

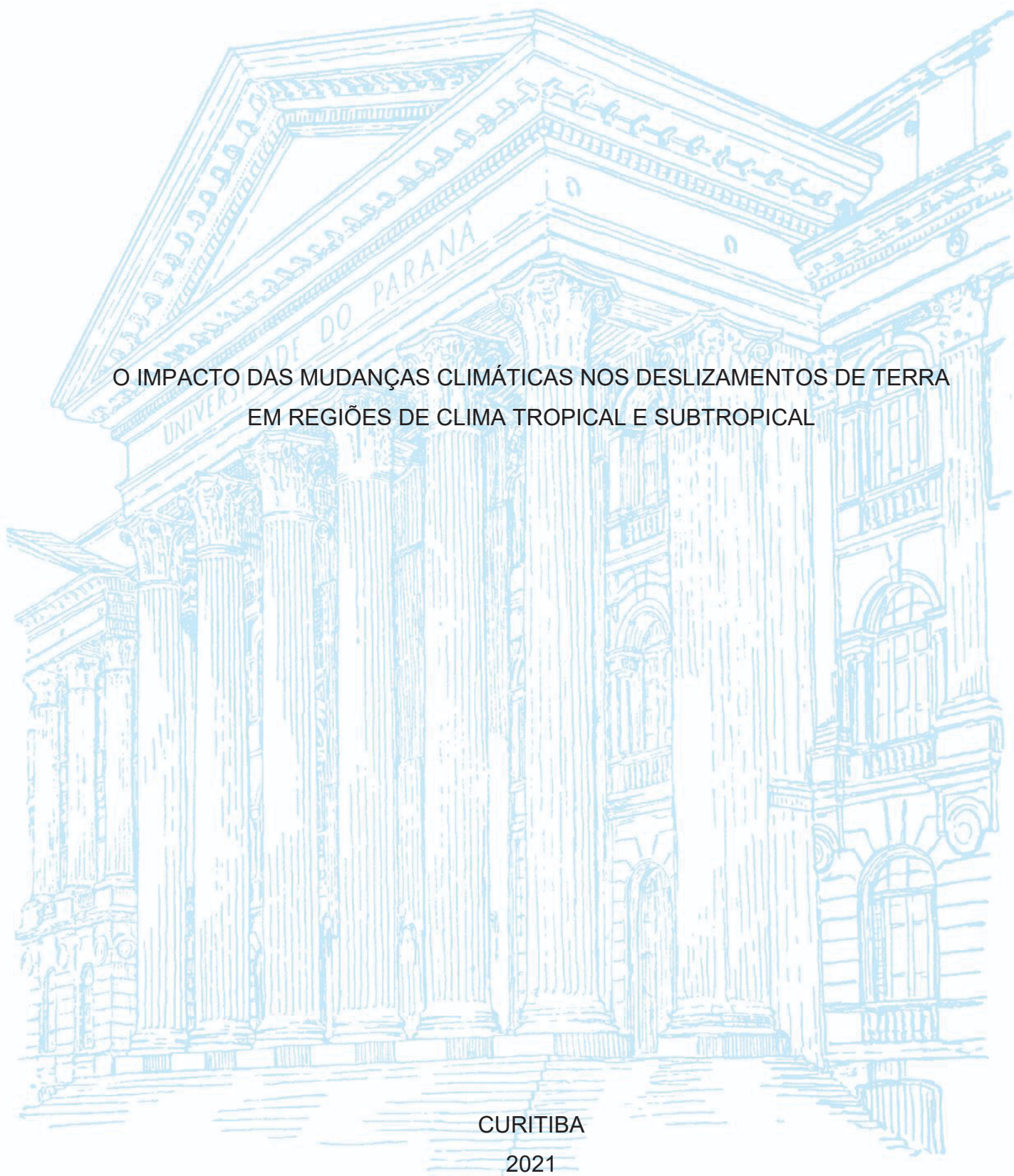
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ELISANGELA DO PRADO OLIVEIRA

O IMPACTO DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA
EM REGIÕES DE CLIMA TROPICAL E SUBTROPICAL

CURITIBA

2021



ELISANGELA DO PRADO OLIVEIRA

O IMPACTO DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA
EM REGIÕES DE CLIMA TROPICAL E SUBTROPICAL

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, área de concentração em Geotecnia, como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann

CURITIBA

2021

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

O48i Oliveira, Elisângela do Prado

O impacto das mudanças climáticas nos deslizamentos de terra em regiões de clima tropical e subtropical [recurso eletrônico]/ Elisângela do Prado Oliveira - Curitiba, 2021.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná, área de concentração em Geotecnia, como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann

1. Mudança climática. 2. Deslizamento de terra. I. Kormann, Alessandro C. M. II. Título. III. Universidade Federal do Paraná.

CDD 551.60

Bibliotecária: Vilma Machado CRB-9/1563



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRO-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL -
40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da tese de Doutorado de ELISANGELA DO PRADO OLIVEIRA intitulada: *O Impacto das Mudanças Climáticas nos Deslizamentos de Terra em Regiões de Clima Tropical e Sub-tropical*, sob orientação do Prof. Dr. ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN, que após terem inquirido a aluna e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de doutor está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 28 de Maio de 2021.

Assinatura Eletrônica

28/05/2021 15:55:27.0

ALESSANDER CHRISTOPHER MORALES KORMANN
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

28/05/2021 14:14:40.0

ADRIANA AHRENDT TALAMINI
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

28/05/2021 15:35:47.0

VITOR PEREIRA FARO
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

31/05/2021 16:12:18.0

LUIZ RUSSO NETO
Avaliador Externo (PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO PARANÁ)

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Alessandro C. M. Kormann, pelo acompanhamento, orientação e amizade.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PPGEC, com quem tive a oportunidade de trocar experiências e passar bons momentos, especialmente antes da pandemia de COVID-19. Um agradecimento especial ao colega Andres Gonzalez, que contribuiu muito com a parte gráfica deste trabalho.

Aos colegas da HKUST, com quem tive a oportunidade de passar seis meses do meu curso e aprender muito. Em especial ao Professor Charles W. W. Ng e ao professor Clarence E. Choi.

À minha ex-aluna Karoline Soeck, pela oportunidade de aprendizado mútuo e por toda disponibilidade e ajuda.

Ao Professor Dr. Vitor Pereira Faro, pelas contribuições e sugestões ao trabalho.

Às minhas amigas que, muitas vezes de longe, torcem pelo meu sucesso.

Aos meus pais, por estarem sempre ao meu lado, me apoiando e me inspirando.

Ao meu irmão Helio, cunhada Andrea e sobrinhos Joaquim e Julia, por estarem sempre por perto, encorajando e torcendo.

Ao meu marido Virnei, por tudo que já me ensinou até aqui, pelos bons momentos e pela compreensão e parceria nos não tão bons.

À minha filha Elisa, por estar fazendo parte de tudo isso.

À Deus, pelo dom da vida.

Dedico esse trabalho ao meu Tio Laerte, que, ao proporcionar a meu pai a possibilidade de estudar, mudou a história de toda a nossa família através da educação. Tio, muito obrigada com afeto e admiração!

RESUMO

A influência das mudanças climáticas na estabilidade de encostas e suas consequências nos deslizamentos de terra são inquestionáveis. O tipo e a escala destas consequências é que são fatores ainda pouco conhecidos. Com o objetivo de compreender melhor esta questão, este trabalho se propôs a estudar três aspectos relacionados a esta problemática: o surgimento e a propagação de fissuras de dessecação em solos não saturados, a sensibilidade de um modelo numérico de encosta não saturada à variação dos principais parâmetros mecânicos e hidráulicos e a resposta do mesmo modelo numérico quando da incorporação de fissuras de dessecação, que podem surgir no solo como consequência das mudanças no clima. Chuvas de grande intensidade, previstas para acontecerem até o final deste século, foram também simuladas. Buscou-se compreender se alterações no clima podem vir a modificar os limiares pluviométricos atualmente propostos para encostas de solos não saturados, especialmente na região da Serra do Mar. O conhecimento daquilo que já foi publicado sobre a relação entre as mudanças climáticas e os movimentos de massa destaca a lacuna na qual esta pesquisa está estabelecida. Enquanto em diversos países as consequências das mudanças climáticas já são tratadas de forma trivial, no Brasil ainda vemos a questão muitas vezes sendo tratada como algo distante e improvável. No meio Geotécnico brasileiro, pouca ou nenhuma discussão existe sobre o assunto. Como parte dos experimentos para verificar a propagação de fissuras de dessecação, amostras de solo foram expostas a ciclos naturais de umedecimento e secagem e monitoradas ao longo de 120 dias. Controlaram-se a evolução das fissuras, a umidade dentro do solo e as variáveis climáticas principais. Os resultados mostraram as diferentes respostas dos solos aos períodos de seca, que estão se tornando recentemente uma nova preocupação do meio geotécnico. Além do teor de finos, a plasticidade dos solos e a expansibilidade dos mesmos exercem influência no padrão e na quantidade de rachaduras. O estudo de sensibilidade do modelo numérico de encosta de solo não saturado mostrou que a sensibilidade do modelo é significativamente maior aos parâmetros mecânicos sendo estes, portanto os que mais impacto exercem nas análises de estabilidade propostas neste trabalho. As análises que levam em conta o fissuramento dos solos nos deslizamentos apresentam fatores de segurança inferiores àqueles encontrados nas análises do modelo em condições normais. Concluiu-se assim que, em relação ao surgimento de fissuras de dessecação como consequência dos ciclos de umedecimento e secagem, as encostas de solos não saturados possivelmente terão seus limiares pluviométricos diminuídos até o final deste século. Ao simularem-se chuvas de grande intensidade no modelo com fissuras, pouca influência foi observada na segurança das encostas. Concluiu-se então que é a associação da alteração do comportamento de infiltração no solo com a ocorrência de chuvas mais intensas que podem ser responsáveis por alterar o limiar pluviométrico das encostas. O aumento da intensidade da chuva, sem a modificação das características dos solos, para os parâmetros aqui considerados, pouca influência exerceu na estabilidade.

Palavras-chaves: Mudanças climáticas. Deslizamentos de terra. Solos Fissurados.

ABSTRACT

The influence of climate change on slope stability and its consequences on landslides are unquestionable. The type and scale of these consequences are still poorly understood. In order to better understand this issue, this thesis proposed to study three aspects related to this problem: the propagation of desiccation cracks in unsaturated soils, the sensitivity of a numerical model of an unsaturated slope to the variation of the main mechanical and hydraulic parameters, and the response of the same numerical model when incorporating desiccation cracks. High intensity rainfall, predicted to occur until the end of this century, was also simulated. An attempt was made to understand whether climate changes may impact the rainfall thresholds currently proposed for unsaturated soil slopes, especially in Serra do Mar. While in several countries the consequences of climate change are treated as obvious, in Brazil the issue often is treated as distant and unlikely. In the Brazilian Geotechnical field, there is little or no discussion on the subject. As part of the experiments to verify the propagation of desiccation cracks, soil samples were exposed to natural wetting and drying cycles and monitored over 120 days. The evolution of cracks, moisture within the soil, and major climatic variables were controlled. The results showed the different responses of soils to periods of drought, which are recently becoming a new concern of the geotechnical environment. In addition to the fines content, the plasticity of the soils and their expansibility had an influence on the pattern and amount of cracking. The sensitivity study of the numerical model of an unsaturated soil slope showed that the sensitivity of the model is significantly higher to the mechanical parameters, which are therefore the ones that have more impact on the stability analyses proposed in this work. The analyses that take into account the cracking of the soils in landslides present lower safety factors than those found in the analyses of the model under normal conditions. It was thus concluded that, in relation to the emergence of desiccation cracks as a consequence of wetting and drying cycles, the slopes of unsaturated soils will possibly have their rainfall thresholds decreased by the end of this century. When simulating high intensity rainfall in the model with cracks, little influence was observed on slope stability. It was then concluded that it is the association between altered soil infiltration behavior along with more intense rainfall that may be responsible for changing the rainfall threshold of the slopes. The increase in rainfall intensity, without the modification of the soil characteristics, for the parameters considered here, had little influence on the stability.

Keywords: Climate changes. Landslides. Cracked soils.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT –	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM -	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CIF -	<i>Crack Intensity Factor</i>
F.O.S –	<i>Factor of Safety</i>
F.S. –	Fator de Segurança
HKUST –	<i>Hong Kong University of Science and Technology</i>
IBGE –	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INMET –	Instituto Nacional de Meteorologia do Brasil
LACTEC -	Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento
MEF –	Método dos Elementos Finitos
SUCS -	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
USACE -	<i>The United States Army Corps of Engineers</i>
VEA –	Valor de Entrada de Ar

LISTA DE SÍMBOLOS

- a – parâmetro de ajuste de Van Genuchten
- Ac – área das fissuras na superfície do solo
- As – área total da superfície do solo fissurado
- af – parâmetro de ajuste de Fredlund e Xing
- c' – coesão efetiva
- hr – parâmetro de ajuste de Fredlund e Xing
- IP – Índice de plasticidade
- k – condutividade hidráulica
- ks – condutividade hidráulica saturada
- ksc – condutividade hidráulica saturada da região fissurada
- LL – Limite de Liquidez
- LP – Limite de Plasticidade
- m – parâmetro de ajuste de Van Genuchten
- mf – parâmetro de ajuste de Fredlund e Xing
- n – parâmetro de ajuste de Van Genuchten
- nf – parâmetro de ajuste de Fredlund e Xing
- q – intensidade de chuva
- u - poropressão
- Zc – Profundidade de fissura
- θ – teor de umidade volumétrico
- θ_r – teor de umidade volumétrico Residual
- θ_s – teor de umidade volumétrico Saturado
- σ – tensão normal total do solo
- σ' – tensão normal efetiva do solo
- ϕ' – Angle of shearing resistance
- ϕ' – ângulo de atrito efetivo
- ϕ_b – ângulo de atrito não saturado
- γ_{nat} – peso específico natural do solo
- γ_{sat} – peso específico saturado
- γ_w – peso específico da água
- $\mu,$ – Coeficiente de Poisson

τ – tensão cisalhante total do solo

ψ – sucção do solo

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – REPRESENTAÇÃO DAS TRAJETÓRIAS DE EMISSÕES DESCRITAS PELOS QUATRO CENÁRIOS CONSIDERADOS NO AR5	36
FIGURA 2 – PROJEÇÃO DA TEMPERATURA GLOBAL (MÉDIA E DESVIO PADRÃO EM SOMBREADO), RELATIVO AO PERÍODO ENTRE 1986 E 2005, APRESENTADAS NO AR5 PARA OS QUATRO CENÁRIOS DE EMISSÕES. ENTRE PARÊNTESES A QUANTIDADE DE MODELOS UTILIZADA PARA CADA PROJEÇÃO.....	37
FIGURA 3 – ALTERAÇÕES ESPERADAS PARA A TEMPERATURA MÉDIA ANUAL.....	39
FIGURA 4 – ALTERAÇÕES ESPERADAS NOS NÍVEIS DE PRECIPITAÇÃO ANUAL EM HONG KONG EM RELAÇÃO À MÉDIA DE 1986-2005 SOB OS CENÁRIOS DE ALTA E MÉDIA-BAIXA CONCENTRAÇÃO DE GASES DE EFEITO ESTUFA.....	39
FIGURA 5 – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DO ÍNDICE DE ARIDEZ E OS REGIMES CLIMÁTICOS RELACIONADOS (A) NO CENÁRIO ATUAL (1986-2005) E (B) AS MUDANÇAS NO REGIME SE O ÍNDICE DE ARIDEZ DIMINUIR PELA METADE. AS ÁREAS BRANCAS INDICAM AS REGIÕES SEM MUDANÇA DE REGIME	41
FIGURA 6 – VARIAÇÃO DA TAXA DE INFILTRAÇÃO AO LONGO DO TEMPO	43
FIGURA 7 – MODELO CONCEITUAL DE ASCENÇÃO CAPILAR ASSOCIADO A UMA CURVA CARACTERÍSTICA.....	47
FIGURA 8 – RELAÇÃO ENTRE TAMANHO DO PORO, SUCÇÃO MATRICIAL E ALTURA DE CAPILARIDADE (PARA TENSÃO SUPERFICIAL DA ÁGUA A 20°C DE 72,75MN/M)	48
FIGURA 9 – EXEMPLOS DE CURVAS CARACTERÍSTICAS	49
FIGURA 10 – CURVAS CARACTERÍSTICAS TÍPICAS	50
FIGURA 11 – ELEMENTOS DA CURVA CARACTERÍSTICA	51
FIGURA 12 – FORMATOS DA CURVA DE RETENÇÃO	52
FIGURA 13 – CURVA CARACTERÍSTICA BI-MODAL.....	53
FIGURA 14 – PROCESSO DE SECAGEM E UMEDECIMENTO	56
FIGURA 15 – PERFIS DE SUCÇÃO <i>IN SITU</i> EM UM TALUDE ÍNGREME DE HONG KONG.....	57

FIGURA 16 – EXEMPLO DE ANÁLISE DE FORÇAS DE UMA FATIA DE UM TALUDE QUALQUER.....	64
FIGURA 17 – LIMIARES PLUVIOMÉTRICOS PROPOSTOS POR TATIZANA ET AL. (1987).....	75
FIGURA 18 – COMPARAÇÃO ENTRE LIMIARES PLUVIOMÉTRICOS PARA DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS	78
FIGURA 19 – LIMIAIR PLUVIOMÉTRICO PROPOSTO POR KANJI	78
FIGURA 20 – INTENSIDADE MÉDIA DE PRECIPITAÇÃO (MM / H) <i>VERSUS</i> DURAÇÃO DA CHUVA (H), PARA TEMPESTADES QUE PROVOCARAM DOIS OU MAIS ESCORREGAMENTOS RASOS EM DIFERENTES LOCALIZAÇÕES GEOGRÁFICAS DA CIDADE DE SEATTLE ENTRE 1978 E 1997	79
FIGURA 21 – CORRELAÇÃO ENTRE PRECIPITAÇÃO E ESCORREGAMENTOS PARA A REGIÃO SERRANA DO RIO DE JANEIRO	82
FIGURA 22 – VISÃO ESQUEMÁTICA DAS INTERAÇÕES SOLO-VEGETAÇÃO-ATMOSFERA.....	85
FIGURA 23 – EVOLUÇÃO DA RELAÇÃO CIF (<i>CRACK INTENSITY FACTOR</i>) COM TEOR DE ÁGUA DURANTE A SECAGEM.....	86
FIGURA 24 – DESENVOLVIMENTO DE FISSURAS DE TENSÃO EM SOLO NÃO SATURADO.	89
FIGURA 25 – FISSURAS NOS SOLOS NO ESTADO NATURAL	93
FIGURA 26 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE COLETA DAS CINCO AMOSTRAS DE SOLO ESTUDADAS	94
FIGURA 27 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA MONTAGEM DO ENSAIO DE SUCÇÃO.	97
FIGURA 28 – RECIPIENTE UTILIZADO PARA COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS. ESQUEMA TRIDIMENSIONAL PARA CÁLCULO DE VOLUME COM AUXÍLIO DE <i>SOFTWARE</i>	100
FIGURA 29 – EXEMPLO DE AMOSTRA EXPOSTA ÀS INTEMPÉRIES NO INÍCIO DO MONITORAMENTO.....	100
FIGURA 30 - FOTO DA BASE CÚBICA QUE APOIAVA A CÂMERA DURANTE OS REGISTROS	101
FIGURA 31 - REPRESENTAÇÃO DE COMO UM LIMITE SEPARA UM SINAL EM DUAS CATEGORIAS DISCRETAS	102

FIGURA 32 – DADOS DE PRECIPITAÇÃO, TEMPERATURA MÁXIMA, UMIDADE RELATIVA E INSOLAÇÃO AO LONGO DO PERÍODO DE MONITORAMENTO	103
FIGURA 33 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE UMIDADE	105
FIGURA 34 – GEOMETRIA DO MODELO, CONDIÇÕES DE CONTOURO PARA AS ANÁLISES DE INFILTRAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS SESSÕES INSTRUMENTADAS (AA, BB, CC E DD).....	110
FIGURA 35 - EXEMPLO DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS USADA PARA A REALIZAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	112
FIGURA 36 - METODOLOGIA EMPREGADA PARA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS-CHAVE DAS ANÁLISES HIDROMECÂNICAS EM UM MODELO DE BASE FÍSICA.....	115
FIGURA 37 – CONDIÇÕES INICIAIS DE SUCCÃO	121
FIGURA 38 – PRECIPITAÇÃO CONSTANTE INTERPRETADA PELO SVFLUX ..	123
FIGURA 39 – CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DO SOLO SOB DIFERENTES ESTÁGIOS DE FISSURAMENTO. AS FISSURAS ILUSTRADAS REPRESENTAM FISSURAS DE DESSECAÇÃO	128
FIGURA 40 - PROFUNDIDADE PREVISTA DE FISSURAS DE TRAÇÃO SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE FLUXO CONSTANTE. (A) SOLO ARGILOSO (SUN <i>ET AL.</i> 2019); (B) SOLO FINO COM $\mu = 0,4$	129
FIGURA 41 – CURVA CARACTERÍSTICA BIMODAL TÍPICA PARA SOLO FISSURADO	130
FIGURA 42 – MÉDIA DAS PROJEÇÕES DOS MODELOS DE PREVISÃO DISPONÍVEIS PARA O PERÍODO 2081-2100 SOB OS CENÁRIOS RCP 2,6 (ESQUERDA) E RCP 8,5 (DIREITA) PARA A MUDANÇA NA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL DA SUPERFÍCIE (ACIMA) E PARA A MUDANÇA NA PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL (ABAIXO).....	133
FIGURA 43 – MUDANÇAS ESPERADAS NOS NÍVEIS DE PRECIPITAÇÃO NA REGIÃO DA SERRA DO MAR NO BRASIL. (A) CENÁRIO OTIMISTA RCP 2,6 (C) CENÁRIO PESSIMISTA RCP 8,5. (B) MAPA DO BRASIL PARA REFERÊNCIA	135
FIGURA 44 – INTERFACE DE SAÍDA DO SOFTWARE SVSLOPE APÓS A ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	138

