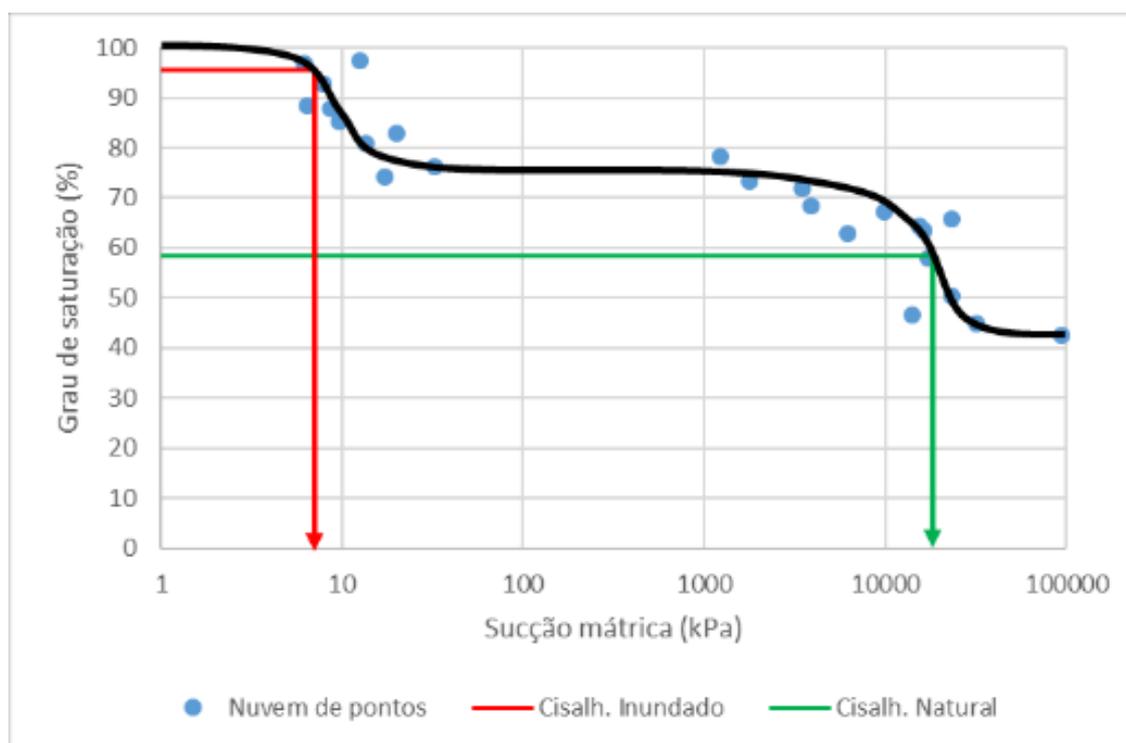
(Fonte: adaptado de LACTEC, 2016¹¹)¹⁰ INSTITUTOS LACTEC. Relatório de ensaios geotécnicos. Curitiba: documento não publicado, 2016.¹¹ Idem.

A queda no intercepto coesivo de um ensaio para outro é bastante perceptível. Considera-se, então, que essa parcela da resistência é devida somente ao efeito da sucção no solo. No momento em que a amostra é inundada, a sucção entre as partículas, o que gera a chamada coesão aparente, desaparece.

6.3.4 Determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro

O ensaio de capacidade de retenção de água foi realizado pelo chamado “método do papel filtro”. Um papel filtro (tipo Whitman nº42) é colocado em contato direto com o solo para que se avalie a sucção mátrica. A umidade medida no papel filtro, absorvida pelo mesmo após manter-se em contato com a amostra por um tempo pré-determinado de vários dias, é relacionada por uma formulação de calibração com a sucção mátrica. Foram realizadas diversas determinações com diferentes umidades. A Figura 29 apresenta os pontos encontrados, bem como a curva de retenção estimada. É possível perceber que existe um determinado valor de saturação da amostra, entre 70% e 80%, acima do qual acontece uma queda vertiginosa no valor da sucção mátrica.