FIGURA 45 - SÉRIE HISTÓRICA DOS ACUMULADOS DE CHUVA REGISTRADOS PARA OS MESES DE NOVEMBRO A FEVEREIRO DESDE O INÍCIO DO MONITORAMENTO EM IRATI, EM 1966	142
FIGURA 46 - SÉRIE HISTÓRICA DOS DIAS SECOS REGISTRADOS PARA OS MESES DE NOVEMBRO À FEVEREIRO DESDE O INÍCIO DO MONITORAMENTO EM IRATI, EM 1966	143
FIGURA 47 - PRECIPITAÇÃO NOS ÚLTIMOS ANOS EM IRATI.....	143
FIGURA 48 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS OBTIDAS PARA OS CINCO SOLOS	146
FIGURA 49 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO OBTIDAS PARA OS CINCO SOLOS	147
FIGURA 50 – PREVISÃO DA EXPANSIBILIDADE DE SOLOS ARGILOSOS	149
FIGURA 51 - DADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS EM LABORATÓRIO PARA AS CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	149
FIGURA 52 – CURVA CARACTERÍSTICA DAS CINCO AMOSTRAS DE SOLO ..	150
FIGURA 53 – EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO PARA OS CINCO SOLOS ESTUDADOS.....	152
FIGURA 54 – TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO MEDIDO PARA OS CINCO SOLOS.....	155
FIGURA 55 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO A. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO	158
FIGURA 56 – FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO A.	159
FIGURA 57 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO B. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO	161
FIGURA 58 – FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO B.	162

FIGURA 59 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO C. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO	164
FIGURA 60 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO C.....	165
FIGURA 61 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO D. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO	167
FIGURA 62 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO D	168
FIGURA 63 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO E. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO.	169
FIGURA 64 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO E	171
FIGURA 65 - COMPARAÇÃO DO FISSURAMENTO ENTRE OS CINCO SOLOS. DA ESQUERDA PARA A DIREITA ESTÃO APRESENTADOS OS SOLOS DO MENOS PLÁSTICO PARA O MAIS PLÁSTICO	172
FIGURA 66 - DIFERENÇA DA LARGURA DAS FISSURAS PARA SOLOS DE MENOR PLASTICIDADE (SOLO B) E DE MAIOR PLASTICIDADE (SOLOS C E E)	174
FIGURA 67 - COMPARAÇÃO DO FISSURAMENTO ENTRE OS CINCO SOLOS. DA ESQUERDA PARA A DIREITA ESTÃO APRESENTADOS OS SOLOS DO MENOS FINO PARA O MAIS FINO	174
FIGURA 68 – ÍNDICE DE PLASTICIDADE DE CADA SOLO VERSUS O NÚMERO DE CICLOS COM FISSURAS QUE APRESENTARAM	176

FIGURA 69 – TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO MEDIDO NOS SOLOS (À ESQUERDA) E DADOS DE PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA NO PERÍODO (À DIREITA).....	178
FIGURA 70 – RELAÇÃO ENTRE A VARIAÇÃO DA TEMPERATURA DO AR E O TEOR DE UMIDADE LIDO EM CADA SOLO	179
FIGURA 71 – CURVAS CARACTERÍSTICAS ADOTADAS PARA DIFERENTES VALORES DE θ_{SAT}	183
FIGURA 72 – CURVAS CARACTERÍSTICAS E FUNÇÕES PERMEABILIDADE PARA DIFERENTES VALORES DE PARÂMETROS DE FREDLUND E XING (A) AF; (B) NF; (C) MF; (D) HR	185
FIGURA 73 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS OS PARÂMETROS DE AJUSTE DE FREDLUND E XING (A) AF; (B) NF; (C) MF; (D) HR.....	189
FIGURA 74 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA K_{SAT}	191
FIGURA 75 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS (A) $K_{SAT}=1,71E-6M/S$, (B) $K_{SAT}=1,71E-7M/S$ (TESTE DE REFERÊNCIA), (C) $K_{SAT}=1,71E-8M/S$	191
FIGURA 76 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM A DECLIVIDADE DA ENCOSTA.....	194
FIGURA 77 – FATORES DE SEGURANÇA X DECLIVIDADE X VALOR DE ENTRADA DE AR	194
FIGURA 78 – CURVA NORMAL DOS 3 PARÂMETROS ANALISADOS	196
FIGURA 79 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS COESÃO APARENTE DO SOLO.....	196
FIGURA 80 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS ÂNGULO DE ATRITO SATURADO (A) E ÂNGULO DE ATRITO NÃO SATURADO (B)	198
FIGURA 81 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS PESO ESPECÍFICO NATURAL.....	199
FIGURA 82 – ANÁLISE DE INFILTRAÇÃO. (A) SITUAÇÃO INICIAL (B) SITUAÇÃO FINAL	200
FIGURA 83 – PERFIS INICIAIS DE PORO PRESSÃO	202

FIGURA 84 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS CONDIÇÕES INICIAIS DE POROPRESSÃO.....	203
FIGURA 85 - FORÇA HIDROSTÁTICA GERADA NA FISSURA DE TRAÇÃO	205
FIGURA 86 – MODELO AJUSTADO PARA REPRESENTAR A CONDIÇÃO DE FISSURAMENTO. EXEMPLO PARA ZC = 3,5 M. INCLINAÇÃO DA ENCOSTA APROXIMADAMENTE DE 40°	207
FIGURA 87 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM DIFERENTES TEMPOS PARA UMA CHUVA DE 48 h DE DURAÇÃO	208
FIGURA 88 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM DIFERENTES TEMPOS PARA UMA CHUVA DE 48 h DE DURAÇÃO	210
FIGURA 89 – CONDIÇÃO INICIAL DE POROPRESSÃO ADOTADA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS.....	211
FIGURA 90 – CURVAS CARACTERÍSTICAS COM DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR	213
FIGURA 91 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR	214
FIGURA 92 - VARIAÇÃO NO F.S. OBSERVADA PARA DIFERENTES VEA'S	216
FIGURA 93 - DISTRIBUIÇÃO DA POROPRESSÃO AO LONGO DO TEMPO PARA DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR E PROFUNDIDADE DE FISSURAMENTO ZC DE 10 CM.....	219
FIGURA 94 - EFEITO DO VALOR DE ENTRADA DE AR SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DA POROPRESSÃO APÓS 48 HORAS DE CONSTANTE INFILTRAÇÃO.....	220
FIGURA 95 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS DA REGIÃO FISSURADA	222
FIGURA 96 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS DA REGIÃO NÃO FISSURADA	222

FIGURA 97 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS PARA DIFERENTES INTENSIDADES DE CHUVA	224
FIGURA 98 - DIFERENÇAS ENTRE AS FRENTE DE INFILTRAÇÃO QUE OCORREM PARA AS DIVERSAS PROFUNDIDADES DE FISSURAS CONSIDERADAS APÓS 48H DE PRECIPITAÇÃO.....	224

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – EXTREMOS OBSERVADOS NO BRASIL E EM HONG KONG DESDE A DÉCADA DE 1940	38
TABELA 2 – CHUVA GATILHO NECESSÁRIA EM CADA CENÁRIO	82
TABELA 3 – ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO PARA MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO DE SUCÇÃO.....	96
TABELA 4 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE UMIDADE.....	104
TABELA 5 – MUDANÇA PREVISTA NA TEMPERATURA MÉDIA DA SUPERFÍCIE DA TERRA PARA O MEIO E O FINAL DO SÉCULO 21 EM COMPARAÇÃO COM O PERÍODO ENTRE 1986 E 2005	125
TABELA 6 – FAIXAS DE VALORES PARA OS PARÂMETROS α E n PARA DIFERENTES SOLOS	126
TABELA 7 – INTENSIDADES DE CHUVA ADOTADAS NAS ANÁLISES QUE REPRESENTAM A ENCOSTA EM CONDIÇÕES EXTREMAS.....	135
TABELA 8 – PARÂMETROS DE REFERÊNCIA COM CORRESPONDENTE LITERATURA.....	136
TABELA 9 – MATRIZ DE ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MODELO SEM FISSURAS	137
TABELA 10 – MATRIZ DE ANÁLISES DO MODELO EM CONDIÇÕES EXTREMAS	139
TABELA 11 – CARACTERÍSTICAS QUE DEFINIRAM OS CICLOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM	145
TABELA 12 – CARACTERIZAÇÃO COMPLETA DOS SOLOS ESTUDADOS.....	146
TABELA 13 – CONDIÇÕES INICIAIS DAS AMOSTRAS.....	148
TABELA 14 – VALOR DE ENTRADA DE AR DE CADA SOLO ESTUDADO.....	151
TABELA 15 - TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO SATURADO DAS CINCO AMOSTRAS DE SOLO	155
TABELA 16 – VALORES DE SUCÇÃO EXPERIMENTADOS POR CADA SOLO..	180
TABELA 17 – VALOR DE ENTRADA DE AR DE CADA SOLO E SUCÇÃO MÁXIMA EXPERIMENTADA	181
TABELA 18 – VALORES DE ENTRADA DE AR PARA DIFERENTES COMBINAÇÕES DE PARÂMETROS DE AJUSTE DE FREDLUND E XING	187

TABELA 19 – VALORES EXPERIMENTAIS DE Φ_B	198
TABELA 20 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	204
TABELA 21 – PARÂMETROS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DAS FISSURAS	208
TABELA 22 – QUEDA NO F.S. OBSERVADA APÓS DETERMINADO TEMPO DE CHUVA	209
TABELA 23 – VARIAÇÃO NO F.S. (%); LOCAL DA CUNHA DE RUPTURA (NO SOLO INTACTO OU NO FISSURADO) E SUBIDA DO LENÇOL FREÁTICO (m) OBSERVADAS PARA DIFERENTES VEA'S	215
TABELA 24 – COEFICIENTES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EMPREGADOS NAS ANÁLISES	221

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	33
2.1 CENÁRIOS CLIMÁTICOS FUTUROS	35
2.2 O COMPORTAMENTO E OS MECANISMOS DE INFILTRAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS NÃO SATURADOS	41
2.2.1 Curva Característica.....	45
2.2.2 Função permeabilidade	58
2.3 DESLIZAMENTOS INDUZIDOS POR CHUVA	61
2.3.1 Estabilidade de taludes	61
2.3.2 Resistência dos Solos não Saturados	67
2.3.3 Métodos de correlação chuva/deslizamento	69
2.4 MUDANÇAS CLIMÁTICAS E SEUS IMPACTOS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA.....	84
3 MATERIAIS E MÉTODOS	92
3.1 MODELO FÍSICO	93
3.1.1 Coleta e preparação das amostras de solo	93
3.1.2 Ensaios de laboratório.....	95
3.1.3 Nomenclatura das amostras.....	98
3.1.4 Procedimento experimental de campo	98
3.1.5 Processamento das imagens	102
3.1.6 Dados meteorológicos.....	103
3.1.7 Calibração dos sensores de umidade	104
3.2 MODELO NUMÉRICO	106
3.2.1 Geometria do modelo	110
3.2.2 Malha de elementos finitos.....	111
3.2.3 Condições de contorno.....	113
3.2.4 Parâmetros de resistência mecânica do solo não saturado	113
3.2.5 Modelo sem fissuras	115
3.2.6 Modelo com fissuras	124
3.2.7 Análises realizadas	136
3.2.8 Análise de sensibilidade	139

4 MODELO FÍSICO PARA MEDIDA DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS DE DESSECAÇÃO	141
4.1 CICLOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM	141
4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	146
4.3 MONITORAMENTO DO FISSURAMENTO E DA UMIDADE.....	151
4.4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	157
4.4.1 Fissuramento x Variáveis Climáticas.....	157
4.4.2 Fissuramento x Caracterização Completa.....	172
4.4.3 Fissuramento x Variação da Umidade e Sucção.....	178
5 MODELO NUMÉRICO PARA ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA	183
5.1 MODELO SEM FISSURAS	183
5.1.1 Análise Paramétrica	183
5.1.2 Análise de sensibilidade	203
5.2 MODELO COM FISSURAS.....	204
5.2.1 Influência da profundidade das fissuras	206
5.2.2 Influência da Curva Característica	212
5.2.3 Influência da Função Permeabilidade	221
5.2.4 Influência da Precipitação	223
5.3 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	226
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	228
REFERÊNCIAS.....	237

1 INTRODUÇÃO

A influência das mudanças climáticas na estabilidade das encostas naturais e artificiais e suas consequências nos deslizamentos de terra são inquestionáveis. Ainda não totalmente esclarecido é o tipo e a escala destas consequências nas condições de estabilidade. Além disso, a localização, a frequência e a magnitude dos deslizamentos de terra em resposta às mudanças climáticas projetadas são desconhecidas. As pesquisas realizadas em torno do tema mostram uma lacuna em sua distribuição geográfica. Enquanto a Europa e a América do Norte têm estudado as consequências das mudanças climáticas em larga escala, a América do Sul mostra poucas pesquisas neste campo. Os impactos climáticos sobre os deslizamentos de terra são ainda mais complicados de analisar, devido às diferenças nas escalas temporais.

Dentre as mudanças climáticas previstas nos últimos relatórios do IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change* – Painel Intergovernamental sobre Mudança do Clima) espera-se até o final do século XXI poderá haver um aumento da temperatura média global entre 1,8°C e 4,0°C (IPCC, 2014). As décadas de 1990 e 2000 foram as mais quentes dos últimos 1.000 anos (CUNHA *et al.*, 2019). Previsões apontam que os períodos de seca serão os mais severos desde os observados no período pré industrial, no século XIX. No Brasil, áreas susceptíveis a adversidades climáticas, podem sofrer as implicações mais graves destas alterações, com as secas mais intensas podendo ocorrer num tempo de retorno cada vez menor (CUNHA *et al.*, 2019; DA ROCHA JÚNIOR *et al.*, 2020). Além disso, valores de precipitação da ordem de 200 mm/h podem passar de um período de recorrência atual de 100 anos para 10 anos, ou seja, tornar-se-iam comuns.

Períodos de seca muito prolongados intercalados por precipitações muito intensas podem alterar o estado dos solos. Os solos finos, por exemplo, são propensos a fissurar durante longos ciclos de umedecimento e secagem. Isto pode comprometer sua integridade ao interferir em seu comportamento (ALBRIGHT *et al.*, 2006; ANDERSLAND; AL-MOUSSAW, 1987; COSTA *et al.*, 2013; LI, *et al.*, 2016; LI; ZHANG, 2010). As fissuras de dessecação têm sido uma grande preocupação não

só em obras onde a vedação de camadas de argila e barreiras de solo são importantes (LI *et al.*, 2016; HEWITT; PHILIP, 1999), mas também quando a resistência ao cisalhamento é uma preocupação (SHIN; SANTAMARINA, 2011; SILVA, 2018). Isso porque as fissuras de dessecação são um problema grave que afeta o comportamento hidráulico e mecânico em longo prazo de solos coesivos. As rachaduras podem acelerar significativamente a infiltração de água nos solos argilosos (MITCHELL; VAN GENUCHTEN, 1993; NOVAK *et al.*, 2000; ZHANG *et al.* 2020). A infiltração acelerada, por sua vez, pode reduzir a resistência do solo devido à diminuição da sucção (LI *et al.*, 2009; LI; ZHANG; KWONG, 2011; RAYHANI; YANFUL; FAKHER, 2008; SNOW, 1969; YUEN; GRAHAM; JANZEN, 1998).

A diminuição da resistência ao cisalhamento de encostas naturais ou construídas é o mecanismo que desencadeia os movimentos de massa. Os deslizamentos de terra provocados pelas chuvas representam grandes riscos geotécnicos e são extremamente comuns em regiões montanhosas como Brasil, Itália, África do Sul, Japão e Hong Kong (BRAND *et al.*, 1984; MARIN; VELÁSQUEZ, 2020; NG; SHI, 1998). A infiltração da água da chuva em solos não saturados causa um aumento da carga piezométrica e, assim, um aumento da pressão de água nos poros do solo, diminuindo sua resistência ao cisalhamento, como consequência da redução da sucção matricial. Esta diminuição pode provocar a instabilidade do talude (ALESSIO, 2019; FREDLUND; RAHARDJO, 1993; HUNGR *et al.*, 2014; LAM *et al.*, 1987; LEACH; HERBERT, 1982).

As mudanças climáticas e os deslizamentos de terra estão fortemente conectados. Não apenas o Brasil, mas diversas regiões de clima tropical e subtropical ao redor do mundo sofrem com as consequências dos deslizamentos de terra. O gatilho destes deslizamentos são, na maioria das vezes, chuvas de grande intensidade que, ao reduzir a sucção dos solos parcialmente saturados, diminuem sua resistência provocando os deslizamentos. Estudos antigos e recentes de Addison (1987), Campbell (1975), Elbachá *et al.* (1992), Endo (1970), Eyles (1979), Fukuoka (1980), Guidicini e Iwasa (1977), Kanji *et al.* (1997), Nilsen e Turner (1975), Onodera *et al.* (1974) entre outros. Outros autores Alvioli *et al.* (2014, 2018), Brand *et al.* (1984), Papa *et al.* (2013), Salciarini *et al.* (2012), Vargas e Pichler (1957) e Wu

et al. (2015a) tentam descobrir qual a quantidade de chuva necessária para desencadear um movimento de massa em função das características da encosta. Definem assim os limiares pluviométricos, que representam as condições-limite a partir das quais a instabilidade pode ocorrer, ou seja, a precipitação, a umidade do solo e as condições de sucção que, quando atingidas, causam movimento de massa (GUZZETTI *et al.*, 2007). No entanto, ao quantificarem o risco de deslizamento futuro, não levam em conta as atuais projeções do IPCC que afirmam que as mudanças climáticas têm ocorrido cada vez de forma mais rápida e agressiva.

Os cenários climáticos previstos para os próximos 80 anos, de acordo com o IPCC, apontam para situações de seca e precipitação extremas, quando comparadas com as observadas nos últimos 65 anos, quando os estudos de correlação entre chuvas e deslizamentos se iniciaram (VARGAS; PICHLER, 1957).

Dados do IBGE (2018) referentes aos anos de 2008 a 2012, apontam que neste período 895 municípios brasileiros foram atingidos nas áreas urbanas por deslizamentos de terra. Este número representa 16,1% do total de municípios no país. Dentre as ocorrências registradas, 103 apresentaram óbitos e 303,6 mil pessoas foram desabrigadas. Considerando apenas os 39 municípios do país com mais de 500 mil habitantes, 28 deles foram atingidos por deslizamentos de terra sendo que 48,1% destes não possuem nenhum instrumento de prevenção deste tipo de desastre. Fica evidente que deslizamentos de terra têm causado ao redor do país além da perda ocasional de vidas humanas, gastos de milhões com danos à propriedade. Se os extremos climáticos previstos se confirmarem, estes números podem aumentar significativamente, especialmente se os sistemas de prevenção e alerta não forem calibrados para os novos cenários esperados.

Desde 10 de abril de 2012 a Lei nº 12.608, que dispõe sobre os desastres naturais no meio urbano e autoriza a criação de sistema de gestão e gerenciamento de desastres, determina que municípios façam um mapeamento de suas áreas de risco. Este mapeamento será também afetado pelas mudanças no clima previstas para um futuro próximo. Dado o tamanho do problema, que não é só de ordem nacional, cabe estudar de que forma os fenômenos de deslizamentos de terra podem ser previstos considerando-se o impacto que sofrerão com o clima nas

próximas décadas. O gerenciamento efetivo deste risco ainda requer uma melhor compreensão das condições de precipitação que resultam em deslizamentos de terra bem como das alterações que podem ocorrer nas encostas não saturadas como consequência de longos períodos de estiagem intercalados com chuvas ainda não estudadas.

Um deslizamento de terra é influenciado pelas características morfológicas, litológicas, hidrológicas e do solo de um determinado local e, portanto, o desenvolvimento de um limiar requer informações detalhadas sobre todas essas características (ARNONE *et al.*; 2016; GUZZETTI *et al.*, 2007; HSU *et al.*, 2018; REDER *et al.*, 2018; SALCIARINI *et al.*, 2012; SALVATICI *et al.*, 2018; SEGONI *et al.*, 2018; WU *et al.*, 2015a). O processo de ressecamento dos solos como consequência da evaporação da água em períodos secos se dá de forma diferente para cada tipo de solo o que pode tornar a análise ainda mais complexa (LIU *et al.*, 2003; PENG *et al.*, 2006).