Figura 29 Trecho da curva de retenção (linha preta) obtida dos ensaios de papel filtro, com indicação da sucção mátrica estimada para as duas condições de ensaios de cisalhamento direto (inundado e natural).



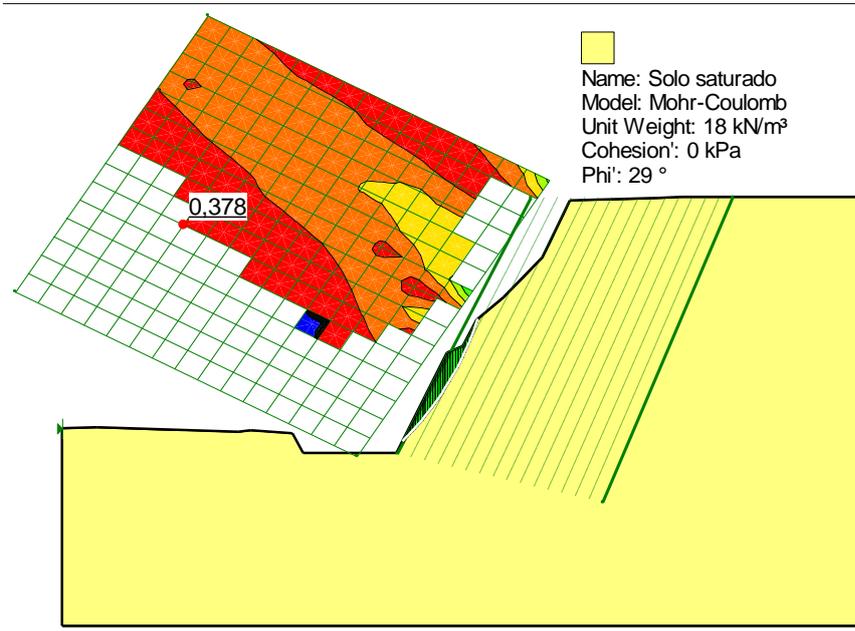
(Fonte: BOHRER; ANTUNES; AZAMBUJA, 2017)

Também está indicado na Figura 29 o grau de saturação em que foram realizados os ensaios de cisalhamento direto. Em vermelho, está marcado o ponto referente ao ensaio de cisalhamento direto inundado, enquanto em verde a amostra se encontrava no estado natural. É possível observar que o ensaio inundado está posicionado no trecho da curva acima da queda abrupta da sucção mátrica, enquanto o ensaio natural se encontra no trecho da curva em que a sucção mátrica é alta. Com isso, é possível compreender o fenômeno observado no item 6.3.3, em que há uma queda no intercepto coesivo com a inundação da amostra. O intercepto coesivo encontrado para a amostra inundada do ensaio de cisalhamento direto deve-se somente à resistência devida à sucção mátrica.

6.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO

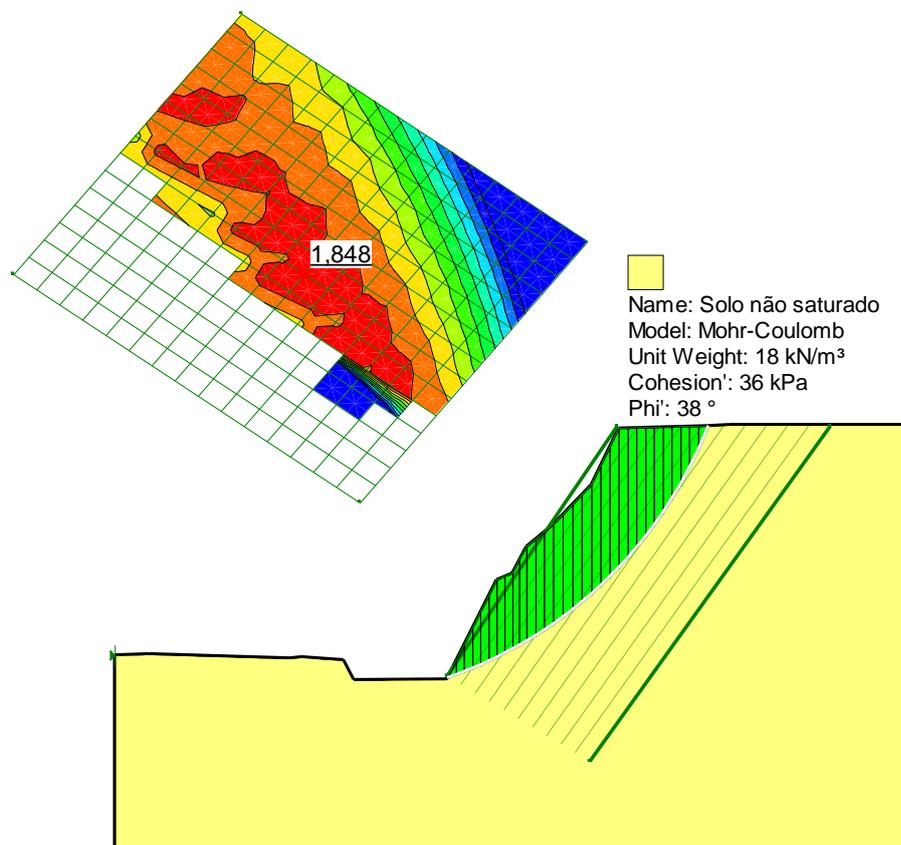
Análises de estabilidade por equilíbrio limite foram realizadas no software Slope/W, com o intuito de comparar os fatores de segurança encontrados para o talude de corte utilizando os parâmetros saturados do solo (Figura 30) e utilizando os parâmetros não saturados do solo (Figura 31). Os parâmetros de entrada das análises foram os observados nos ensaios de laboratório e listados na Tabela 7. Na análise, não se entrou com nenhum dado diretamente relacionado à poropressão (ou seja, análise realizada em tensões totais).

Figura 30 Análise de estabilidade do talude de corte com parâmetros saturados do solo



(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 31 Análise de estabilidade do talude de corte com parâmetros não saturados do solo



(Fonte: elaborado pela autora)

É notável a diferença no fator de segurança encontrado para cada análise. Enquanto a análise que considera os parâmetros naturais do solo encontrou um alto fator de segurança de 1,848, a análise com parâmetros saturados apontou um fator de segurança de 0,378, ou seja, a ruptura ocorreria para escavações muito menores. Convém ressaltar que a superfície de ruptura da análise com parâmetros saturados da Figura 30 é bastante superficial, o que permitiria extrapolar para uma ruptura planar.

A análise da Figura 31 indica que o talude é estável com essa geometria quando a condição de não saturação é satisfeita. O fator de segurança alto indica que cortes ainda maiores seriam possíveis. A fim de comparação, calculou-se a altura crítica de uma escavação vertical a partir da Equação (6) com os parâmetros não saturados.

$$h_{crit} = \frac{4 \cdot c_{ap}}{\gamma \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (6)$$

Onde:

h_{crit} = altura crítica de estabilidade [m];

c_{ap} = coesão aparente [kPa];

γ = peso específico do solo [kN/m³];

φ = ângulo de atrito [°].