As metodologias mais utilizadas na definição dos limiares pluviométricos são as de abordagem empírico-estatística, baseadas no conhecimento da série histórica de registros de deslizamentos de terra e eventos pluviométricos associados a eles e no tratamento estatístico desses dados (MARIN; VELÁSQUEZ, 2020). Há também uma segunda categoria de limiares denominados limiares físicos que utilizam modelos numéricos de base física para, com o uso de ferramentas matemáticas como o método dos elementos finitos, por exemplo, para simular condições de estabilidade e instabilidade (ALEOTTI, 2004; GUZZETTI *et al.*, 2007; WIECZOREK; GLADE, 2005).

Para formular um limiar de base física, o impacto da precipitação ao causar instabilidade do talude é avaliado usando modelos físicos de estabilidade de encostas, como os de equilíbrio limites existentes, aliados aos modelos hidrológicos (BAUM; GODT, 2010; CROSTA, 1998; GODT *et al.*, 2008; IVERSON, 2000; JAKOB; WEATHERLY, 2003; MONTGOMERY; DIETRICH; 1994; VAN WESTEN; TERLIEN, 1996). Embora muitos destes modelos numéricos sejam reconhecidos como uma boa alternativa para prever a ocorrência de deslizamentos de terra, sua desvantagem é que geralmente requerem muitos dados de entrada e processos de

calibração, o que é um obstáculo para sua incorporação em sistemas de alerta baseados em limiares pluviométricos (BEZAK *et al.*, 2019; BOGAARD; GRECO, 2018). Atualmente, os dados de entrada e os processos de calibração são realizados com dados de chuva e modelos de infiltração já conhecidos. Compreender como o processo de infiltração nos solos pode ser alterado em consequência de seu fissuramento devido a seca pode trazer uma nova forma de olhar o problema.

De um ponto de vista determinístico, a estabilidade de um talude pode ser avaliada calculando o Fator de Segurança (F.S.) associado a ele em um determinado tempo. O cálculo deste fator, que pode ser feito por vários métodos, leva em conta as características da inclinação do solo, assim como sua geometria. Nos modelos numéricos que utilizam os métodos de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade das encostas, as propriedades associadas ao solo são consideradas estacionárias, ou seja, não variam com o tempo, tais como seu teor de finos, índice de vazios ou estado de compactação, peso específico dos grãos, etc. Outras propriedades serão modificadas ao longo do tempo em função da influência externa do ambiente. As chuvas, por exemplo, modificam o grau de saturação do solo, pois afetam o teor de umidade, alterando também os níveis de pressão e sucção dos poros ao longo da profundidade de uma encosta. O mesmo acontece com a infiltração, pois ao absorver a água, o coeficiente de permeabilidade do solo aumenta, uma vez que o caminho de percolação da água torna a passagem do líquido mais rápida. A médio e longo prazo, ciclos de umedecimento e secagem podem provocar numa mesma encosta um comportamento distinto daquele observado inicialmente.

A influência de cada um dos parâmetros associados ao deslizamento do talude pode ser avaliada independentemente. Assim, será possível observar aqueles que têm maior influência sobre o fator de segurança associado a uma determinada inclinação. Na literatura, a implementação de análises paramétricas para entender como os resultados das análises de estabilidade são afetados com os diferentes parâmetros de entrada nos modelos de deslizamento numérico é comum (ARNONE *et al.*, 2011; BEYABANAKI *et al.*, 2016; SALCIARINI *et al.*, 2006). Rahimi *et al.*

(2010) avaliaram o efeito de diferentes propriedades hidráulicas na ruptura de um talude. Foram avaliados os parâmetros da curva característica de Fredlund e Xing (1994) e a função de condutividade hidráulica (FREDLUND *et al.*, 1994). Outras análises de sensibilidade estudaram o efeito da posição do lençol freático, e da intensidade da precipitação e da umidade do solo em condições não saturadas sobre a estabilidade de um talude (NG; SHI, 1998; RAHIMI *et al.*, 2010; RAY *et al.*, 2010).

A presente pesquisa se insere num contexto mais amplo pois diversos estudos relacionados a estabilidade de encostas na região da Serra do Mar têm sido desenvolvidos pelo grupo de estudos em Geotecnia da UFPR. Dentro de diversos contextos, causas dos deslizamentos, definição de limiares pluviométricos e alternativas de contenção têm sido pesquisadas.

Estudos que levem em conta o estado que encostas semelhantes as da Serra do Mar assumiriam após passarem por eventos climáticos extremos não foram encontrados. No entanto, ressalta-se a importância do uso cuidadoso dos resultados dos piores cenários climáticos previstos no relatório do IPCC, pois eles poderiam superestimar ou subestimar o risco de deslizamento de terra. Além disso, as incertezas nas projeções de deslizamentos de terra associadas à falta de informações devem ser quantificadas e comunicadas aos tomadores de decisão e ao público.

Desta forma, este trabalho pretende:

- Quantificar o surgimento de fissuras de dessecação em solos coesivos expostos a ciclos de umedecimento e secagem;
- Relacionar o surgimento de fissuras em solos coesivos com suas principais propriedades físicas;
- Estimar os valores de sucção que surgem em solos coesivos não saturados como decorrência de sua exposição a ciclos de umedecimento e secagem;
- Modelar o processo de infiltração da chuva em uma encosta não saturada avaliando quantitativamente a influência de cada parâmetro de entrada no Fator de Segurança final obtido;

- Modelar um talude de solo não saturado que foi submetido a ciclos de umedecimento e secagem e, portanto, apresenta fissuras de dessecação e comparar os resultados de estabilidade deste com os resultados obtidos para o talude sem fissuras de dessecação;
- Simular, no modelo de talude com fissuras, chuvas de intensidade compatíveis com àquelas previstas para ocorrerem até o final deste século, como consequência das mudanças no clima, a fim de observar se e quanto às respostas se alteram;
- Avançar no entendimento de como as mudanças climáticas previstas para as próximas décadas podem afetar os deslizamentos de terra em regiões tropicais e subtropicais e
- Dar subsídios ao meio geotécnico brasileiro para que a questão das mudanças climáticas seja incorporada nas pesquisas geotécnicas, principalmente naquelas de análises probabilísticas futuras, para que possam estimar os riscos de forma mais realista.

A influência do ressecamento dos solos com o aparecimento de fissuras nas análises de estabilidade de um talude não saturado ainda é pouco compreendida. Assim, este trabalho começa investigar o comportamento de fissuras em solos coesivos a fim de encontrar novas relações entre o tipo de solo e seu teor de finos e a propagação de fissuras que ocorre nos solos expostos às intempéries. Cinco diferentes tipos de solo foram cuidadosamente compactados e expostos ao meio ambiente. O comportamento das fissuras que surgiram nestas amostras de solo foi monitorado e quantificado. O fator de intensidade de fissuras (CIF – *Crack Intensity Factor*) dos solos foi monitorado ao longo de quatro meses.

Em paralelo, o trabalho criou um modelo numérico específico e avaliou a sensibilidade de cada um dos parâmetros de entrada, mecânicos e hidráulicos, a fim de aferir qual ou quais mais influenciarão o resultado final determinístico de instabilidade.

Finalmente, esta tese incorporou nas análises numéricas a presença de fissuras e a ocorrência de chuvas previstas para os próximos 80 anos. As simulações dos deslizamentos em cenários de condições climáticas futuras foram

comparadas com aquelas realizadas para as condições atuais de forma a ser possível quantificar o risco futuro com base nas projeções mais preocupantes.

Este trabalho está estruturado em sete capítulos. Além deste primeiro, que apresenta a introdução, no Capítulo 2, apresenta-se a revisão bibliográfica que expõe os cenários climáticos futuros previstos e discute as mudanças climáticas e seus possíveis impactos. O conhecimento daquilo que já foi publicado sobre o impacto das mudanças climáticas destaca a lacuna na qual esta pesquisa está estabelecida e onde futuras pesquisas podem se estabelecer. A revisão discute também o que já se sabe sobre os mecanismos de propagação das fissuras por dessecação e a relação disso com o comportamento e os mecanismos de infiltração de água nos solos não saturados. Parte deste capítulo foi desenvolvido na HKUST (*Hong Kong University of Science and Technology* – Universidade de Ciência e Tecnologia de Hong Kong) aonde se percebeu a lacuna existente entre o Brasil e diversos outros países como China, Hong Kong e outros países da América e da Europa. Brasil e China, por exemplo, têm encostas e clima semelhantes, além de problemas associados aos deslizamentos de terra muito parecidos. No entanto, os dois países encontram-se em estágios muito diferentes de entender o problema e buscar uma solução.

Enquanto na China e em Hong Kong a questão das consequências das mudanças climáticas já é tratada de forma trivial, no Brasil ainda vemos a questão muitas vezes sendo tratada como algo distante e improvável. No meio Geotécnico brasileiro, pouca ou nenhuma discussão existe sobre o assunto. Embora muito do entendimento já buscado em outros países possam contribuir para o estudo da problemática no Brasil, sabe-se que aqui temos menos recursos tanto para pesquisas quanto para monitoramento de encostas etc., de forma que há uma lacuna portanto de um estudo particular e individualizado desta questão em solos brasileiros.

No Capítulo 3 apresentam-se a metodologia para medida de propagação de fissuras de dessecação em modelo físico, o estudo paramétrico do modelo numérico utilizado e a metodologia utilizada nas análises que levam em conta possíveis influência das mudanças climáticas nos deslizamentos de terra. É descrito também o

método usado para definir o alcance de cada parâmetro no modelo numérico sem fissuras, bem como a forma como a análise paramétrica e a quantificação da sensibilidade foram realizadas.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados do modelo físico de monitoramento de propagação de fissuras. Os resultados destacam as diferentes respostas dos solos aos períodos de seca, que estão se tornando recentemente uma nova preocupação do meio geotécnico. Além do teor de finos, outras propriedades do solo exercem influência no padrão e na quantidade de rachaduras, e são também avaliadas.

No Capítulo 5 as análises que levam em conta possíveis influência das mudanças climáticas nos deslizamentos de terra são apresentadas. A comparação entre as simulações dos deslizamentos em cenários de condições climáticas futuras e aquelas realizadas para as condições atuais são confrontadas.

Finalmente, no Capítulo 6, reúnem-se as conclusões apresentadas em cada capítulo e sugerem-se pesquisas que possam dar continuidade a este trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Deslizamentos de terra são episódios que constantemente se repetem nas estações chuvosas causando fatalidades ao redor de todo o mundo. Além disso, são responsáveis por pelo menos 17% de todas as mortes causadas por desastres naturais em todo o mundo (CHAE *et al.*, 2017). Estes desastres naturais representam uma grande ameaça não apenas a vidas, mas também à propriedade e ao meio natural, especialmente em regiões escarpadas.

A correta e precoce previsão da ocorrência de escorregamentos são importantes tarefas para reduzir os danos e perdas por eles causados. Vários estudos sobre previsão de escorregamentos vêm sendo realizados desde a década de 1950 (VARGAS; PICHLER, 1957), mas grande parte do progresso nesta área é relativamente recente.

O estudo das precipitações aliado ao estudo da infiltração de água no solo, em função de propriedades intrínsecas do material como a curva de retenção ou curva característica é fundamental para o entendimento da relação existente entre as chuvas e os deslizamentos. Entretanto, os estudos atuais de previsão de risco não consideram que o planeta tem passado por mudanças climáticas que impactarão não apenas nas propriedades do solo a médio e longo prazo, mas também a dimensão das possíveis chuvas.

Assim como a chuva provoca um fluxo descendente de água no solo, outros fenômenos podem desencadear seu movimento ascendente. De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) a água é removida da superfície do solo por evaporação ou por evapotranspiração da cobertura vegetal produzindo fluxo ascendente de água para fora do solo. O fluxo descendente provoca o chamado avanço da frente de umedecimento.

Este avanço, causado pela infiltração da chuva, foi estudado na Coreia por Kim *et al.* (2004). Os autores avaliaram dois taludes de solos diferentes e concluíram que a sucção inicial na frente de umedecimento desempenha papel fundamental na estabilidade das encostas naturais estudadas.

Para entender melhor os mecanismos que desencadeiam os processos de instabilidade de encostas, é preciso compreender não só como se dá este avanço, mas também, de maneira mais ampla, como se comportam os solos não saturados, os mecanismos de ruptura a eles associados e a forma como as mudanças climáticas podem vir a afetar estes processos.

Os estudos de movimentos de massa em solos não saturados começaram há quase 70 anos (e.g. VARGAS; PICHLER, 1957). Desde então, métodos já foram desenvolvidos na tentativa de correlacionar duração e intensidade de precipitações com deslizamentos de terra (ADDISON, 1987; ALVIOLI *et al.*, 2014, 2018; BRAND *et al.*, 1984; ENDO, 1970; EYLES, 1979; NILSEN; TURNER, 1975; ONODERA *et al.*, 1974; PAPA *et al.*, 2013; PETRUCCI; POLEMIO, 2010; SALCIARINI *et al.*, 2012; WU *et al.*, 2015b). Os métodos levaram muitos autores ao redor do mundo a confirmarem que chuvas de grande intensidade são as principais causas de rupturas de taludes em solos não saturados (ELBACHÁ *et al.*, 1992; FUKUOKA, 1980; GUIDICINI; IWASA, 1977; KANJI *et al.*, 1997). Porém, as chuvas previstas para ocorrerem até o final deste século (IPCC, 2014) ainda não foram modeladas de forma consistente para as encostas não saturadas tão comumente encontradas no Brasil.

Nas subseções a seguir discutem-se os conceitos e premissas relacionados aos cenários climáticos futuros previstos e aos mecanismos de infiltração de água em solos não saturados. Os modelos teóricos que melhor representam o comportamento da água no solo não saturado e aqueles que representam seu comportamento quanto à resistência ao cisalhamento serão apresentados. A revisão discute também o que já se sabe sobre os mecanismos de propagação das fissuras por dessecação e a relação disso com a ocorrência de deslizamentos de terra deflagrados por chuvas. Além disso, uma revisão dos métodos que tentam correlacionar estes eventos será apresentada e os métodos, confrontados. Por fim, discutirá as mudanças climáticas e seus possíveis impactos nos movimentos de massa.

2.1 CENÁRIOS CLIMÁTICOS FUTUROS

O efeito estufa é um efeito natural e até certo ponto benéfico pois é ele que mantém a temperatura do planeta Terra dentro de limites favoráveis às condições de vida. Porém o aumento nas concentrações de gases de efeito estufa, chamados GEE's, quando comparado ao período pré-industrial, é preocupante. Neste período, as concentrações eram de 280 partes por milhão (ppm) e atualmente se elevaram para 404 ppm, o que resultou num aumento da temperatura global média e também na alteração do padrão de chuvas. Estas consequências impactam inúmeros setores da economia e da sociedade (DLUGOKENCKY; TANS, 2017).

Sabe-se atualmente que embora diversas causas naturais contribuam para as mudanças climáticas, dentre elas a variação na deriva continental e erupções vulcânicas, por exemplo, a ação humana também é responsável por estas mudanças (PBMC, 2013). No ano de 1988, após a percepção da influência da ação humana no clima da Terra, o Painel Intergovernamental de Mudanças do Clima foi criado e então encarregado de avaliar pesquisas realizadas internacionalmente que pudessem ser relevantes no entendimento dos impactos gerados pelas mudanças climáticas e também de estratégias para mitigação e adequação de tais mudanças.

Segundo o IPCC (2014), o maior aporte humano para as mudanças climáticas provem da emissão de gases de efeito estufa, que absorvem a radiação infravermelha emitida pela superfície do planeta e a reemite para a superfície, o que faz elevar a temperatura terrestre. O efeito é comparável ao que acontece no interior de uma estufa, razão pela qual também é chamado de efeito estufa. Os principais gases de efeito estufa são o dióxido de carbono (CO_2), o metano (CH_4) e o óxido nitroso (N_2O) sendo o dióxido de carbono o mais relevante deles. No Brasil, os setores de energia e agropecuária são responsáveis pelos maiores índices de emissões, contribuindo com 37 e 33% do total das emissões, respectivamente. Outros 18% provém de alterações no uso e ocupação do solo e o restante, da soma do que é emitido pelos setores de tratamento de resíduos e industriais (MCTI, 2016).

Modelos climáticos globais (MCGs) têm sido utilizados para projetar cenários climáticos futuros. Tais modelos são resultado de um esforço conjunto de 20 grupos

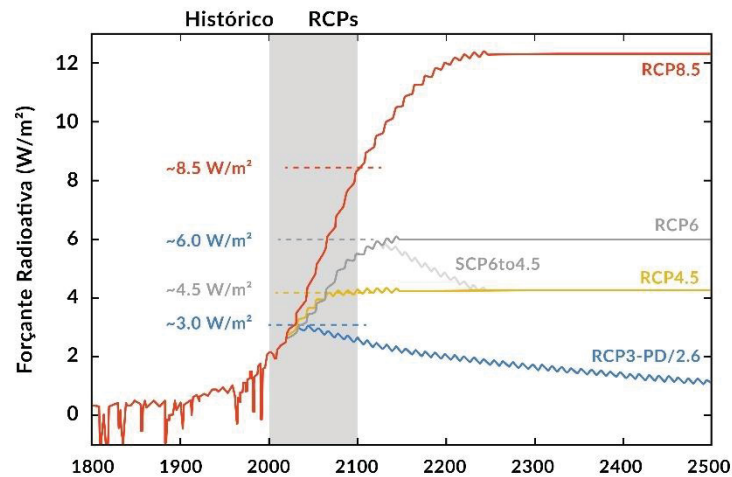
de modelagem climática de todo o mundo. Essas projeções estão avaliadas no quinto relatório de avaliação *Fifth Assessment Report - AR5*, IPCC-AR5 do IPCC (2014).

As projeções climáticas fornecidas por estes modelos, e que constam no quinto relatório, são feitas para quatro diferentes cenários de mudanças climáticas, conhecidos por RCP (*Representative Concentration Pathway* - Caminhos Representativos de Concentrações). Até seu quarto Relatório de Avaliação (AR4), emitido em 2007, o IPCC definia os cenários climáticos baseado num valor pontual de emissão de GEE's alcançado a longo prazo, gerando os Relatórios Especiais sobre Cenários de Emissões (SRES - *Special Report on Emission Scenarios*).

Foi a partir deste quinto Relatório de Avaliação (AR5), emitido em 2014, que o painel passou a adotar estes cenários RCP's. Os cenários encontrados no relatório são o RCP 2,6, RCP 4,5, RCP 6,0 e RCP 8,5. Os números indicam a Forçante radiativa ao final do século XXI. Ou seja, a diferença entre a energia incidente e a energia emergente do sistema climático do planeta quando comparado à época pré-industrial, e é expressa em termos de energia (Wm^{-2}). Quanto maior o valor, maior é o aquecimento global. Os Caminhos Representativos de Concentrações consideram então relevante a trajetória descrita pelos níveis de concentração ao longo do tempo e não apenas o valor pontual alcançado a longo prazo, como consideravam os cenários de emissão (MOSS *et al.*, 2010; VAN VUUREN *et al.*, 2011).

A FIGURA 1 representa a trajetória descrita para chegar aos cenários climáticos futuros apresentados no AR5.

FIGURA 1 – REPRESENTAÇÃO DAS TRAJETÓRIAS DE EMISSÕES DESCRITAS PELOS QUATRO CENÁRIOS CONSIDERADOS NO AR5

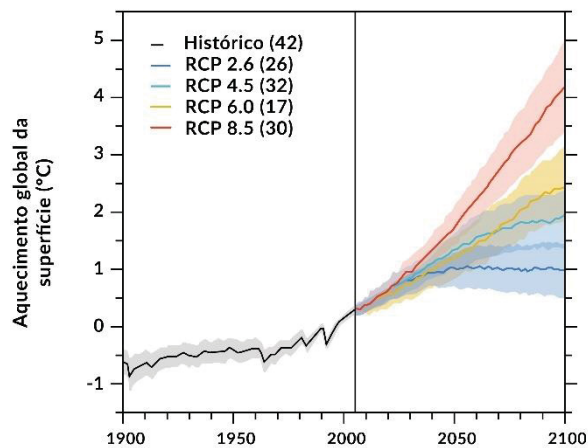


FORNTE: MEINSHAUSEN *et al.* (2011).

No cenário que considera baixa emissão de gases de efeito estufa, RCP 2,6, a forçante radiativa atinge um pico de 3 Wm^{-2} e cai para valores de $2,6 \text{ Wm}^{-2}$ em 2100. Já nos cenários de emissão intermediária, RCP 4,5 e RCP 6,0, o valor da forçante radiativa estabiliza em valores próximos aos limites, de $4,5$ e $6,0 \text{ Wm}^{-2}$, respectivamente. No cenário de alta emissão, o mais crítico, a forçante radiativa cresce ao longo do século 21 atingindo valores da ordem de $8,5 \text{ Wm}^{-2}$ em 2100

Para as projeções de temperatura para o final do século XXI, na FIGURA 2 observa-se o aumento dos valores médios globais, em relação ao período entre 1986 e 2005, para os quatro cenários de emissão. Para o cenário mais crítico, RCP 8,5, o aumento médio será de $2,6$ a $4,8^\circ\text{C}$. Já para as previsões que consideram emissões mais baixas, o aumento médio será de $0,3$ a $1,7^\circ\text{C}$ (IPCC, 2014; KNUTTI; SEDLÁČEK, 2013).