Tabela 8 Parâmetros de entrada e resultado da Equação (6)

Valores utilizados na equação		
c aparente	36	kPa
γ	18	kN/m ³
φ	38	°
h crítico	16,40	m

(Fonte: elaborado pela autora)

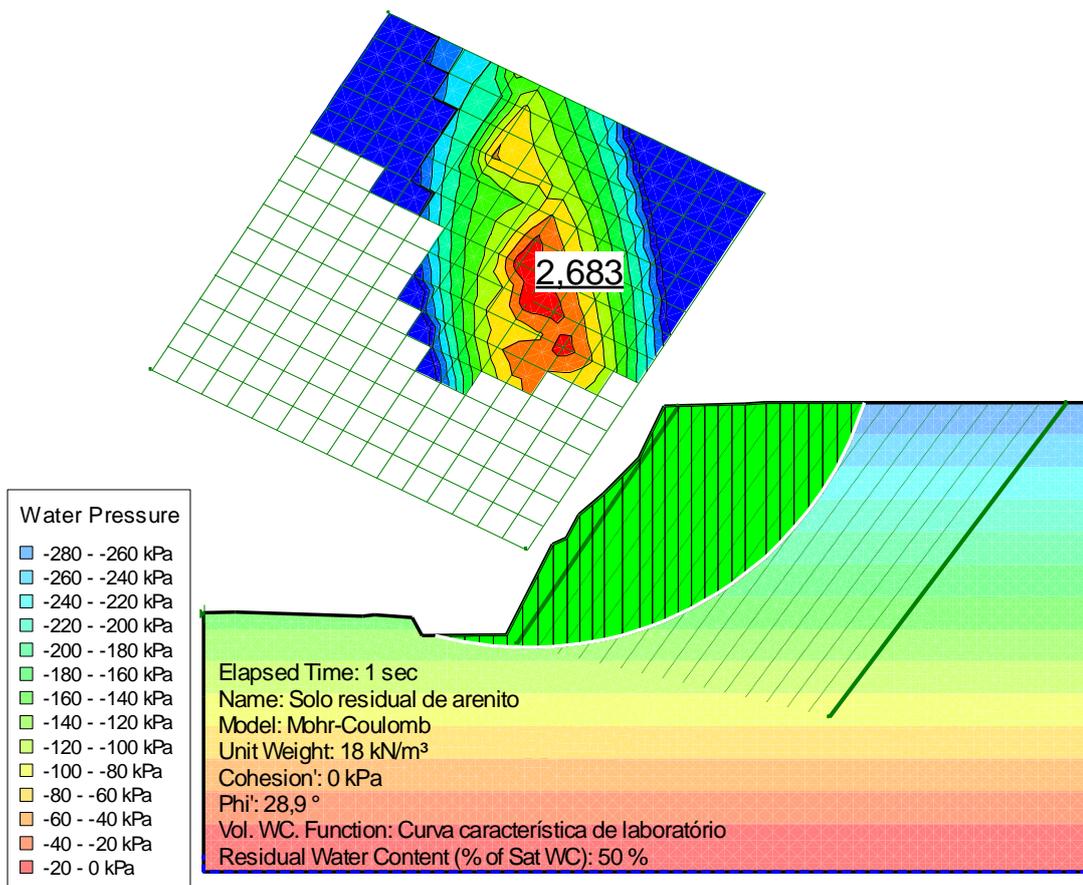
Pode-se observar que o talude permitiria cortes verticais de até 16,4 m, contanto que mantenha os parâmetros não saturados. Com isso, conclui-se que, garantindo a condição de não-saturação,

é possível utilizar-se de geometrias mais arrojadas durante etapas construtivas, que facilitam o acesso e criam economia para a fase de movimentação de terras.

6.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE CONSIDERANDO INFILTRAÇÃO

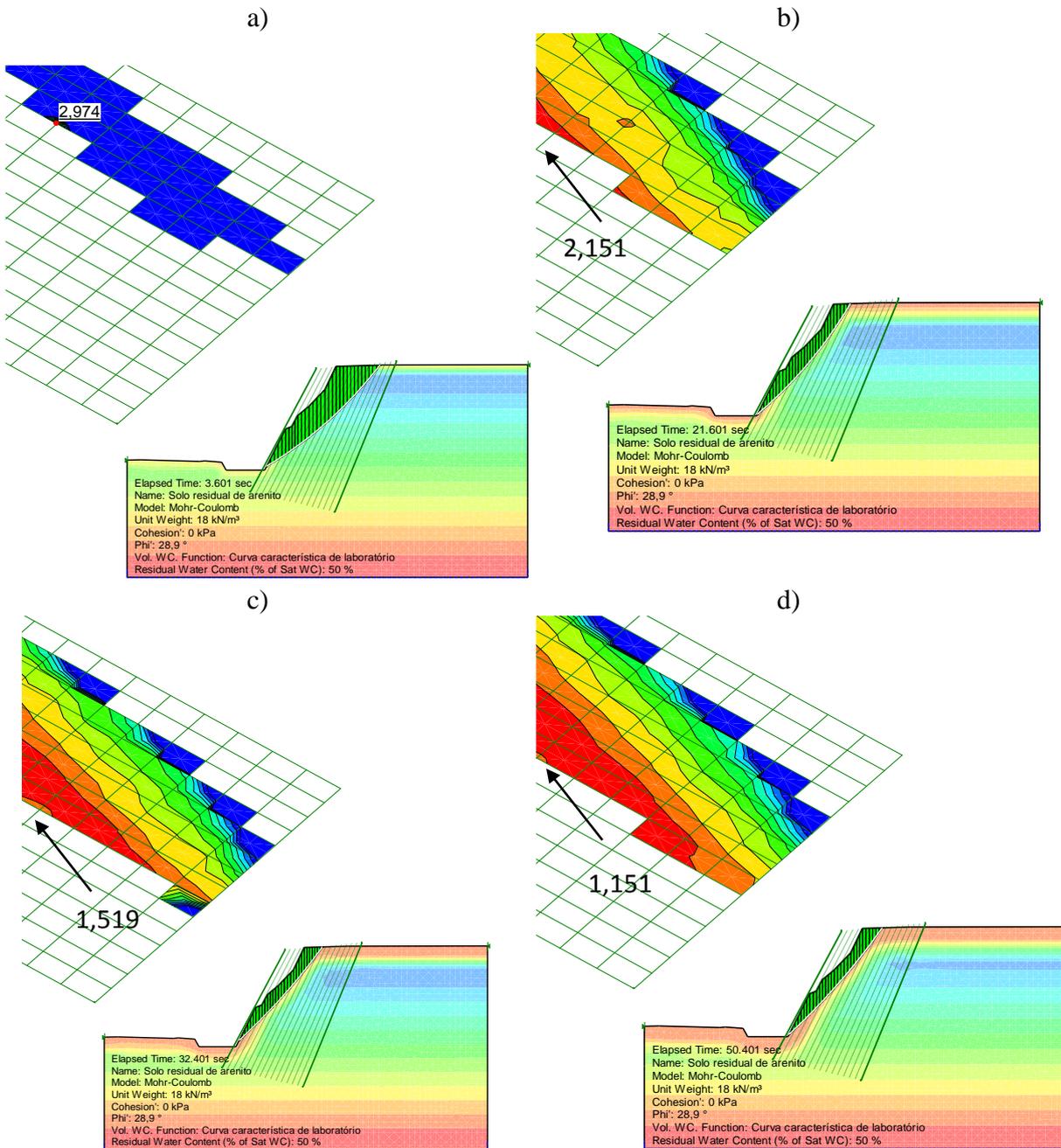
Ao rodar as análises descritas no item 5.4, obteve-se os resultados observáveis nas figuras a seguir. Estão apresentados conjuntamente os resultados das análises no tempo zero (imediatamente anterior à chuva) e a 1h, 6h, 9h, 14h, e 19h após o início do evento de precipitação. É interessante notar que o fator de segurança encontrado para o talude anterior à chuva, ou seja, em seu estado não saturado, é superior ao encontrado na análise de estabilidade com o Slope/W adotando-se os parâmetros de resistência provenientes da amostra natural, apresentado na Figura 31. A umidade volumétrica inicial da análise foi considerada como 50%. É possível que seja um valor demasiado baixo, o que provocou esse acréscimo no fator de segurança em comparação à análise do Slope/W da Figura 31