FIGURA 2 – PROJEÇÃO DA TEMPERATURA GLOBAL (MÉDIA E DESVIO PADRÃO EM SOMBREADO), RELATIVO AO PERÍODO ENTRE 1986 E 2005, APRESENTADAS NO AR5 PARA OS QUATRO CENÁRIOS DE EMISSÕES. ENTRE PARÊNTESES A QUANTIDADE DE MODELOS UTILIZADA PARA CADA PROJEÇÃO



FONTE: KNUTTI; SEDLÁČEK (2013); VAN VUUREN *et al.* (2011).

O último relatório apresentado pelo IPCC (AR5 – 2014) aponta que ao redor de todo o mundo o clima vem apresentando extremos, superiores e inferiores, que são significativamente maiores e menores, respectivamente, do que os observados até então. Como exemplo, pode-se citar o trabalho de Wong *et al.* (2011) que apresenta as mudanças observadas nos valores extremos de clima em Hong Kong. O trabalho dos autores analisa dados do período compreendido entre 1885 e 2008. No Brasil, alterações nos extremos de temperatura e precipitação também vêm sendo observadas em pesquisas recentes (DERECZYNSKI *et al.* 2013; AVILA-DIAZ *et al.* 2020a, BOHN *et al.* 2021; AVILA-DIAZ, 2020b; CUNHA *et al.*, 2019; DA ROCHA JÚNIOR *et al.*, 2020). Para ilustrar, a TABELA 1 resume os maiores extremos observados no Brasil e em Hong Kong nos últimos anos. Os valores de precipitação horária apresentados pra Hong Kong referem-se a um famoso episódio de deslizamentos ocorrido no local em 2008. Os valores extremos apresentados para o Brasil são de diferentes cidades e datas, mas todos dentro do sudeste do Brasil entre 1947 e 2016.

TABELA 1 – EXTREMOS OBSERVADOS NO BRASIL E EM HONG KONG DESDE A DÉCADA DE 1940

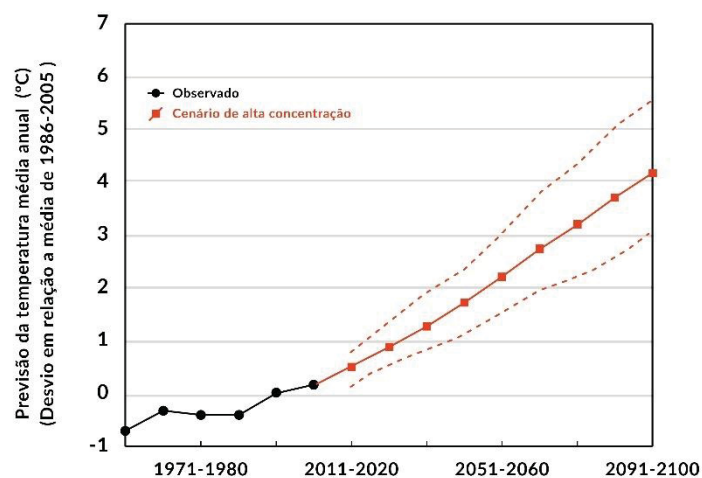
Descrição	Hong Kong	Brasil*
Temperatura Máxima (°C)	36,6	43,2
Temperatura Mínima (°C)	0	-3,5
Máxima chuva horária (mm)	145,5	151,8

Máxima chuva diária (mm)	534,1	622,5
Máxima chuva mensal (mm)		1000
Máxima chuva anual (mm)	3343	4457,8

FONTE: A autora (2019).

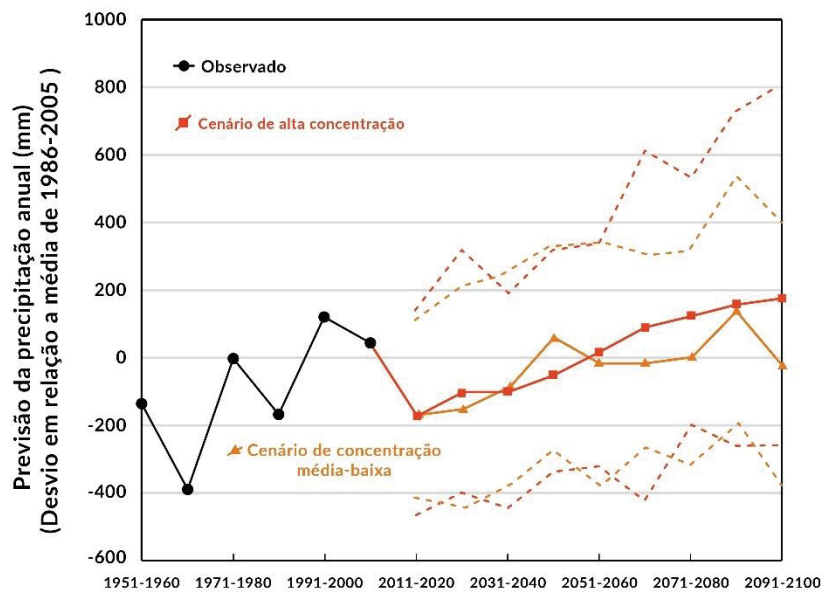
De acordo com o IPCC (2014), as mudanças climáticas esperadas para os cenários de elevada concentração de gases de efeito estufa (GEE's) até o final deste século podem ser de até 4°C. As alterações esperadas na média da temperatura anual de Hong Kong, por exemplo, com relação à média observada entre 1986 e 2005 para o cenário mais crítico previsto pelo IPCC, RCP 8,5, estão apresentadas na FIGURA 3. Hong Kong é um país tropical e montanhoso que muito se assemelha com o Brasil no clima e no relevo. A linha sólida representa o valor médio enquanto a linha tracejada mostra a gama provável de resultados das projeções. As observações históricas são apresentadas pela linha preta. As alterações esperadas nos níveis de precipitação anual estão na FIGURA 4.

FIGURA 3 – ALTERAÇÕES ESPERADAS PARA A TEMPERATURA MÉDIA ANUAL.



FONTE: HKO (2019).

FIGURA 4 – ALTERAÇÕES ESPERADAS NOS NÍVEIS DE PRECIPITAÇÃO ANUAL EM HONG KONG EM RELAÇÃO À MÉDIA DE 1986-2005 SOB OS CENÁRIOS DE ALTA E MÉDIA-BAIXA CONCENTRAÇÃO DE GASES DE EFEITO ESTUFA



FONTE HKO (2019)

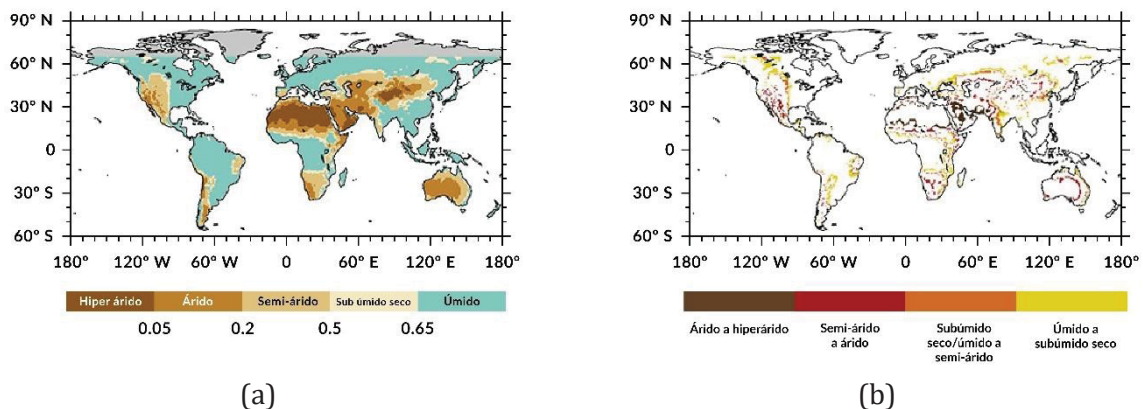
As previsões foram feitas pelo observatório de Hong Kong (HKO). O observatório utiliza dados de vários modelos climáticos e métodos estatísticos para projetar tanto possíveis aumentos na temperatura média quanto as alterações pluviométricas em Hong Kong esperadas para o século XXI (HKO, 2019).

Com base em previsões como estas, preocupa que num futuro próximo os níveis de aridez do planeta alcancem valores muito altos e impliquem diretamente no comportamento hidráulico e mecânico de encostas parcialmente saturadas, muito presentes em regiões de clima tropical.

Park *et al.* (2018) quantificam a aridificação através de um índice de aridez, o qual é definido como sendo a relação entre precipitação (P) e potencial de evapotranspiração (PET). Os autores correlacionam este índice com as previsões de aquecimento global futuro para melhor compreender os seus impactos potenciais na sociedade humana. Os índices de aridez médio foram calculados especialmente com dados atuais do clima (1986-2005) e cinco regimes climáticos foram definidos a partir destes índices. A distribuição espacial obtida foi comparada com outra distribuição espacial que considera alterações nos regimes climáticos áridos se o índice de aridez diminuísse pela metade, ou seja, se todo o planeta fosse consideravelmente mais seco, seja pela diminuição da precipitação (P) ou pelo

aumento das taxas de evapotranspiração (PET). A FIGURA 5 mostra estas distribuições espaciais do índice de aridez e do regime climático correspondente no clima atual, e as mudanças que ocorreriam neste regime se o índice de aridez diminuísse pela metade do valor de referencia. Na FIGURA 5(b) as áreas brancas indicam regiões sem mudança de regime, isto é, apenas as regiões com alteração para um regime mais seco estão destacadas em seus novos regimes climáticos. Fica evidente que uma diminuição da relação P/PET induziria uma aridificação substancial ao longo dos contornos dos regimes de clima atualmente existentes, implicando em impactos climáticos profundos.

FIGURA 5 – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DO ÍNDICE DE ARIDEZ E OS REGIMES CLIMÁTICOS RELACIONADOS (A) NO CENÁRIO ATUAL (1986-2005) E (B) AS MUDANÇAS NO REGIME SE O ÍNDICE DE ARIDEZ DIMINUIR PELA METADE. AS ÁREAS BRANCAS INDICAM AS REGIÕES SEM MUDANÇA DE REGIME



FUNTE: PARK *et al.* (2018).

2.2 O COMPORTAMENTO E OS MECANISMOS DE INFILTRAÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados comportam-se de forma diferente dos saturados no que diz respeito à resistência e percolação de água. Diversos modelos numéricos são capazes de representar estes comportamentos. No entanto, os modelos consideram características intrínsecas de cada solo ligadas a suas propriedades físicas e seu estado natural que não se alterariam a médio e longo prazo, como a curva característica do material ou sua função permeabilidade. A partir destes

modelos, muitas análises de previsão de risco de deslizamentos são realizadas. Sabendo-se que são esperadas para este século mudanças no clima capazes de alterar estas propriedades dos solos, faz-se necessário entender primeiramente os mecanismos de infiltração de água nos solos não saturados para então compreender como estes podem ser afetados em cenários climáticos futuros.

O modelo de infiltração de Green e Ampt (1911) é amplamente utilizado em estudos hidrológicos como sendo um método simples e fisicamente embasado para estimar os processos de infiltração. A taxa de infiltração do solo, definida como a velocidade em que a água é capaz de entrar na superfície do solo é definida por estes autores como:

$$\vartheta_i = k_{sat} \frac{z_w + \Psi_f}{z_w} \quad (1)$$

onde,

ϑ_i = taxa de infiltração;

k_{sat} = condutividade hidráulica saturada;

z_w = profundidade da frente de infiltração e

Ψ_f = sucção na frente de infiltração.

O modelo de Green-Ampt (Equação 1) exprime a infiltração em função de parâmetros físicos do solo e não do tempo de ocorrência do processo. Ele é derivado da equação de Darcy e foi desenvolvido para estimar a infiltração de água em solos homogêneos submetidos a uma carga hidráulica constante.

Por sua vez, a profundidade da frente de infiltração sob chuva prolongada e intensa foi definida por Lumb (1975) conforme Equação 2:

$$z_w = \frac{k_{sat} t}{n (S_f - S_0)} \quad (2)$$

onde,

z_w = profundidade da frente de infiltração;

k_{sat} = condutividade hidráulica saturada;

t = tempo;

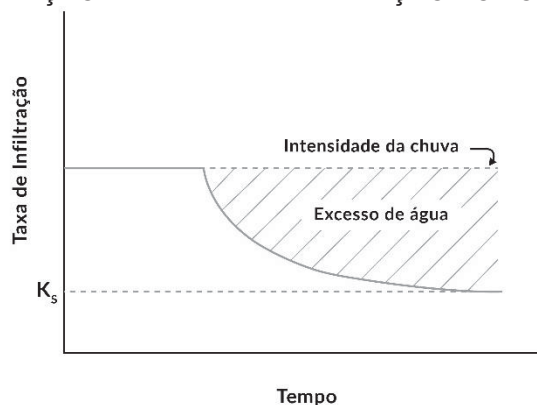
n = porosidade do solo;

S_f = grau de saturação final e

S_0 = grau de saturação inicial.

A FIGURA 6 ilustra a variação da taxa de infiltração ao longo do tempo. A taxa de infiltração diminui até atingir o valor da condutividade hidráulica saturada (k_{sat}). A diferença existente entre a intensidade da chuva e a condutividade saturada é a parcela de água que irá compor o *runoff*, ou escoamento superficial. Esta parcela aumenta até que o solo esteja completamente saturado quando, então, se mantém constante se a entrada de água (precipitação) também se mantiver.

FIGURA 6 – VARIACÃO DA TAXA DE INFILTRAÇÃO AO LONGO DO TEMPO



FONTE: Adaptado de Lumb (1975)

A taxa de evaporação na superfície do solo, por sua vez, foi definida por Wilson (1990) como:

$$E = \frac{\Gamma Q_n + \eta E_a}{\Gamma + \frac{\eta}{h_s}} \quad (3)$$

Onde,

E = Taxa de evaporação real em uma superfície de solo (mm/dia);

Γ = Inclinação da curva pressão de vapor de saturação versus temperatura à temperatura média do ar (kPa/°C);

Q_n = Radiação na superfície da água ou do solo saturado (mm/dia);

η = Constante psicrométrica (= 66,8 10⁻³ kPa/°C);

$E_a = 2.625 (1+0.146W_w) (u_{v0}^{air}-u_v^{air})$ (mm/dia) e W_w é a velocidade do vento em km/hr e

h_s = Umidade relativa na superfície do solo (ou seja, $h_s = u_v^{soil}/u_{v0}^{soil}$, onde u_{v0}^{soil} = pressão de vapor no solo saturado em sua superfície (kPa).

Wilson (1990) fez uma modificação na equação anteriormente proposta por Penman (1948) o que tornou a Equação 3 conhecida como a equação de Wilson-Penman.

A inclusão do termo umidade relativa no denominador levou em consideração o poder que o solo tem de reter a água em sua superfície. Enquanto a radiação e o vento tentam puxar o vapor de água para longe da superfície do solo, o solo detém a água. O modelo de Wilson-Penman parece fornecer resultados razoáveis em situações em que o solo na superfície permanece saturado e onde a permeabilidade do solo próximo à superfície seja tal que a água possa ser transmitida para a superfície.

A avaliação do fluxo que evapora da superfície do solo requer detalhes sobre a atmosfera, a rugosidade superficial do solo, a velocidade do vento e a temperatura da superfície. O método que combina as equações de balanço de energia e de balanço de massa na superfície do solo foi usado por Tran *et al.* (2016) na derivação da equação comumente chamada de equação de Monteith (1965). Tran *et al.* (2016) incorporou funções de transmissão de calor e de transmissão de vapor de água na definição da taxa de evaporação real, refinando o cálculo teórico da taxa de evaporação e obteve:

$$E = \frac{\Gamma Q + \eta \frac{f'(u)}{f(u)} E'_a}{\Gamma + \eta A \frac{f'(u)}{f(u)}} \quad (4)$$

Onde,

$f'(u)/f(u) = 1 + r_s/r_{av}$, o qual é derivado do processo de evaporação em duas etapas;

Por sua vez,

$f'(u)$ é a função de transmissão de calor;

$f(u)$ é a função de transmissão de vapor de água e depende da velocidade do vento, e das condições de rugosidade e turbulência ($= 3,5 (1 + 0,146 W_w)$), onde W_w é a velocidade do vento (km/h);

r_s é a "resistência superficial" do solo no topo 0-1cm;

r_{av} é a resistência aerodinâmica à difusão turbulenta;

E'_a é o fluxo associada à mistura ($= f(u) e_a (B - A)$), onde e_a é a pressão do ar acima da superfície do solo (kPa) e B e A são o inverso da umidade relativa do ar e o inverso da umidade relativa do solo, respectivamente.

Esta equação (Equação 4) descreve a evaporação de uma superfície de solo a partir do conhecimento da radiação, velocidade do vento, umidade relativa do ar e da superfície do solo, e a "resistência superficial" do solo. A equação se reduz à equação convencional quando $A = 1$, ou seja, quando a umidade relativa for de 100% para uma superfície saturada e a resistência superficial seja assumida nula (PENMAN, 1948). Nota-se também que esta equação se reduz à equação de Wilson (1990) quando $f'(u)/f(u) = 1$, ou seja, quando as funções de transmissão de calor e de transmissão de vapor de água sejam os mesmos ou quando a "resistência superficial" do solo for considerada nula.

Nota-se ainda nesta equação que ela não contém somente a componente de umidade relativa na superfície do solo, mas também a "resistência superficial", indicando que a taxa de evaporação irá diminuir durante o processo de secagem assim como a umidade relativa da superfície do solo, enquanto a resistência superficial aumenta (TRAN *et al.*, 2016).

2.2.1 Curva Característica

O solo é um sistema trifásico composto por grãos minerais, água e ar. Na sua condição saturada apresenta apenas duas fases, a sólida e a líquida. Já na condição não saturada, seus vazios estão parcialmente preenchidos por água e parcialmente preenchidos por ar. Havendo ar, surge uma tensão superficial no contato entre a água e o solo, de forma curva, indicando que a pressão nos fluidos (ar e água) é diferente. A esta pressão denomina-se tensão de sucção.

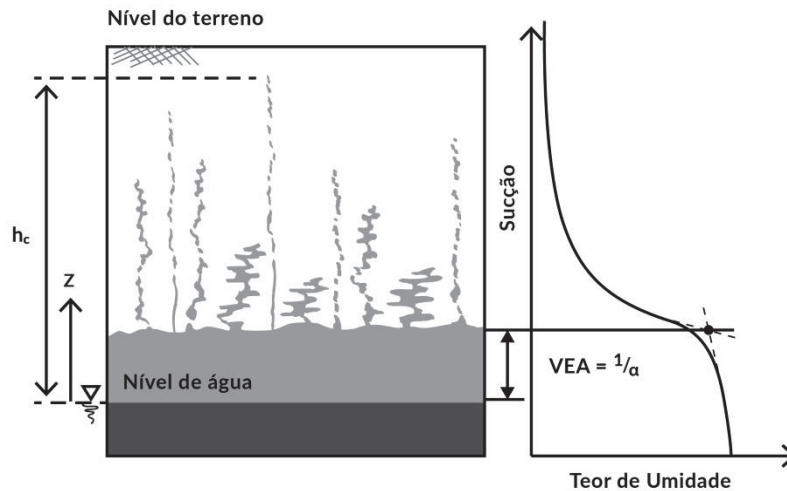
Por esta razão, os modelos constitutivos que representam os solos saturados não representam de forma satisfatória o comportamento dos solos não saturados, pois a membrana contrátil que surge na interface água-ar é capaz de resistir à tração, o que influencia diretamente no comportamento mecânico do solo.

Num perfil de solo, o fenômeno da capilaridade promove a subida da água por canais formados dentro dos vazios. Por conta deste fenômeno, o perfil é delineado por três zonas distintas: uma zona saturada localizada abaixo do lençol freático, uma zona saturada localizada acima do lençol freático, cuja espessura depende do Valor de Entrada de Ar (VEA) do solo, e uma zona não saturada localizada acima desta, onde a sucção supera os valores de entrada de ar. (e.g. LU; LIKOS, 2004).

Brooks e Corey (1964) introduziram o conceito de “valor de entrada de ar” em termos de sucção como sendo a sucção que seria necessária para retirar a água do maior poro de um determinado solo. Estes autores definiram também o grau de saturação residual como sendo aquele a partir do qual um aumento da sucção matricial não produz grandes variações no grau de saturação do solo

Na primeira zona, a poropressão é positiva, na segunda, ela é negativa em relação à pressão atmosférica, já que os vazios estão preenchidos por água em função de um fluxo ascendente provocado pela diferença de pressão da água e do ar. Nessa região, o solo está saturado, mas a pressão de água é negativa, denominada sucção, e varia conforme o grau de saturação do solo e, conseqüentemente, seu teor de umidade. Na terceira, a água capilar sobe por vazios conectados ou não até a altura final na franja capilar. A FIGURA 7 mostra um modelo conceitual de ascensão capilar associado a uma curva característica.

FIGURA 7 – MODELO CONCEITUAL DE ASCENÇÃO CAPILAR ASSOCIADO A UMA CURVA CARACTERÍSTICA



FONTE: Adaptado de LU; LIKOS (2004).

A sucção representa a força com que o solo consegue reter a água e está relacionada com a quantidade de água presente nos vazios. Esta força aproxima as partículas aumentando a tensão efetiva no solo. Este aumento representa um ganho de resistência no solo não saturado cujo valor depende da sucção.

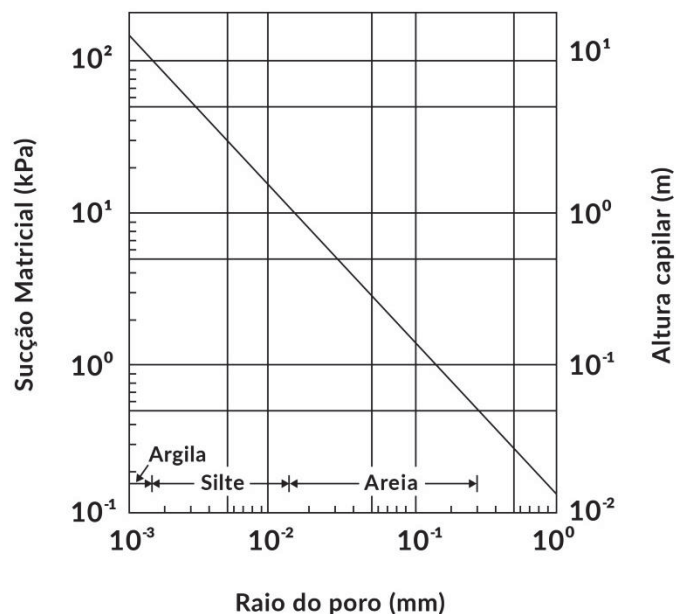
São dois os tipos de sucção: sucção matricial e sucção osmótica (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). A primeira está associada à capilaridade e adsorção de água, e é representada com o sinal negativo, uma vez que resulta abaixo da pressão atmosférica. Ela é muito mais representativa que a segunda parcela, de sucção osmótica e, por isso, será neste projeto referenciada apenas como sucção.

A parcela de sucção osmótica refere-se à pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água livre. Ela está diretamente ligada à concentração química da água do solo. Esta parcela não influencia o comportamento do solo em relação ao ganho de resistência ao cisalhamento e, portanto, a parcela de sucção matricial mostra-se satisfatória para descrever o comportamento dos solos não saturados. (EDIL *et al.*, 1981; FREDLUND, *et al.* 1978; ALONSO *et al.* 2003, LEE *et al.*, 1983). Além disso, as variações na sucção osmótica são, em geral, menos significativas que aquelas observadas na sucção matricial (MARINHO, 1997).

A sucção matricial depende das características do solo como estrutura e composição e pode atingir valores muito elevados no solo seco e se aproximar de zero à medida que o solo vai ganhando umidade e caminhando para o estado saturado.

A altura da zona capilar depende do tipo de solo. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam uma relação entre o tamanho dos poros numa massa de solo e a sucção matricial e, conseqüentemente, a altura de capilaridade, que pode ser observada na FIGURA 8. Como o tamanho dos vazios está diretamente ligado ao tamanho dos grãos que compõem o solo, é possível estimar as alturas capilares e os níveis de sucção a partir do conhecimento do tamanho dos grãos do solo.

FIGURA 8 – RELAÇÃO ENTRE TAMANHO DO PORO, SUCCÃO MATRICIAL E ALTURA DE CAPILARIDADE (PARA TENSÃO SUPERFICIAL DA ÁGUA A 20°C DE 72,75MN/M)



FONTE: Adaptado de FREDLUND; RAHARDJO (1993).

De acordo com a FIGURA 8, argilas podem apresentar sucções superiores a 100 kPa enquanto siltes podem apresentar sucções entre 10 e 100 kPa e areias, por sua vez, entre 0,5 e 10 kPa.

Lu e Likos (2004) realizaram experimentos para medir a altura de ascensão capilar em diversos tipos de solo. A altura foi sendo medida ao longo do tempo em várias colunas de solo até que atingisse um valor constante. Nos materiais mais

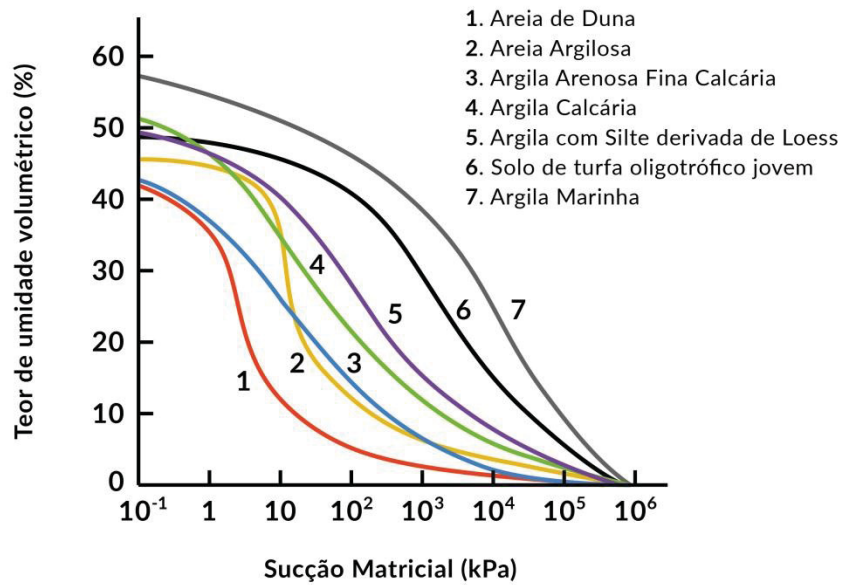
grossos, esta altura máxima foi atingida em menos de 10 dias enquanto em alguns solos mais finos o experimento durou mais de 400 dias. A ordem de grandeza das alturas capilares atingidas foi similar às aquelas mencionadas por Fredlund e Rahardjo (1993).

O fenômeno da capilaridade juntamente com a permeabilidade e a estrutura irão afetar o comportamento do solo diante da entrada ou saída de água. Em função de suas propriedades saturadas e não saturadas cada solo apresentará um comportamento distinto. O modelo que representa este comportamento é a curva característica de retenção de água, também chamada apenas de curva característica ou curva de retenção.

A curva característica é a função que representa a relação entre o teor de umidade volumétrico e a sucção, estabelecendo a variação da sucção com a capacidade do solo de reter água em seus poros (FREDLUND; XING, 1994). Ela representa, portanto, uma importante propriedade dos solos não saturados.

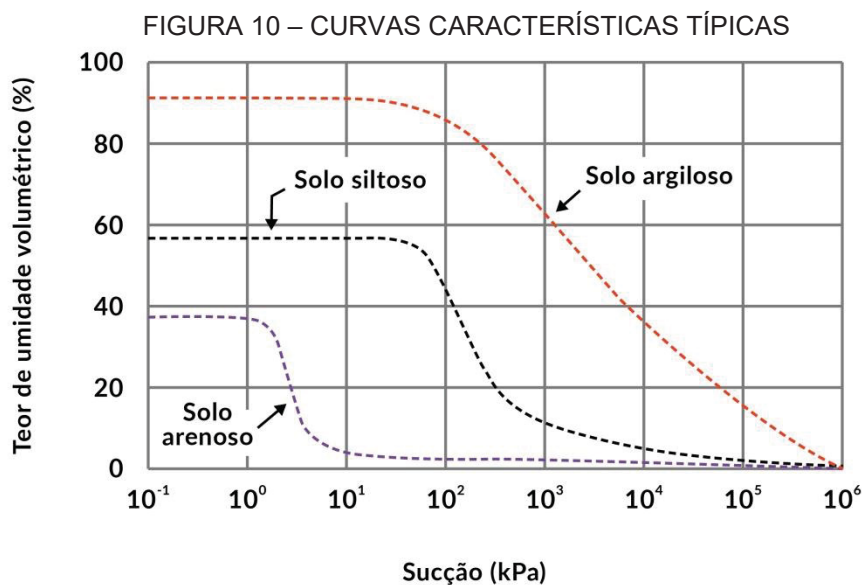
Esta curva muitas vezes é representada por um modelo de curva uni-modal que é utilizado na maioria dos *softwares* de simulações de infiltração, como é o caso do *SOILVISION CONNECT Edition V10*. A relação apresenta uma forma de S com o eixo das abscissas em escala logarítmica e seus valores dependem do tipo de solo, granulometria, distribuição e tamanho dos poros, estrutura e mineralogia das partículas. A FIGURA 9, adaptada de Fredlund e Rahardjo (1993), apresenta curvas características de alguns solos holandeses. Nela é possível observar que materiais mais finos, argilosos, têm comportamento distinto dos materiais mais grosseiros, arenosos.

FIGURA 9 – EXEMPLOS DE CURVAS CARACTERÍSTICAS



FONTE: Adaptado de FREDLUND; RAHARDJO (1993).

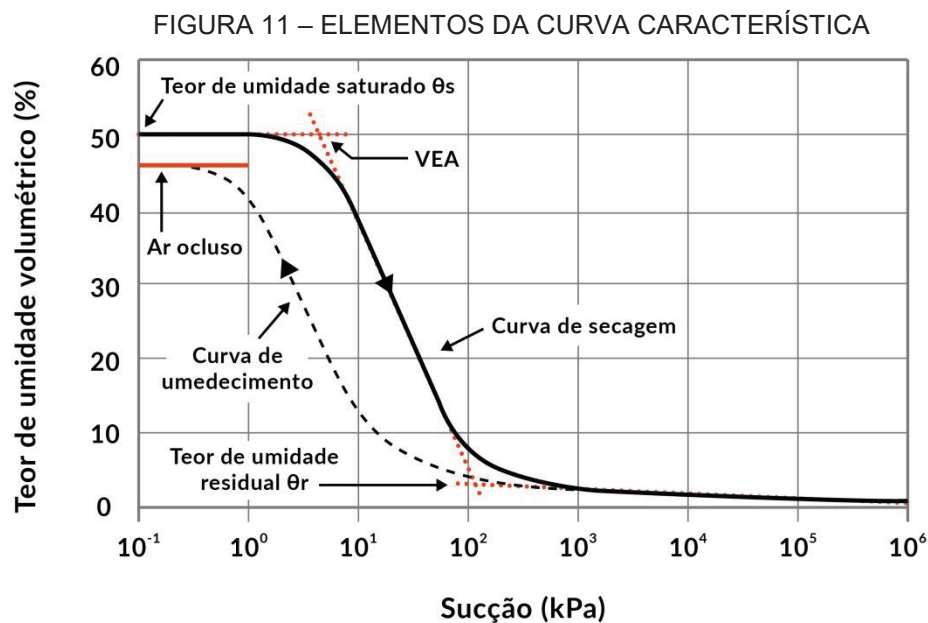
Assim como os solos finos perdem água com maior dificuldade do que os grossos, devido à baixa permeabilidade, acabam apresentando maior capacidade de retenção de água para um mesmo valor de sucção. Isto gera curvas características mais suaves. Já os solos grossos, cujos valores de permeabilidade são maiores, perdem umidade bruscamente abaixo de um determinado valor de sucção, gerando curvas mais íngremes. A FIGURA 10 exemplifica curvas de sucção de solos arenosos, siltosos e argilosos (FREDLUND; XING, 1994).



FONTE: Adaptado de FREDLUND; XING (1994).

O ponto na curva característica definido pelo decréscimo acentuado da umidade volumétrica com o aumento da sucção é o ponto correspondente ao Valor de Entrada de Ar (VEA). O valor máximo de umidade volumétrica é a umidade volumétrica saturada e equivale a porosidade do solo pois é numericamente igual ao quociente entre o volume de vazios e o volume total no momento em que todos os vazios estão preenchidos por água. Já o valor de umidade correspondente ao outro ponto de inflexão da curva, quando esta não mais se altera mesmo com o aumento da sucção, corresponde à umidade residual. Estes são os três principais parâmetros utilizados na descrição do comportamento de um solo não saturado (FREDLUND *et al.*, 2006). A

FIGURA 11 mostra estes elementos da curva característica bem como a curva de secagem e a de umedecimento, uma vez que o solo exige valores maiores de sucção para “perder” água do que para absorver água.

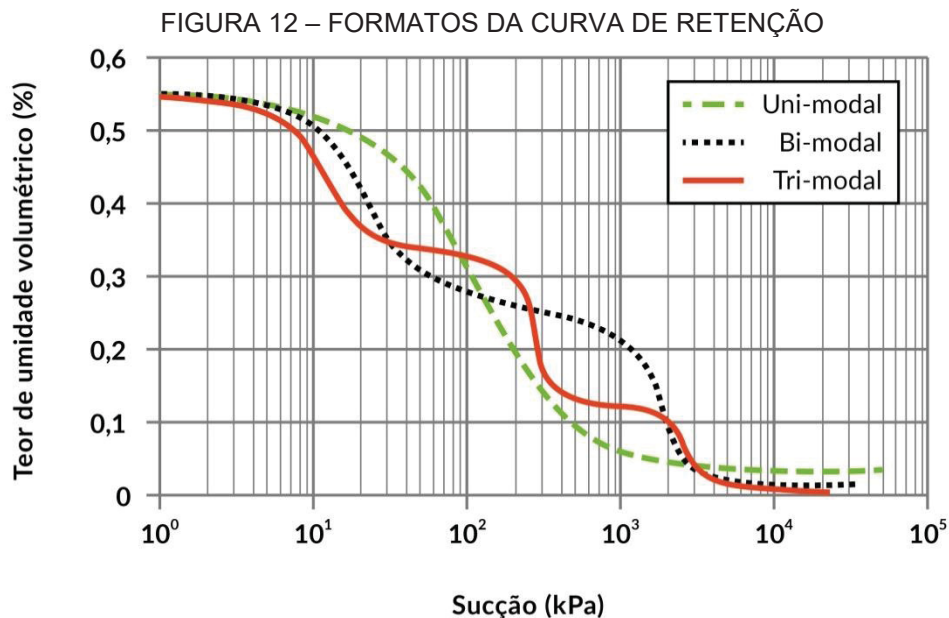


FONTE: Adaptado de FREDLUND; XING (1994).

Além de dependerem do tamanho e distribuição dos grãos, as curvas características também estão ligadas ao processo de formação do solo, de forma que muitos solos tropicais acabam não sendo bem representados por estas típicas curvas uni-modais.

Uma forma de relacionar a sucção com o teor de umidade de um solo é através da curva característica, que representa como a sucção varia em função do teor de umidade gravimétrico (w) ou volumétrico (θ) ou do grau de saturação (S). Estas curvas podem apresentar diferentes formas devido às características do solo como mineralogia, orientação das partículas, distribuição de vazios e relação de vazios, entre outras características (CARVALHO; LEROUEIL 2004).

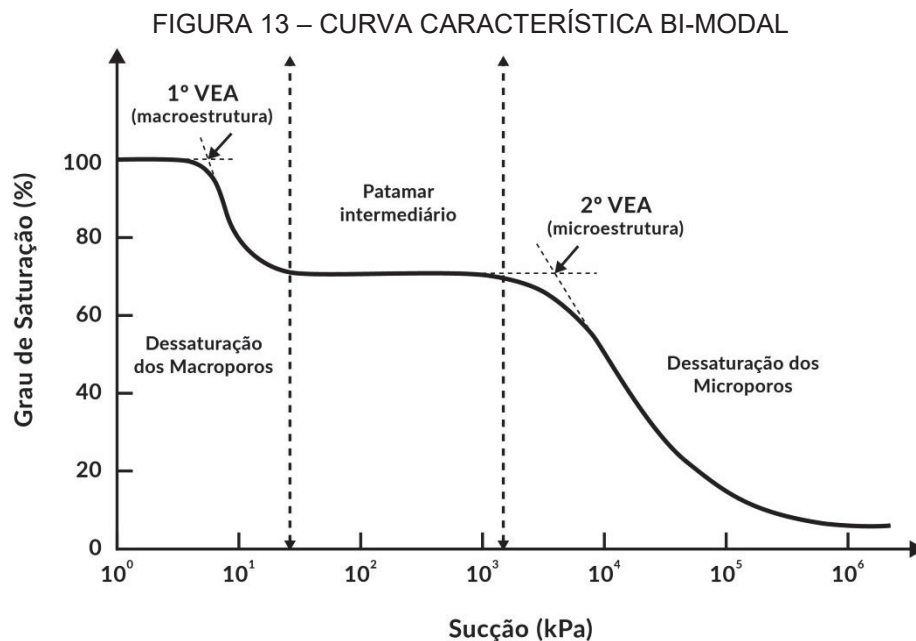
As curvas de retenção de solos tropicais podem não apresentar o formato típico de curva uni-modal devido a particularidades quanto à estrutura e distribuição de poros, como mostra o trabalho de Ferreira (2017). Estas curvas costumam ser bi-modais ou tri-modais, conforme ilustra a FIGURA 12. As curvas bi-modais representam mais fielmente muitos dos solos típicos da região da Serra do Mar, por exemplo (FERREIRA, 2017).



FONTE: Adaptado de FERREIRA (2017).

De acordo com Feuerharmel (2007) os solos residuais, frequentemente encontrados em regiões de clima tropical, costumam apresentar macroestrutura e microestrutura bem definidas, pois são compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia. Em função da estrutura e da distribuição dos poros nestes solos, suas curvas de retenção também podem apresentar formato bi-modal ou tri-modal e, portanto, patamares, causados pela ausência de poros que definem uma determinada faixa de sucção. A

FIGURA 13 apresenta uma curva característica bi-modal. Nela, Feuerharmel, (2007) propõe três estágios: estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos. Neste caso, a curva apresentaria dois Valores de Entrada de Ar (VEA).



Diversas equações de ajuste da curva característica já foram propostas na literatura para modelar o comportamento de entrada e saída de água nos solos. As equações modelam a função que correlaciona sucção com teor de umidade baseadas em resultados empíricos obtidos a partir da análise de diferentes solos. Alguns autores como Fredlund *et al.* (2002) e Van Genuchten (1980) sugerem que a

curva característica possa ser estimada diretamente a partir da distribuição granulométrica.

Feuerharmel (2007) questiona esta proposta alegando que uma vez que elas sugerem a existência de uma relação unívoca entre o tamanho dos vazios e a sucção, acabam por desconsiderar a influência do arranjo estrutural, do estado de tensões, do teor de umidade inicial, da energia de compactação e de uma possível não uniformidade do solo.

A equação de Fredlund e Xing (1994) representa curvas uni modais e é amplamente utilizada na modelagem de curvas características de solos por se ajustarem a uma grande quantidade deles (LEONG; RAHARDJO, 1997). Há ainda outras propostas de ajuste de curvas uni modais como as de (VAN GENUCHTEN, 1980; MUALEM, 1976; GARDNER, 1958; BROOKS; COREY, 1964).

O modelo de Van Genuchten (1980), propõe que a curva característica seja obtida a partir da distribuição dos poros do solo e leva em conta alguns parâmetros empíricos de ajuste (α , n e m) para correlacionar a umidade volumétrica (θ) com a sucção (ψ), conforme Equação 5.

$$\theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right]^m \quad (5)$$

O parâmetro α está relacionado ao valor da pressão de entrada de ar fazendo com que a curva se desloque para a direita ou para a esquerda no eixo das abscissas e não influencia na forma da curva. O parâmetro n controla a inclinação da curva e está relacionado com a distribuição dos grãos. Quanto mais uniforme o solo, maior o valor de n . Já o parâmetro m corresponde a umidade residual pois representa o segundo ponto de inflexão da curva característica (VAN GENUCHTEN, 1980).

Por sua vez, o modelo de Fredlund e Xing (1994) leva em conta quatro parâmetros que se adequam a uma grande variedade de materiais (a_f , n_f , m_f e h_r). A relação por eles proposta está apresentada na Equação 6.

$$\theta_w = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{h_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1.000.000}{h_r}\right)} \right] \frac{\theta_s}{\left\{ \ln\left[e + \frac{\Psi^{n_f}}{a_f}\right] \right\}^{m_f}} \quad (6)$$

Onde:

θ_w = teor de umidade volumétrico,

Ψ = sucção (kPa),

h_r = sucção no teor de umidade residual,

θ_s = teor de umidade volumétrico saturado,

a_f = parâmetro relacionado ao valor de entrada de ar (VEA) em kPa,

n_f = parâmetro do solo associado com a taxa de extração de água do solo uma vez que o VEA tenha sido ultrapassado,

m_f = parâmetro do solo associado a teor de umidade residual,

Bonder (2008) e Leong e Rahardjo (1997) entre outros avaliaram a influência dos parâmetros a_f , n_f , m_f no formato da curva. O parâmetro a_f estaria ligado ao valor de entrada de ar, de forma que quanto maior este parâmetro, mais a direita estará a curva. Já o parâmetro n_f está associado a inclinação da curva, quanto maior este valor, mais vertical será a curva. O valor de m_f está relacionado à umidade volumétrica residual, de forma que conforme aumenta, aproxima a curva do eixo das abscissas, diminuindo o valor desta umidade.