Figura 32 Estabilidade do talude anterior à chuva



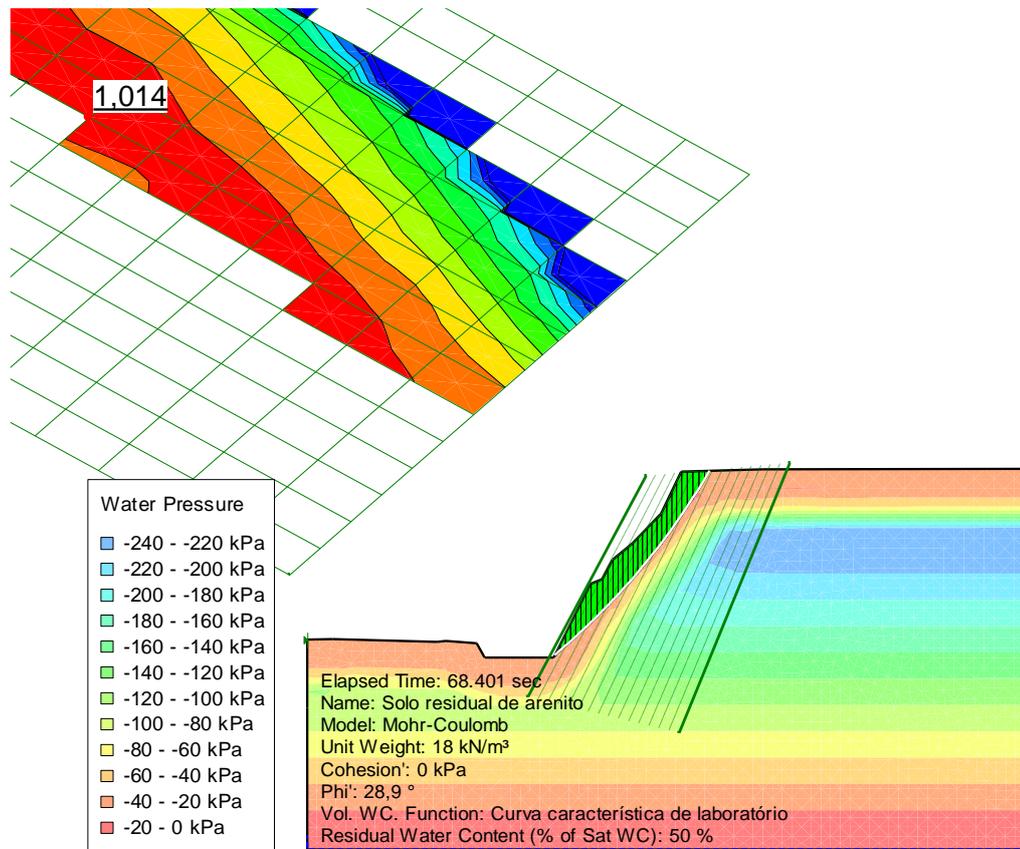
(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 33 Análise de estabilidade do talude a) após 1h de chuva, com FS=2,974; b) após 6h de chuva, com FS=2,151, c) após 9h de chuva, com FS= 1,519 e d), após 14h de chuva com FS=1,151.



(Fonte: elaborado pela autora)