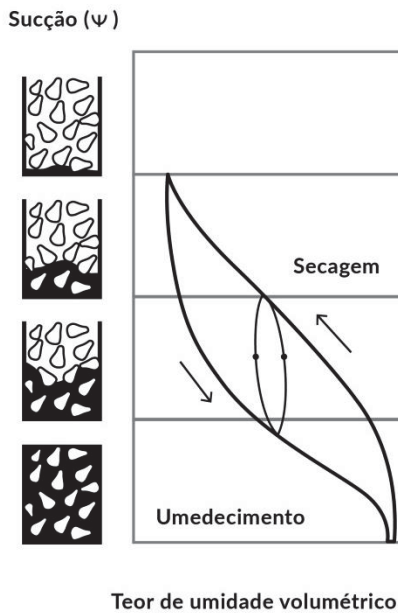
Dentre os modelos que representam curvas características bi-modais, Gitirana e Fredlund (2004) é capaz de representar os solos de clima tropical, que, conforme já mencionado anteriormente, muitas vezes apresentam este comportamento. Os autores propõem um modelo de curvas características bi-modais. O *software SOILVISION CONNECT Edition V10*, utilizado nesta pesquisa, também é capaz de ajustar a curva característica para este modelo (THE SOILVISION SYSTEMS LTD. TEAM, 2018). No entanto, dada a maior complexidade do modelo, que apresenta quatro pontos de inflexão e, conseqüentemente, dois valores de entrada de ar e dois

valores de umidade residual, o mesmo não foi adotado nesta pesquisa que buscou aprofundar o comportamento dos solos com curvas características unimodais.

A curva característica pode também ser obtida a partir de ensaios de laboratório. De acordo com Vieira e Marinho (2001) a curva de retenção de água do solo é obtida em laboratório seguindo trajetórias de umedecimento e secagem. A secagem ocorre quando a amostra previamente saturada é exposta a um aumento de sucção, com consequente diminuição da umidade do solo. O umedecimento ocorre quando uma amostra seca sofre uma redução gradual da sucção até que possibilite a entrada de água, havendo assim um aumento da umidade. A

FIGURA 14 ilustra ambos os processos.

FIGURA 14 – PROCESSO DE SECAGEM E UMEDECIMENTO



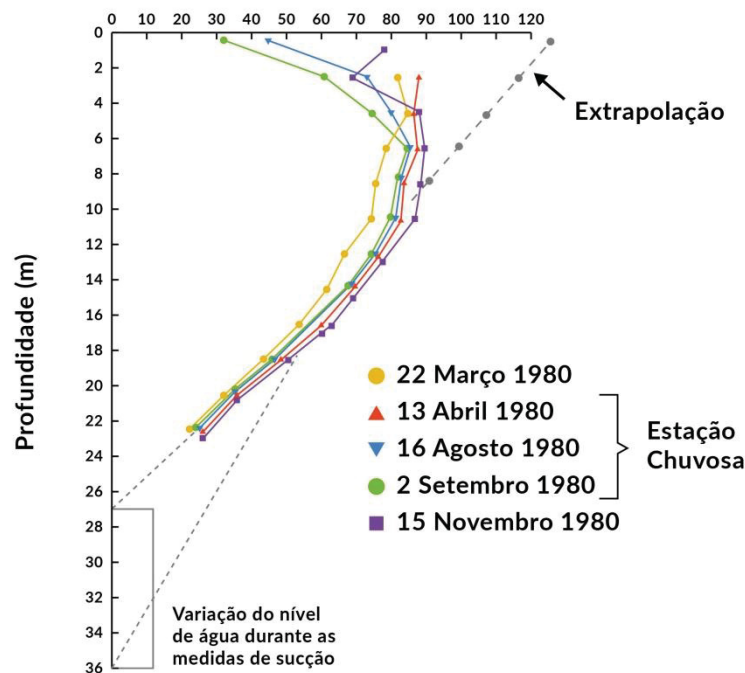
FONTE: Adaptado de FURMAN (2018).

A curva característica indica claramente que a medida que um solo perde água, há um aumento de sua resistência, ou seja, um ganho de tensão efetiva. O contrário indica que, por exemplo, numa situação em que se contava com determinado valor de sucção, uma chuva e, conseqüentemente um aumento da umidade do solo, poderia provocar uma diminuição desta sucção instabilizando uma encosta inicialmente estável.

A

FIGURA 15 apresenta alguns perfis de sucção medidos *in situ* em um talude de grande inclinação em Hong Kong. Nela é possível observar como a sucção se comporta ao longo da profundidade em diferentes estações do ano. Em períodos mais chuvosos, os perfis iniciais de sucção apresentam valores bem inferiores do que aqueles observados em períodos de secas. Assim, fica evidente que o perfil inicial de sucção exerce grande influência no resultado das análises de estabilidade de taludes decorrente de chuvas intensas.

FIGURA 15 – PERFIS DE SUCÇÃO *IN SITU* EM UM TALUDE ÍNGREME DE HONG KONG



FONTE: Adaptado de SWEENEY (1982).

Ao longo deste trabalho, algumas variações do perfil inicial de sucção serão avaliadas, de forma a incorporar também esta variável na análise da estabilidade de taludes genéricos.

Para representar o processo de infiltração em modelos com embasamento físico, o modelo de Fredlund e Xing (1994) é frequentemente o mais utilizado

(MARIN; VELÁSQUEZ, 2020; MONTRASIO; VALENTINO, 2008; RAHARDJO *et al.*, 2010; RAHIMI *et al.*, 2010; WU *et al.*, 2015b). Além disso, a equação de Fredlund e Xing (1994) já ajustou-se a curvas características de diversos tipos de solos e para amplas faixas de sucção (BENSON *et al.*, 1997; LEONG; RAHARDJO, 1997). Por este motivo, foi o escolhido para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.2.2 Função permeabilidade

A permeabilidade do solo é a capacidade que ele tem de transferir água ou outros fluidos através de seus poros. Ela assume valores diferentes no solo saturado e no solo não saturado. Em ambiente não saturado, o fluido enfrenta maior dificuldade para se deslocar já que precisa vencer bolhas de ar. Logo, os valores de permeabilidade diminuem à medida que a umidade diminui e a sucção aumenta. A função permeabilidade é a curva que relaciona a permeabilidade dos solos não saturados com a sucção. A permeabilidade, nesta curva, é influenciada pelo índice de vazios, pela interconectividade entre esses vazios e pela umidade do solo.

De acordo com Lu e Likos (2004) a dependência que a condutividade hidráulica tem do grau de saturação ou dos valores de sucção nos solos não saturados tem sido fortemente estudada desde que Terzaghi, em 1943, ao estudar os efeitos de capilaridade, propôs uma função de permeabilidade para solos não saturados que considerava a lei de Darcy e desconsiderava qualquer efeito de diminuição da permeabilidade em meios não saturados. Os modelos numéricos propostos desde então consideraram a diminuição considerável da condutividade hidráulica quando se tem um aumento da sucção.

Dentre as equações de ajuste da curva de permeabilidade já propostas na literatura para modelar este comportamento estão a de Fredlund *et al.* (1994), a de Campbell (1973), Campbell Modificada (FREDLUND *et al.*, 1996), Van Genuchten (1980), Mualem (1976), Leong e Rahardjo (1997), Brooks e Corey (1964) e Gardner (1958).

Fredlund *et al.* (1994) apresentam a Equação 7 de correlação entre a permeabilidade e a sucção do solo.

$$k_w = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^{yi}} \theta'(e^{yi})} \quad (7)$$

Onde:

k_w = permeabilidade calculada para um teor de umidade específico ou poropressão negativa (m/s),

k_s = permeabilidade saturada medida (m/s),

θ_s = teor de umidade volumétrico saturado,

y = variável de integração que representa o logaritmo da poropressão negativa,

i = intervalo,

j = poropressão negativa mínima a ser descrita pela função final,

N = poropressão negativa máxima a ser descrita pela função final,

ψ = sucção correspondente ao j^{th} intervalo,

θ' = primeira derivada da Equação 6, que representa o modelo de Fredlund e Xing (1994) da curva característica.

A equação modificada de Campbell (1973), fornece uma função de condutividade hidráulica que se adapta a altos valores de sucção (FREDLUND *et al.*, 1996). A equação modificada é apresentada abaixo (Equação 8).

$$k(\Psi) = (k_s - k_{min}) \left[\left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{h_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{h_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\left[\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{nf} \right] \right]^{mf}} \right] \right]^p + k_{min} \quad (8)$$

Onde:

k = permeabilidade (m/s),

k_s = permeabilidade saturada,

k_{\min} = permeabilidade mínima calculada (m/s),

p = parâmetro de ajuste da estimativa de Campbell (1973) modificada,

a_f = parâmetro relacionado ao valor de entrada de ar (VEA) em kPa,

n_f = parâmetro do solo associado com a taxa de extração de água do dolo uma vez que o VEA tenha sido ultrapassado,

m_f = parâmetro do solo associado a teor de umidade residual,

h_r = sucção no teor de umidade residual,

Ψ = faixa de sucção necessária.

Logo, os valores associados à esta curva de permeabilidade são sete. Além dos coeficientes de permeabilidade saturado (k_s) e mínimo (k_{\min}), existe também o parâmetro de ajuste de Campbell (p) e outros quatro associados ao modelo de Fredlund e Xing (1994): a_f , n_f , m_f e h_r .

Van Genuchten (1980) e Mualem (1976), por sua vez, propõem uma equação (Equação 9) que descreve a permeabilidade em função da permeabilidade saturada, dos parâmetros a , n e m , e da sucção.

$$k_w = k_s \frac{[1 - (a\Psi^{(n-1)})(1 + (a\Psi^n)^{-m})]^2}{(((1 + a\Psi^n)^m/2)} \quad (9)$$

Onde:

k_s = permeabilidade saturada,

a, n, m = parâmetros de ajuste da curva,

Ψ = faixa de sucção necessária.

Dentre os três modelos apresentados, o modelo de Fredlund *et al.* (1994) usa os mesmos parâmetros utilizados no modelo de curva característica de Fredlund e Xing (1994), adotado neste trabalho. Sua escolha portanto, contribuiu para minimizar a quantidade de análises no estudo paramétrico apresentado nesta pesquisa. Por este motivo, foi o escolhido para modelar a função permeabilidade do solo nesta pesquisa.

2.3 DESLIZAMENTOS INDUZIDOS POR CHUVA

2.3.1 Estabilidade de taludes

Os solos não saturados estão sujeitos a diferentes tipos de deslizamentos. Os estudos de deslizamentos de terra como consequência das chuvas tratam destes diferentes tipos de movimentos. Alguns abordam os deslizamentos rasos, outros os *debris flows*, outros ainda rupturas circulares e vários não mencionam um único mecanismo específico sendo abordado.

Todos estes deslizamentos podem acontecer tanto pelo aumento das tensões cisalhantes atuantes, quanto pela perda de resistência ao cisalhamento. Porém, estes mecanismos são decorrentes de diferentes causas que acabam gerando diferentes tipos de escorregamentos.

De Carvalho *et al.* (2015) associam a variação das tensões cisalhantes mobilizadas à ação antrópica, isto é, à ocupação desordenada de encostas, e a perda de resistência ao cisalhamento à variação da poropressão. A ação antrópica se dá pela execução de cortes nos terrenos naturais, pela construção de estruturas ou ainda pelo acúmulo de depósitos naturais de material, enquanto a poropressão é modificada pela infiltração da água da chuva. Infiltrações internas a partir da ruptura de tubulações de água ou esgoto também poderiam desencadear alterações na poropressão, mas não são objeto deste estudo. Ainda em relação à infiltração da água da chuva, três seriam as formas principais de alteração da poropressão, a citar: desenvolvimento de poropressão positiva devido à elevação do nível freático, redução dos níveis de sucção devido ao avanço da frente de infiltração e geração de fluxo preferencial através das fraturas de um embasamento rochoso.

Escorregamentos ou deslizamentos de terra são termos corriqueiramente utilizados para designar os movimentos coletivos de solo ou rocha independentemente do processo desencadeante, sua causa ou velocidade. Não se encontra na literatura um sistema de classificação único, que seja divulgado e aceito como consenso. A dificuldade de classificação começa na falta de definição dos fenômenos envolvidos e na inexistência de uma nomenclatura padrão.

Uma classificação comumente aceita no meio geotécnico para rotular os diferentes tipos de deslizamentos de terra é a de Varnes (1978), que inicialmente divide os deslizamentos pelo tipo de material, classificando-os depois dentro das categorias de movimentos em rochas, detritos e solo. Hungr *et al.* (2014) publicaram uma atualização da classificação de Varnes para os diferentes tipos de deslizamentos de terra.

QUADRO 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA PROPOSTA POR VARNES, 1978

Tipo de Movimento	Rocha	Detrito	Solo
Queda	Queda de rocha	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamento	Tombamento de rocha	Tomabamento de detritos	Tombamento de solo
Escorregamento rotacional	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de solo
Escorregamento Translacional	Deslizamento de bloco	Deslizamento de blocos de detritos	Deslizamento de solo
Expansão Lateral	Expansão de rocha	n.a.	Expansão de solo
Corrida	Rastejo	Corrida de detritos/ <i>debris flow</i> ; corrida de talus; rastejo de solo	Fluxo de areia; Fluxo de argila; Rastejo de solo
Complexo	Combinação de dois ou mais movimentos		

Nota: n.a. = não aplicável

FONTE: Adaptado de HUNGR *et al.* (2014).

Os movimentos de massa que envolvem rochas e detritos não fazem parte do escopo desta pesquisa. Dentre os principais tipos de movimentos envolvendo solos, destacam-se os escorregamentos rotacionais e translacionais. Os deslizamentos rotacionais são aqueles cuja superfície de ruptura é circular. Este tipo de superfície está associado a materiais homogêneos e saturação ascendente. Os deslizamentos translacionais, cuja superfície de ruptura é planar, por sua vez, estão ligados a materiais heterogêneos, contatos entre litologias e a saturação descendente.

Diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes são utilizados para as diferentes formas de ruptura (circular e planar). Dentre eles cabe citar o Método de Fellenius, Método de Bishop/Bishop simplificado, Método de Janbu, Morgenstern-Price, Spencer e Taylor, método generalizado de equilíbrio limite (General Limit Equilibrium Method of Slice – GLE) e Hoek e Bray.

Destes, apenas o último não é baseado no conceito de Equilíbrio Limite. Estes métodos também são conhecidos por Método das fatias pois dividem a região do solo delimitada pela superfície de ruptura em fatias verticais e aplica as equações de equilíbrio a cada uma das fatias. Ele permite que a análise da estabilidade seja feita em taludes não homogêneos, pois as fatias não precisam possuir a mesma espessura, de forma que as bases das fatias podem estar em materiais diferentes (CHOWDHURY; ZHANG, 1991).

Segundo Massad (2003), os métodos de equilíbrio limite consideram as seguintes hipóteses:

- a) o solo rompe bruscamente sem se deformar (material rígido-plástico);
- b) o coeficiente de segurança é constante ao longo da superfície de ruptura;
- c) as equações de equilíbrio estático são válidas apenas até a iminência da ruptura, a partir da qual o processo passa a ser dinâmico.

Para as equações de equilíbrio estático, apenas o peso da fatia é conhecido, de forma que todas as demais forças precisam ser calculadas através dos métodos de equilíbrio limite. Assim, o número de incógnitas existentes em uma análise de estabilidade de taludes é maior do que o número de equações de equilíbrio estático disponível, o que torna o problema estaticamente indeterminado. Portanto, todos os métodos de equilíbrio limite se propõem a torná-lo estaticamente determinado através da adoção de outras hipóteses simplificadoras.

Alguns dos métodos satisfazem o equilíbrio de momentos apenas, outros o equilíbrio de forças apenas e um terceiro grupo satisfaz todas as condições de equilíbrio. O Método generalizado de equilíbrio limite (GLE), proposto por Fredlund, e Krahn (1977), é um dos que satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais. Ele é uma generalização de métodos citados anteriormente, como o método comum de fatias; método simplificado de Bishop e o método de Morgenstern e Price. Desta forma, a equação do fator de segurança para todos os métodos citados pode ser escrita de uma forma geral para o equilíbrio de momentos e para o equilíbrio de forças, representando as equações do método GLE.

O Método de Morgenstern-Price, por exemplo, é um dos casos específicos de GLE e, portanto, satisfaz o equilíbrio de momentos e de forças. Seu resultado

advém de um processo iterativo complexo de equações diferenciais. Pode ser considerada uma superfície de ruptura qualquer.

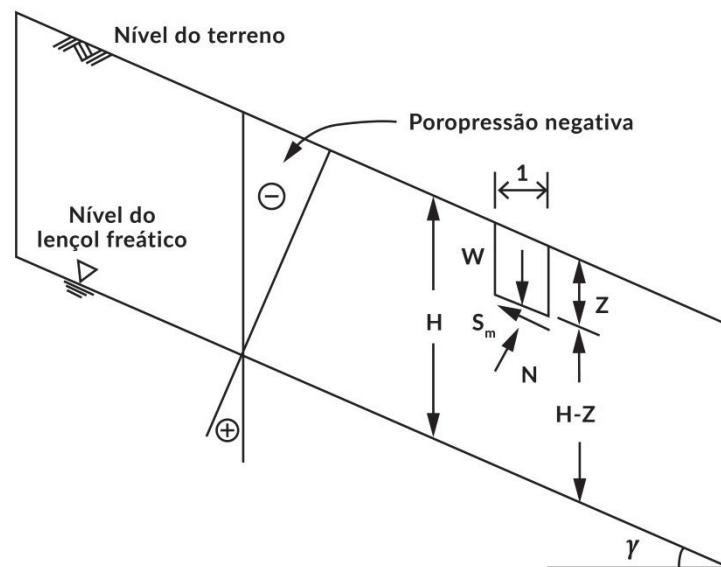
Nestes métodos, as hipóteses simplificadoras adotadas não afetam de forma significativa o valor do coeficiente de segurança. Já naqueles que satisfazem apenas o equilíbrio de forças, o coeficiente de segurança pode ser expressivamente afetado. Desta forma, uma maior confiabilidade é esperada nos métodos que satisfazem todas as equações de equilíbrio (DUNCAN, 2000).

Diferentes métodos de análise de estabilidade podem eleger diferentes superfícies potenciais de ruptura. Assim, ao se comparar resultados obtidos por mais de um método, deve-se atentar para que os coeficientes de segurança calculados não sejam provenientes de escolhas arbitrárias da superfície de ruptura, pois, neste caso, a comparação estaria atrelada a superfície escolhida, o que a invalidaria (DUNCAN, 2000).

A ruptura de taludes induzida por precipitação geralmente se dá mais superficialmente, com superfícies de ruptura consideradas rasas, normalmente com cerca de 1-1,5m de profundidade (ZHANG *et al.*, 2013; FOURIE *et al.*, 1999). No entanto, a profundidade da superfície de escorregamento aumenta significativamente quando se considera um solo fissurado por dessecação, o que afeta a consideração de superfície de ruptura planar muitas vezes adotada (ZHANG *et al.*, 2012). A

FIGURA 16 mostra as forças envolvidas na análise de uma fatia de um talude qualquer considerando superfície de deslizamento planar.

FIGURA 16 – EXEMPLO DE ANÁLISE DE FORÇAS DE UMA FATIA DE UM TALUDE QUALQUER COM UMA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO PLANAR



FONTE: ZHANG *et al.* (2013).

Deslizamentos de encostas podem ser simulados em *softwares* comerciais de uso cada vez mais difundido. Estas simulações matemáticas para previsão de deslizamentos de encostas requerem a entrada de parâmetros dos materiais que são obtidos em ensaios de campo ou de laboratório. No entanto ambos têm suas limitações. Os resultados de ensaios de laboratório são, na imensa maioria das vezes, respostas de ensaios com o material saturado. Já em campo, as medidas de sucção e até mesmo de poropressão são escassas e ainda pouco comum. Em encostas monitoradas, piezômetros, tensiômetros e medidores de nível de água fornecem a tão importante medida de poropressão, positiva ou negativa. Porém, no Brasil, onde as ocupações irregulares têm aumentado de forma descontrolada, seria irreal acreditar que as regiões mais críticas, de habitação irregular e, portanto, as mais sujeitas aos deslizamentos, possam estar todas instrumentadas.

Nas análises de estabilidade os parâmetros do solo como coesão e ângulo de atrito é apenas um aspecto que irá afetar o resultado. Em muitas situações, a litologia é que vai condicionar o escorregamento. Um exemplo é o ocorrido em Angra dos Reis e Petrópolis em janeiro de 2011 onde a superfície de contato solo-rocha foi a que deslizou, provocando a ruptura, após uma situação climática extrema. Na ocasião, a precipitação acumulada em 24 horas foi de mais de 240 mm,

com pico de aproximadamente 60 mm em uma hora. Estes valores elevados ajudaram a perfazer uma precipitação acumulada entre os dias 1º e 12 de Janeiro de 2011 de cerca de 570 mm. Na ocasião, mais de 900 pessoas morreram (Dourado *et al.* 2012).

Sabe-se que estruturas reliquias, contatos e feições estruturais podem condicionar um escorregamento. Nestas situações, depara-se com outra dificuldade no que tange a modelagem matemática. Haveria aqui a necessidade de modelos capazes de representar cada um destes casos pontuais, de forma que optou-se no presente estudo por analisar taludes essencialmente formados por solos e, num primeiro momento, homogêneos. Possivelmente, nas situações singulares de contatos ou feições, outro responsável por um possível deslizamento deve ser investigado que não a pura redução da resistência ao cisalhamento.

Nas análises de estabilidade não só os parâmetros de resistência do solo mas também a inclinação/geometria dos taludes, dentre outros fatores estão associados as rupturas. Estes aspectos serão discutidos mais a frente neste trabalho.

Além dos consagrados métodos de equilíbrio limite, propõem uma solução analítica para deslizamento de um talude infinito sob condições de chuva (ZHANG *et al.*, 2013). O efeito da infiltração das chuvas sobre o peso específico do solo é levado em consideração e assim os autores sugerem que o fator de segurança seja calculado da seguinte forma (Equação 10):

$$F. S. = \frac{(c' - u_w(Z)tg\phi^b)}{[\gamma_d(H - Z) + \gamma_w \int_Z^H \theta(Z)dZ] \sin \gamma \cos \gamma} + \frac{tg \phi'}{tg \gamma} \quad (10)$$

onde:

γ_d é o peso específico do solo seco,

γ_w é o peso específico da água,

$u_w(Z)$ é o perfil de poropressão negativa ao longo da profundidade e

$\theta(Z)$ é o perfil do teor de umidade volumétrico ao longo da profundidade.

2.3.2 Resistência dos Solos não Saturados

A resistência dos solos se dá pelas parcelas de tensão normal (σ) e de tensão de cisalhamento (τ). Pelo princípio das tensões efetivas de Terzaghi (1943), a tensão de cisalhamento é transmitida apenas aos grãos do solo, e não à água e, por isso, a resistência do solo é dependente da tensão efetiva.

Vieira e Marinho (2001) afirmam que a resistência ao cisalhamento do solo varia com o perfil de sucção do solo e está relacionada com as características de retenção da água no solo.

Os solos não saturados estão constantemente sujeitos a variação do seu teor de umidade em função da ocorrência ou não das chuvas. Como o solo é um meio poroso, estando este não saturado, uma parcela da água decorrente das precipitações irá infiltrar até que toda a superfície do terreno esteja saturada. Ao ocorrer à saturação superficial, entende-se que à medida que o solo vai então sendo saturado em maiores profundidades, o valor da taxa de infiltração diminui até uma taxa residual. Nesta situação, o excesso não infiltrado da precipitação escoar sobre a superfície, fazendo surgir a chamada parcela de *runoff*. Este fenômeno, também conhecido como escoamento subsuperficial, envolve o movimento de água nas camadas superiores do solo e está relacionado à estabilidade de encostas.

Como nos solos não saturados há a presença da sucção, existe uma ação entre grãos que aumenta a coesão aparente do solo. Por esta razão, a resistência dos solos não saturados deve levar em conta a parcela de sucção. A coesão aparente pode ser descrita pela pressão capilar que origina a tensão normal dando origem ao fenômeno de atrito. Em solos saturados ou secos não existe a parcela de coesão aparente.

Diversos modelos já foram propostos na literatura para representar o comportamento de resistência dos solos não saturados. Dentre eles o modelo de Fredlund *et al.* (1978), Vanapalli *et al.* (1996), Vilar (2006), Khalili e Khabbaz (1998) e Bao (1986).

O modelo de resistência de solo não saturado ϕ_b é um dos mais comumente utilizados em pesquisas recentes (FREDLUND *et al.*, 1978). Ele foi desenvolvido

para permitir a modelagem da contribuição de resistência dos solos advindas da sucção. A equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados por eles desenvolvida está apresentada na Equação 11.

$$\tau = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b + (\sigma - u_a)\tan\phi' \quad (11)$$

Onde:

c' = intercepto de coesão do solo,

ϕ' = ângulo de atrito do solo em relação à variação de $(\sigma - u_w)$,

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial na ruptura no plano de ruptura,

ϕ^b = ângulo que indica a taxa de aumento da tensão de cisalhamento em relação à sucção matricial.

O modelo não linear de Vanapalli *et al.* (1996) também foi desenvolvido com o mesmo objetivo. Estes propõem a seguinte equação (Equação 12) para resistência ao cisalhamento de solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan\phi' \right] \quad (12)$$

O modelo não-linear de resistência dos solos não saturados de Vilar (2006) diferentemente dos métodos de Fredlund *et al.* (1978) e Vanapalli *et al.* (1996) não é dependente da curva característica da água do solo. Ao contrário, permite a definição de uma força coesiva máxima. O método usa uma função hiperbólica empírica para ajustar dados experimentais e também foi projetado para permitir a modelagem da contribuição de resistência de solos não saturados.

Os modelos de resistência do solo de Khalili e Khabbaz (1998) e de Bao (1986) também são não-lineares e consideram a contribuição da sucção na resistência dos solos não saturados. (Bishop *et al.*, 1960) também propõem um modelo (Equação 13) de tensões efetivas para solos não saturados que leva em conta uma parcela de tensão de sucção.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi' \quad (13)$$

Onde:

c' = intercepto de coesão do solo,

ϕ' = ângulo de atrito do solo em relação à variação de $(\sigma - u_w)$,

u_a = pressão no ar e

u_w = pressão na água

Para os solos não saturados, existe uma umidade ideal acima da qual a resistência diminui (perda de tensão efetiva), e, abaixo da qual, a resistência também diminui (ausência de sucção). Cabe então encontrar, para cada tipo de material aquela que torna a resistência maior.

A resistência ao cisalhamento atualmente considerada nas análises de estabilidade de taludes induzida por chuva apenas considera o enrijecimento do solo induzido pela sucção (ZHANG *et al.*, 2011). Contudo, observou-se que a resistência ao cisalhamento de pico diminui com o aumento da temperatura (UCHAIPICHAT; KHALILI, 2009).

Ao longo deste trabalho, a influência da variação do parâmetro ϕ_b de resistência dos solos não saturados nas análises de estabilidade também será avaliada. Dentre os modelos acima citados, o de Fredlund *et al.* (1978) é o mais difundido na literatura. Além disso, é dependente da curva característica da água do solo que, por sua vez, será neste trabalho definida pelo modelo de Fredlund e Xing (1994). Pela compatibilidade entre os modelos e pela facilidade de uso combinado de ambos, Fredlund *et al.* (1978) foi o escolhido para representar o comportamento de resistência dos solos nesta pesquisa.

2.3.3 Métodos de correlação chuva/deslizamento

Muitos trabalhos já foram publicados relacionados ao tema de instabilidade de encostas deflagradas pela ocorrência de chuvas (BRAND *et al.*, 1984; MARIN; VELÁSQUEZ, 2020; NG; SHI, 1998b). De maneira geral, os deslizamentos de terra são caracterizados por sua imprevisibilidade em função não apenas da precipitação

mas também dos diversos fatores condicionantes. O tema está associado ao bem estar de populações que vivem em áreas de risco, o que justifica o estudo da previsão de ocorrência destes movimentos de massa. Reunir e entender os estudos sobre correlação entre movimentos de terra e chuvas já realizados no Brasil e no mundo ajudou na definição da metodologia a ser adotada neste trabalho. Buscou-se então neste item uma revisão bibliográfica em torno do assunto. Foram comparados 24 artigos que contemplam um período de quase 60 anos, entre 1957 e 2015.

Os estudos de movimentos de massa em solos não saturados começaram, no âmbito nacional e internacional, nos anos 50 (VARGAS; PICHLER, 1957). Os primeiros métodos de correlação deste tipo a serem divulgados não consideravam a influência da chuva acumulada anteriormente, apenas tentavam correlacionar uma quantidade pontual de chuva com episódios de escorregamento. Na sequência, outros métodos admitiram a influência da chuva acumulada, sendo que alguns buscaram um limite acima do qual ocorriam deslizamentos e, outros, correlações ou funções que ligavam precipitação antecedente, com chuva horária, com deflagração de escorregamentos.

Alguns destes estudos afirmam que há casos em que precipitações anteriores aos episódios de deslizamento têm influência relativamente pequena nestes deslizamentos (VARGAS; PICHLER, 1957; BRAND *et al.*, 1984).

Vargas e Pichler (1957) estudaram escorregamentos nos morros de Santos em 1956, concluindo que os escorregamentos foram deflagrados por chuvas acima de 50 mm/hora.

Brand *et al.* (1984) estudaram encostas naturais que deslizaram em Hong Kong, e concluíram que o limite deflagrador de escorregamentos seria de 70 mm/hora e que isso era pouco influenciado pelas chuvas antecedentes.

Au (1998) estudou a instabilidade dos taludes induzidos por chuva em Hong Kong. O estudo baseou-se na influência da chuva na ruptura de taludes da área urbana e não urbana. Segundo o autor, também em Hong Kong, as principais causas de rupturas de taludes em solos são as chuvas de grande intensidade e curta duração. Mais precisamente a redução da sucção e a ocorrência de processos erosivos como consequência destas chuvas. Ele também constatou que a chuva

acumulada naquela região tem pouca influência nas rupturas, e vinculou isso às características tipicamente arenosas dos solos do local. De acordo com ele, a dimensão das rupturas está diretamente relacionada à intensidade, extensão regional, posição e duração da chuva que deflagra os escorregamentos.

No entanto, já nos anos 1970, alguns autores começaram a admitir a influência de chuvas anteriores na deflagração de grandes mobilizações de massa, já que o estado de sucção inicial na frente de umedecimento está diretamente ligado a ocorrência de episódios anteriores de chuva. Trabalharam então para encontrar limites acima dos quais ocorriam os deslizamentos de terra. Este grupo de autores defende que as chuvas precedentes a eventos de grandes mobilizações de massa são importantes na deflagração destes movimentos (ENDO, 1970; ADDISON, 1987; CAMPBELL, 1975; NILSEN; TURNER, 1975; EYLES, 1979; FUKUOKA, 1980; ELBACHÁ *et al.*, 1992; GUZZETTI *et al.*, 2007; TATIZANA *et al.*, 1987; KANJI *et al.*, 1997; GUIDICINI; IWASA, 1977; ONODERA *et al.*, 1974).

Dentre estes autores, alguns definiram apenas um valor limite de precipitação acima do qual ocorreriam os deslizamentos, e outros uma função de correlação de quantidade de chuva com deslizamento; todos admitiram que a chuva acumulada anteriormente exercesse influência.

Endo (1970), analisando deslizamentos ocorridos em Hokkaido entre 1955 e 1968, escreveu que a maioria ocorreu quando a precipitação foi maior que 200 mm em um único dia.

Campbell (1975) por sua vez, apresentou dados (deflagração de fluxos de detritos) referentes a precipitações em milímetros sob vários períodos de tempo, num trabalho realizado em encostas de Los Angeles, Estados Unidos, e concluiu que, naquela região, uma acumulada de 262 mm por evento de chuva seria suficiente para deflagrar uma movimentação de massa. Entende-se por evento de chuva uma chuva ininterrupta. Porém, a definição do tempo de precipitação a ser considerado como um evento é difícil, pois, muitas vezes, uma chuva é interrompida por um espaço de tempo e, em seguida, retomada, o que torna complexo definir quando se trata da continuação de um mesmo evento ou do início de um novo

episódio. Um evento de chuva pode ser considerado como uma chuva de poucos minutos ou até de muitas horas ou dias.

Nilsen e Turner (1975) tentaram estabelecer uma correlação entre níveis de precipitação e a ocorrência de deslizamentos na Contra Costa County, Califórnia. Baseados em análises de observações realizadas durante um período de 12 anos consecutivos, estes autores sugeriram a existência de um valor limítrofe para cada região, sob o qual os processos de instabilização seriam iniciados. Este limite, levando-se em conta todas as regiões, foi definido em 180mm por evento de chuva.

Realizando um trabalho na Nova Zelândia, mais precisamente na região de Wellington City, Eyles (1979) concluiu que precipitações da ordem de 100 mm por evento de chuva seriam capazes de provocar deslizamentos de grande porte. No entanto, valores de precipitação da ordem de 50 a 90 mm por evento já seriam suficientes para deflagrar outros movimentos de menor impacto.

Addison (1987), estudando chuvas intensas que provocaram *debris flows* em 1983 no País de Gales constatou que 118,4 mm de chuva em cinco horas provocaram deslizamentos de grandes consequências, com pico de intensidade de quase 40 mm/hora.

Ainda com relação à chuva deflagradora (ou gatilho), Kanji *et al.* (1997a) concluíram que se trata de chuva de alta intensidade em um curto período de tempo, de aproximadamente 1 mm/min (ou até menos) durante vários minutos; ou seja, 60mm/hora, valor próximo ao encontrado por Brand *et al.* (1984). Entretanto, seria necessária ainda, além desta condição, uma precipitação de menor intensidade, durante poucos dias no período precedente a esta chuva mais intensa. Ou seja, os escorregamentos ocorrem sob condições de períodos de chuva mais prolongados e seu grau de catástrofe será maior quanto maior for a precipitação acumulada.

Dentre os trabalhos que definiram uma função de correlação entre pluviosidade e o desencadeamento de escorregamentos, Onodera *et al.* (1974) analisaram escorregamentos no Japão e optaram pela análise horária, por apresentar uma melhor aderência dos dados na análise de correlação, mas persistia o problema na definição do tempo de precipitação a ser considerado.

Morgenstern e De Matos (1975), atribuíram os escorregamentos à drástica redução da coesão devido à infiltração da água da chuva, e a eliminação da sucção nos solos não saturados. Desde então, atenta-se mais cuidadosamente para o fato de que os processos de fluxo interno numa massa de solo continuam a ocorrer após as chuvas terem cessado e que, desta forma, é possível que um mecanismo de ruptura seja deflagrado tempos depois de um episódio de chuva, em função da diminuição da sucção.

Em 1977, Guidicini e Iwasa (1977) publicaram uma tentativa de correlação entre precipitação e deslizamentos de terra em um ambiente tropical úmido. O trabalho apresenta uma análise de registros de precipitação de nove regiões no Brasil que foram cenários de catástrofes durante eventos de intensas precipitações. Os autores selecionaram as áreas de estudo levando-se em consideração a ocorrência de deslizamentos de terra juntamente com a existência de precipitações históricas registradas nessas áreas e realizaram uma tentativa de correlacionar precipitação e deslizamentos de terra. A tentativa de correlação feita por eles é uma das que admitiu a influência de chuva acumulada anteriormente e estabeleceu limiares acima dos quais poderiam ocorrer deslizamentos além de outras linhas limítrofes com zonas de risco anteriores aos deslizamentos. Os autores definiram um coeficiente final, denominado CF, que nada mais é do que a soma de outros dois coeficientes, CC e CE, coeficiente de ciclo e coeficiente de evento, respectivamente. O primeiro é o quociente entre a precipitação acumulada registrada até o dia do evento e a precipitação média anual e o segundo é o quociente entre a precipitação registrada do evento e a precipitação média anual. Ambos não são nada além de porcentagens da precipitação média anual.

Segundo os autores (GUIDICINI; IWASA 1977) os deslizamentos ocorreram durante chuvas pesadas causadas por frentes frias originadas na região polar sul. Embora este trabalho tenha sido o primeiro a contemplar diversas regiões do Brasil e, portanto, é bem mais abrangente do que os até então apresentados, não levou em consideração as diferenças de litologia de cada região, isto é, as propriedades intrínsecas de cada solo, que poderiam influenciar significativamente nas conclusões obtidas.

Ao final do trabalho, concluíram que os eventos de chuva extremamente intensos, com registros acima de 12% da chuva esperada para um ano todo (maior que 12% da chuva média anual), foram capazes de aumentar a saturação do solo até um nível crítico, na maioria dos casos deflagrando instabilidade de solo independentemente do histórico de chuvas anterior. Eventos de chuvas intensas, por sua vez, com registros de até 12% da chuva esperada para o ano todo, podem ou não causar o grau de saturação crítico do solo, que levaria a deslocamentos de massa. O que irá condicionar o escorregamento, neste caso, é uma característica do meio. Em um meio onde o ciclo de precipitação mostra uma incidência alta de chuvas, é esperado que ocorressem os deslizamentos, devido à alta condutividade hidráulica do solo. Por outro lado, em um meio onde o ciclo de precipitação mostra uma incidência baixa de chuva, a baixa condutividade do solo dificilmente levará a geração de deslizamentos de terra.

Por fim, sem a ocorrência de eventos de chuva intensos (acima de 8% da média anual de precipitação) durante a estação chuvosa, não importa quão intensa a estação venha a ser, o aumento gradual no grau de saturação do solo nunca alcança um ponto que possa ser considerado crítico.

Fukuoka (1980), assim como Onodera *et al.* (1974), estudou escorregamentos no Japão, e estabeleceu correlações numéricas entre a precipitação antecedente e a intensidade de chuva horária, na deflagração de escorregamentos. O autor não definiu patamares fixos de pluviosidade para o desencadeamento de escorregamentos, mas relações que poderiam ser representadas por funções entre estas duas grandezas.

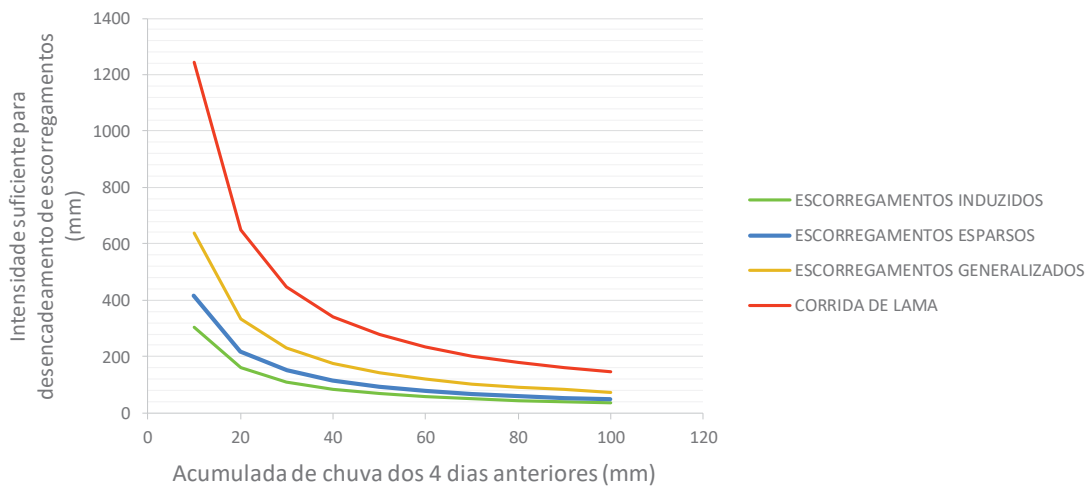
Vargas Junior *et al.* (1986) estudaram a importância da chuva numa encosta típica do Rio de Janeiro cuja inclinação era de 60° e a altura de 20m. Os autores obtiveram uma correlação entre o tempo para a frente de infiltração atingir a profundidade de 4m, por eles considerada como crítica para o avanço da frente de umedecimento, e a relação intensidade de chuva/condutividade hidráulica saturada, para diferentes graus de saturação inicial, em solos grossos e finos. Os autores concluem que as chuvas necessárias para deflagrar escorregamentos estão vinculadas ao tipo de solo. Para os argilosos, cujos valores de permeabilidade são

baixos, são necessárias chuvas de maior duração, entre 50 e 60 horas, enquanto para os arenosos, com valores de permeabilidade mais altos, chuvas com duração entre quatro e seis horas seriam suficientes para deflagrar os movimentos, desde que tivessem grande intensidade. Já o tempo necessário para que a frente de umedecimento atingisse a profundidade crítica de quatro metros seria função do grau de saturação inicial do solo de forma que quanto maior o grau de saturação inicial, menor seria esse tempo.

Tatizana *et al.* (1987) compilaram dados dos deslizamentos registrados ao longo de 30 anos na Serra do Mar, na Região de Cubatão. A partir destas informações, registradas entre 1957 e 1987, os autores propuseram uma correlação entre chuvas e escorregamentos. Vê-se que, assim como Vargas Junior *et al.* (1986), na mesma época, este estudo também demonstrava a importância de se estabelecer uma correlação numérica entre o estado prévio de saturação do solo, representado pela acumulada de chuva anterior, com precipitações horárias. Concluíram então que a chuva acumulada de quatro dias exercia influência efetiva no processo de escorregamento. Esse acumulado seria o responsável pela redução da resistência ao cisalhamento assim como pelo aumento das forças solicitantes. Foram elaborados limiares de escorregamentos que correlacionam a chuva acumulada nos quatro dias anteriores ao evento com precipitações horárias por meio de uma função cujas variáveis são a intensidade suficiente para desencadeamento de escorregamentos (I), uma constante da relação geométrica (b), um parâmetro dependente das condições geotécnicas da encosta e da intensidade de escorregamentos (K) e a acumulada de chuva dos quatro dias anteriores (AC). A função é expressa na forma da Equação 14. A constante da relação geométrica (b) estaria ligada ao tipo de escorregamento, de forma que para cada um dos quatro estudados, escorregamentos induzidos, escorregamentos esparsos, escorregamentos generalizados e corrida de lama, se tem um limiar diferente. Os limiares estão representados na FIGURA 17.

$$I (AC) = K X AC^{-b} \quad (14)$$

FIGURA 17 – LIMIARES PLUVIOMÉTRICOS PROPOSTOS POR TATIZANA ET AL. (1987)



FONTE: Adaptado de TATIZANA *et al.* (1987).