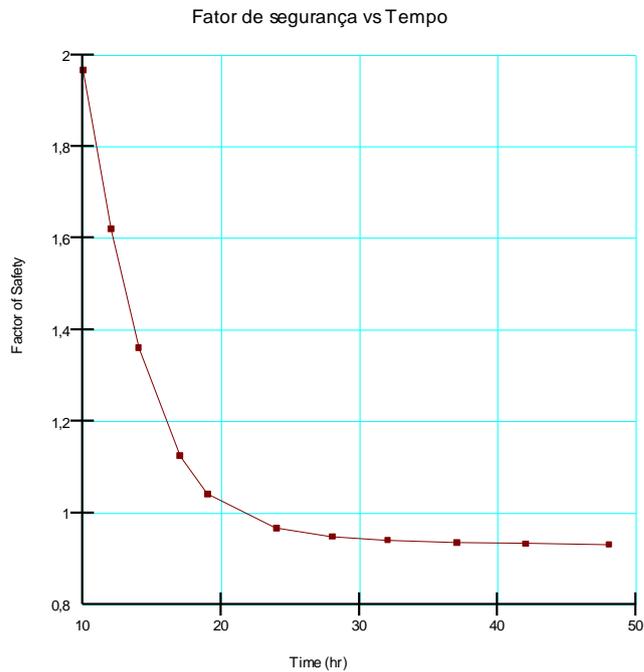
Figura 34 Resultado da análise de estabilidade com FS próximo a 1, encontrado após 19h de infiltração



(Fonte: elaborado pela autora)

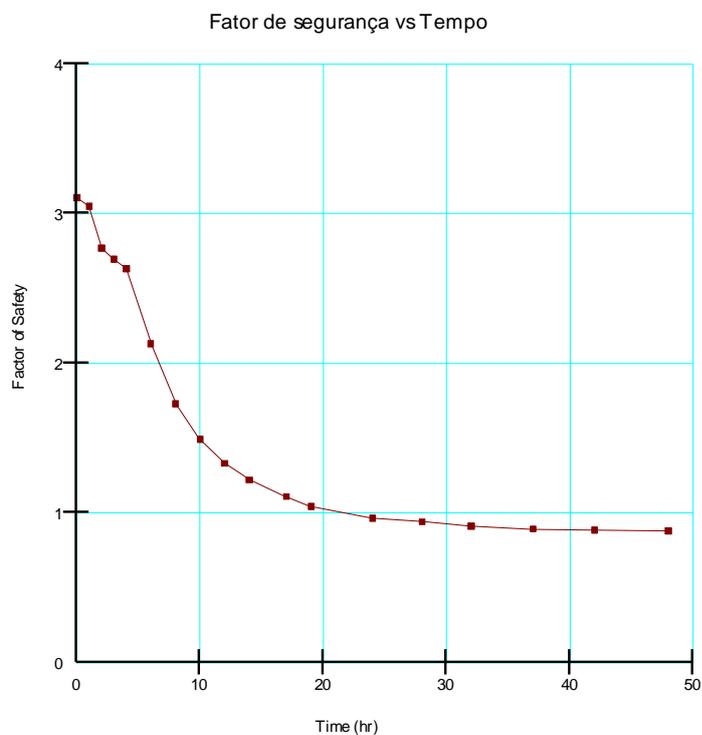
Percebe-se nas imagens que a superfície de ruptura se aproxima da superfície do talude ao longo do tempo, ficando gradativamente mais rasa. Conforme seria esperado, o fator de segurança decresce com a continuidade da chuva, devido ao aprofundamento da frente de saturação. O momento em que a frente de saturação atingiu uma profundidade crítica, quando a análise de estabilidade resultou em fator de segurança próximo de 1,0, foi após 19h de chuva contínua. A Figura 35 apresenta o gráfico do fator de segurança em função do tempo de infiltração da superfície que rompe às 19h, enquanto a Figura 36 apresenta o fator de segurança da superfície crítica de cada passo da análise transiente em função do tempo de infiltração.

Figura 35 Gráfico do fator de segurança da superfície crítica equivalente ao fator de segurança = 1,0 no tempo=19h, em função do tempo de infiltração



(Fonte: elaborado pela autora)

Figura 36 Gráfico do fator de segurança da superfície crítica de cada passo da análise, em função do tempo de infiltração



(Fonte: elaborado pela autora)

7 CONCLUSÕES

A partir dos estudos aqui apresentados pode-se afirmar que taludes em solos como o estudado têm forte influência da sucção na sua estabilidade. Os ensaios de laboratório indicaram que com a saturação, a resistência ao cisalhamento cai significativamente, e com ela, a estabilidade dos taludes. A queda no fator de segurança do talude foi verificada por meio de análises no software Slope/W, adotando primeiramente os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto com a amostra natural e, em seguida, os parâmetros de resistência obtidos com a amostra inundada.

O aspecto agregado do solo foi demonstrado pelo ensaio de granulometria. A curva granulométrica realizada sem defloculante indica uma característica arenosa e a curva com defloculante apresenta uma característica argilosa. Infere-se que o solo é composto por partículas argilosas que se aglutinam formando grumos, que, para muitos efeitos, apresentam comportamento arenoso.

Os ensaios de condutividade hidráulica em campo e em laboratório apresentaram boa coerência entre si. Os ensaios de laboratório investigaram o comportamento da condutividade hidráulica quando a amostra é submetida a tensões efetivas gradativamente maiores. Observou-se que para o fluxo paralelo às estratigrafias do solo (fluxo horizontal) não ocorrem variações tão significativas na condutividade hidráulica quanto para o fluxo vertical.

Análises de infiltração transiente simuladas no Seep/W mostraram o efeito do aprofundamento da frente de saturação com a continuidade de uma precipitação ao longo do tempo. A partir dessas análises, foram realizadas outras análises de estabilidade no Slope/W, para verificar a segurança à ruptura do talude ao longo do tempo. Os resultados apontaram que o fator de segurança decaiu gradativamente com o tempo, atingindo a unidade, e portanto a condição de ruptura, após 19 horas de chuva.

Neste solo, se for garantida a condição de não-saturação, cortes mais verticais são possíveis. Isso pode resultar em economias para a obra, pois em etapas construtivas os cortes podem ser mais arrojados e exigir menor volume de movimentos de terra.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro. 2009.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. ed. Porto Alegre, 1999.

BJERRUM, L.; HUDER, J. **Measurement of the Permeability of Compacted Clays**. In Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics. Londres: 1957. p. 6-8.

BOHRER, L. S.; ANTUNES, A. M.; AZAMBUJA, E. **Diagnóstico e Projeto de Contenção-Monumento para Estabilização de um Talude de Corte em Solo Residual de Arenito Arcoseano**. In: XII Conferência Brasileira Sobre Estabilidade De Encostas, 2017, Florianópolis. Anais...

CARDOSO, C. O.; ULLMANN, M. N.; BERTOL, I. Análise de chuvas intensas a partir da desagregação das chuvas diárias de Lages e de Campos Novos (SC). **R. Bras. Ci. Solo**, v. 22, p. 31-140, 1998.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2ª. ed. Curitiba: Editora UFPR, Editora Oficina de Textos, 2009.

HVORSLEV, M. J. **Time lag in the observation of ground-water levels and pressures**. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U. S. Army, Vicksburg, n. 36, Abril 1951.

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. 175 f. Dissertação (Mestrado) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia. Rio de Janeiro, 2006.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. Potenciais da água no solo. In: DE CARVALHO, J. C., et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. Cap. 4, p. 79-96.

MARTINS, F. B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. 1994. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1994.

RAMGRAB, G.E., WILDNER, W., LOPES, R.C., FAVILLA, C.A.C., SILVA, M.A.S., SACHS, L.L.B., SILVA, V.A., BATISTA, I.H., 2004. **Folha SH.22-Porto Alegre**. In: SCHOBENHAUS, C., GONÇALVES, J.H., SANTOS, J.O.S., ABRAM, M.B., LEÃO NETO, R., MATOS, G.M.M., VIDOTTI, R.M, RAMOS, M.A.B., JESUS, J.D.A. DE. (eds.). **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo**, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília. Disponível em: <http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/5001/SH22_PORTO_ALEGRE.pdf?sequence=1>. Acesso em: 11 junho 2017.