Os escorregamentos induzidos são aqueles relacionados a queda de barreiras em rodovias ou deslizamentos em zonas ocupadas. Os deslizamentos que se alastram pelas encostas naturais, gerando cicatrizes, são aqueles denominados esparsos ou generalizados, a depender da quantidade de cicatrizes geradas, que é função da intensidade de precipitação. O material mobilizado destas cicatrizes é carregado para linhas de drenagens e pode gerar catástrofes envolvendo corrida de lama ou blocos, dependendo da quantidade de material transportado. Assim, quanto maior a intensidade pluviométrica, maior a catástrofe esperada.

Tatizana *et al.* (1987) afirmam que as precipitações funcionam como um agente de ação progressiva, preparando o terreno para os escorregamentos através da alteração de parâmetros do solo e do aumento das solicitações externas atuantes. Quando de forte intensidade, as chuvas atuam como agentes de ação instantânea, decisivos na deflagração de instabilizações nas encostas mais suscetíveis. Com isso os autores observaram que os eventos de escorregamentos estavam ligados à fortes intensidades de chuvas associadas a uma grande quantidade de chuva anterior. Tatizana *et al.* (1987) consideraram o tempo de precipitação (chuva acumulada), e não apenas a chuva horária, como Onodera *et al.* (1974) e Fukuoka (1980), para, segundo eles, tornar a análise numérica de correlação horária mais objetiva.

Elbachá *et al.* (1992) desenvolveram um estudo semelhante ao de Tatizana *et al.* (1987), porém para a cidade de Salvador. Eles relacionaram precipitação diária e também precipitação horária com escorregamentos e não conseguiram definir um único valor limite de precipitação que funcionasse como gatilho para os escorregamentos. Definiram então um intervalo gatilho que vai de 0 a 150 mm, associado a uma função do tipo Intensidade-acumulada, similar as quatro apresentadas por Tatizana *et al.* (1987).

Elbachá *et al.* (1992) avaliaram também quantos seriam os dias anteriores ao escorregamento que exerceriam influência na instabilidade e concluíram que a acumulada de quatro dias é a que de fato afeta. Assim, foi definido um limiar de escorregamentos conforme Equação 15.

$$I = 1873,06 \times AC^{-1,258} \quad (15)$$

Kanji *et al.* (1997b) propõem que a chuva mínima necessária para deflagrar deslizamentos e escorregamentos poderia ser definida por uma curva que correlaciona a quantidade precipitada P com o tempo de duração da chuva t. A curva proposta por eles corresponde a Equação 16.

$$P=21,1 (t)^{0,48} \quad (16)$$

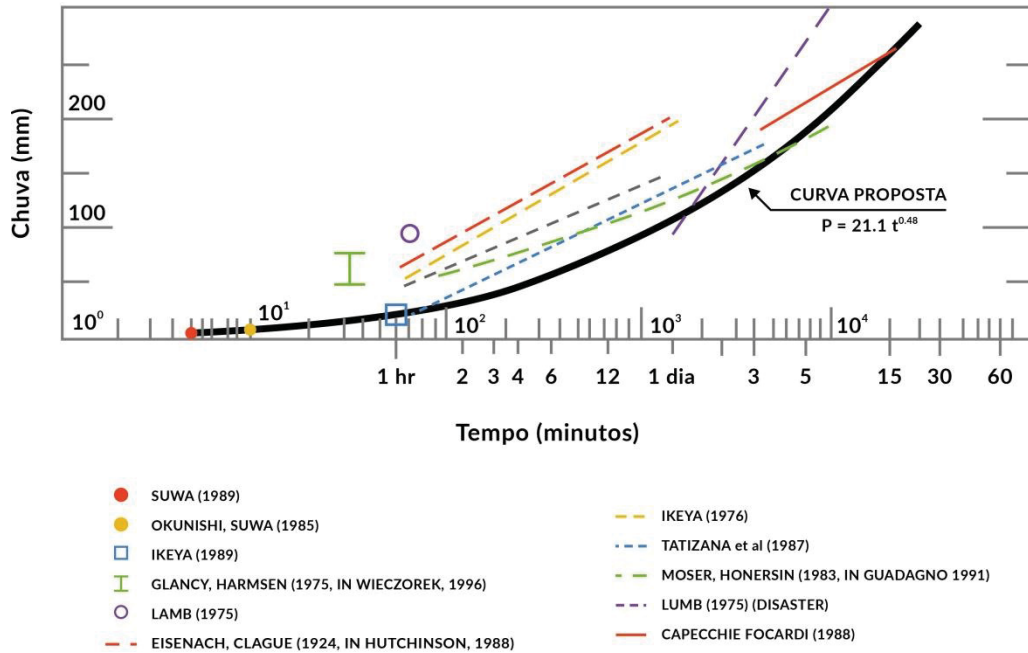
Onde:

P é a quantidade precipitada em mm e

t é o tempo decorrido de precipitação em horas (válido para um período de até 10 dias)

Na FIGURA 18 os autores apresentam uma comparação entre o limiar pluviométrico por eles proposto e outros propostos na literatura. Nota-se que a curva proposta por Kanji *et al.* (1997b) é conservadora em relação às demais apresentadas.

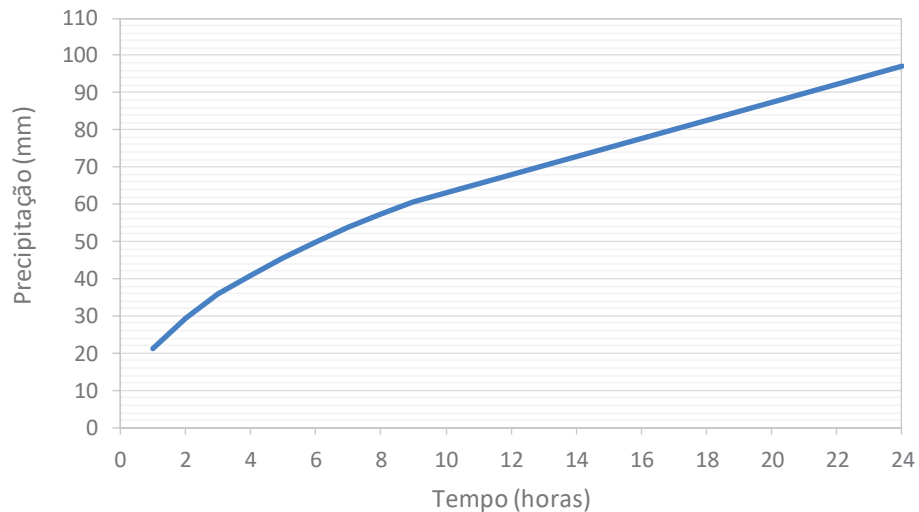
FIGURA 18 – COMPARAÇÃO ENTRE LIMIARES PLUVIOMÉTRICOS PARA DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS



FONTE: Adaptado de KANJI *et al.* (1997b).

Em seu estudo, os autores concluíram que o ângulo de inclinação mínimo do talude para iniciar um *fluxo de detritos* é de aproximadamente 25 graus. A FIGURA 19 abaixo mostra a proposta do limiar de Kanji *et al.* (1997b).

FIGURA 19 – LIMIAR PLUVIOMÉTRICO PROPOSTO POR KANJI

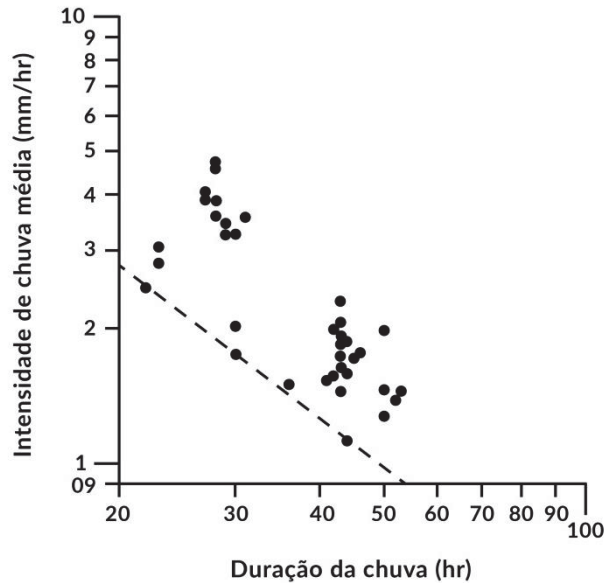


FONTE: Adaptado de KANJI *et al.* (1997b).

Cai e Ugai (2004) realizaram análises numéricas que indicaram que quanto maior a quantidade de chuva antecedente, menor a quantidade de chuva necessária para desencadear um escorregamento, conclusão similar a de Tatizana *et al.* (1987).

Godt *et al.* (2006) Godt *et al.* (2006) estudaram escorregamentos rasos em Seattle, Washington. A partir de dados horários de chuva de 25 anos e registros de ocorrência de deslizamento de terra, os autores apresentaram uma abordagem empírica para quantificar as condições de umidade antecedente ao episódio deflagrador assim como a intensidade e a duração das chuvas que desencadeiam os deslizamentos. O trabalho combinou um balanço hídrico simples para estimar as condições de umidade antecedentes dos materiais da encosta e um limiar pluviométrico (intensidade-duração) para identificar situações em que os deslizamentos pudessem ser esperados. Os resultados deram origem a um sistema hipotético de alerta de deslizamento de terra que definia três níveis: “nulo”, “vigilância” e “advertência”. Compararam então as datas dos episódios de escorregamentos com os resultados das análises e verificaram que para as 56 tempestades que excederam o limite intensidade-duração, um aviso “nulo” seria incorretamente atribuído a apenas três. Para as 28 tempestades que receberam um aviso “vigilância” no sistema hipotético, evidências de escorregamentos existiam em 42,9% e para as 13 tempestades atribuídas com “advertência” um deslizamento raso ocorreu como resultado de 61,5%. O limiar proposto pelo autor está apresentado na FIGURA 20.

FIGURA 20 – INTENSIDADE MÉDIA DE PRECIPITAÇÃO (MM / H) *VERSUS* DURAÇÃO DA CHUVA (H), PARA TEMPESTADES QUE PROVOCARAM DOIS OU MAIS ESCORREGAMENTOS RASOS EM DIFERENTES LOCALIZAÇÕES GEOGRÁFICAS DA CIDADE DE SEATTLE ENTRE 1978 E 1997



FONTE: Adaptado de GODT *et al.* (2006).

Castro (2006) estudou a pluviosidade e movimentos de massa nas encostas de Ouro Preto-MG também motivada pelo fato de que as áreas próximas aos taludes localizados nas regiões urbanizadas podem ser afetadas por estes movimentos. Em seu trabalho, a autora procurou entender a influência das chuvas nos deslizamentos de terra em taludes urbanos e elaborar alguns procedimentos que contribuíssem para a prevenção desses acontecimentos por meio de um Plano Preventivo elaborado para a Defesa Civil do município de Ouro Preto- MG. O trabalho foi realizado com base em dados de precipitações de duas estações pluviométricas e dados dos escorregamentos registrados pelo Corpo de Bombeiros do município. Foram analisadas 417 ocorrências dentre rolamento de blocos, erosão do solo, ravinamento e movimentos compostos (escorregamento e queda de blocos) entre os meses de outubro e março, meses com maiores índices pluviométricos do município, nos quais os movimentos ocorreram e causaram muitos prejuízos, inclusive a perda de vidas. A autora também afirma que a instabilidade dos solos depende dos valores pluviométricos acumulados nos dias anteriores à ruptura, pois com o aumento da umidade e o avanço da frente de infiltração o terreno vai se tornando mais susceptível a ocorrência de um deslizamento.

Concluiu que as chuvas acumuladas que ocorrem nos cinco dias que antecedem as ocorrências dos escorregamentos influenciam na saturação do solo

até o rompimento do talude e deflagram os movimentos de massa. Para relacionar numericamente os escorregamentos e as precipitações a autora propõe o limiar apresentado na Equação 17.

$$PD = 6386,6xPA^{-1,3847} \quad (17)$$

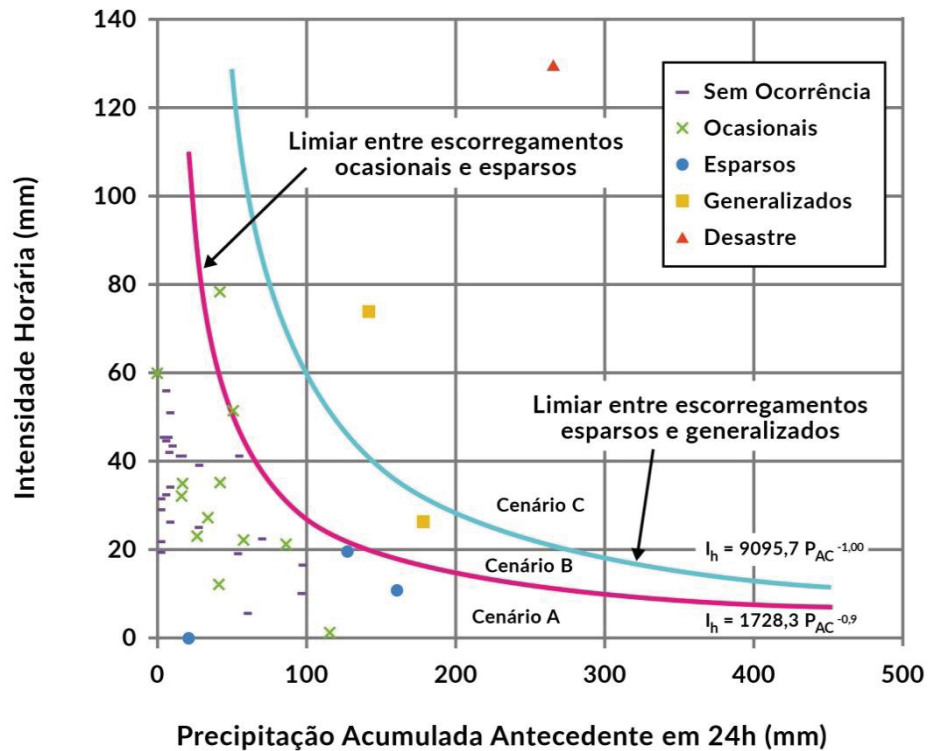
Onde PD é a precipitação diária do dia do escorregamento e PA é a precipitação acumulada dos cinco dias que antecedem o escorregamento com exceção do dia do escorregamento.

De acordo com Guzzetti *et al.* (2007b), diferenças climáticas existentes entre regiões não modificam significativamente as curvas de limiares pluviométricos, porém, são capazes de provocar importantes diferenças na quantidade mínima necessária para deflagrar um escorregamento. Guzzetti *et al.* (2007a) também sugerem que a pluviometria antecedente tem forte influencia porém para eventos com duração de mais de oito dias

D'Orsi (2011) apresentou o estado da arte para a região de Teresópolis-RJ, no que se referia as análises empíricas de correlações de precipitações com deslizamentos, além de um limiar pluviométrico de correlação. Diferentemente de Tatizana *et al.* (1987), Elbachá *et al.* (1992) e Castro (2006), ele avaliou algumas combinações prováveis com os registros pluviométricos que disponibilizava. Os testes foram realizados para pluviometrias acumuladas em 1h, 12h, 24h, 48h, 72h e 96h. Concluiu que cada região se adequa melhor a uma das possíveis considerações como influenciador do gatilho de escorregamento.

Salles e Amaral (2013) fazendo uso de informações referentes a escorregamentos ocorridos em encostas dos municípios de Teresópolis, Petrópolis e Nova Friburgo, fizeram um estudo de correlação entre precipitação e deflagração de escorregamentos na região serrana do Rio de Janeiro. A correlação que apresentou melhor ajuste foi a pertencente à curva de intensidade horária (1h) *versus* a precipitação acumulada em 24h, como mostra a FIGURA 21.

FIGURA 21 – CORRELAÇÃO ENTRE PRECIPITAÇÃO E ESCORREGAMENTOS PARA A REGIÃO SERRANA DO RIO DE JANEIRO



FONTE: Adaptado de SALLES; AMARAL (2013).

Os cenários A, B e C se referem ao número de ocorrências dos escorregamentos. O cenário A, de escorregamentos ocasionais, apresenta de 0 a 5 escorregamentos, o cenário B, de escorregamentos esparsos, apresenta de 5 a 25 escorregamentos e finalmente, o cenário C, de escorregamentos generalizados, apresenta mais de 25 escorregamentos. Cada cenário tem a sua combinação de chuva capaz de desencadear a mobilização de terra, conforme TABELA 2.

TABELA 2 – CHUVA GATILHO NECESSÁRIA EM CADA CENÁRIO

Cenário	Combinação de chuva necessária
A – escorregamentos ocasionais	55mm/h ou 120mm/24h
B – escorregamentos esparsos	30mm/h + 100mm/24h + 115mm/96h + 270mm/mês
C – escorregamentos generalizados	50mm/h + 120mm/24h + 130mm/96h + 300mm/mês.

FONTE: SALLES; AMARAL (2013).

Zambrana (2014) analisou a influência das chuvas extremas, na estabilidade de taludes, na Serra de Cubatão e também na Região Serrana do Rio de Janeiro.

Para isso analisou a variação da sucção, sob regime transiente, ao longo do tempo. Nos dois locais estudados os resultados das análises de infiltração mostraram aumento da umidade do solo e diminuição dos valores de sucção até a eliminação da mesma durante os eventos de chuva extrema. Para ela, os valores de sucção, obtidos a partir de análises numéricas computacionais e os obtidos em campo ficaram muito próximos, verificando-se assim a eficiência do uso destas análises. O objetivo era analisar a camada de solo coluvionar, e o programa computacional utilizado foi eficiente para refletir o comportamento das camadas superficiais do solo do talude.

De acordo com Zambrana (2014) a proposta de correlação entre chuvas e escorregamentos de Tatizana *et al.* (1987) adequa-se bem aos solos não saturados por levar em conta as chuvas que antecedem os escorregamentos, considerando então estas chuvas como preparatórias, pois elas promovem o aumento do grau de saturação ou a redução da sucção que somado a uma chuva intensa pode deflagrar um escorregamento.

Victorino (2015) estudou solos de um trecho de 36 quilômetros da rodovia BR 376/PR também com o intuito de definir um limiar pluviométrico crítico para deflagração de escorregamentos a partir da análise de fluxo transiente e concluiu que a condição crítica dos taludes analisados foi alcançada para pequenas variações de sucção, antes da saturação total do maciço e que a condição natural de estabilidade está relacionada à presença da sucção.

As tentativas de correlação, portanto, diferem-se entre si pela forma como tratam a duração e intensidade de precipitações assim como quando e de que forma consideram, ou não, os eventos pretéritos.

Assim como já concluíam em 2005, Wieczorek e Glade (2005), ainda hoje, em 2021, é extremamente difícil comparar os limiares pluviométricos deflagradores de deslizamentos em função das diferentes abordagens dos autores bem como desacordos nos períodos de tempo utilizados como parte do agente deflagrador do escorregamento. A grande variabilidade existente entre os tipo e dimensões dos escorregamentos também é um fator limitante. Para permitir tais comparações, alguns autores vêm utilizando metodologias de normalização dos valores de

intensidade pluviométrica. Para tal normalização, na maioria dos casos, a intensidade pluviométrica é dividida pela precipitação anual média.

2.4 MUDANÇAS CLIMÁTICAS E SEUS IMPACTOS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA

Ao avaliar o impacto da mudança climática nos deslizamentos de terra, é essencial considerar as interações entre a atmosfera, a vegetação e a superfície do solo. Processos orientados pelo clima e pela vegetação, tais como a geração de sucção, a erosão e o surgimento de fissuras de dessecação devem mudar na incidência e na severidade já nos próximos 50 anos, o que afetará a estabilidade de taludes naturais e construídos.

A interação existente entre as mudanças climáticas e o solo inclui entrada e saída de água, armazenamento de carbono, presença e tipo de vegetação, troca de nutrientes, erosão entre outros. Alguns dos impactos sobre o solo são difíceis de determinar e podem ser afetados por mais de um processo de interação solo-clima. Alonso *et al.* (2003) mostram que nos taludes naturais, o material mais profundo é governado pela oscilação do lençol freático enquanto as camadas superiores são controladas pelas condições atmosféricas. Os autores mostram que as propriedades hidráulicas do solo, incluindo permeabilidade e capacidade de retenção, que são propriedades fundamentais na determinação da estabilidade de taludes, são afetadas pelas condições do clima.

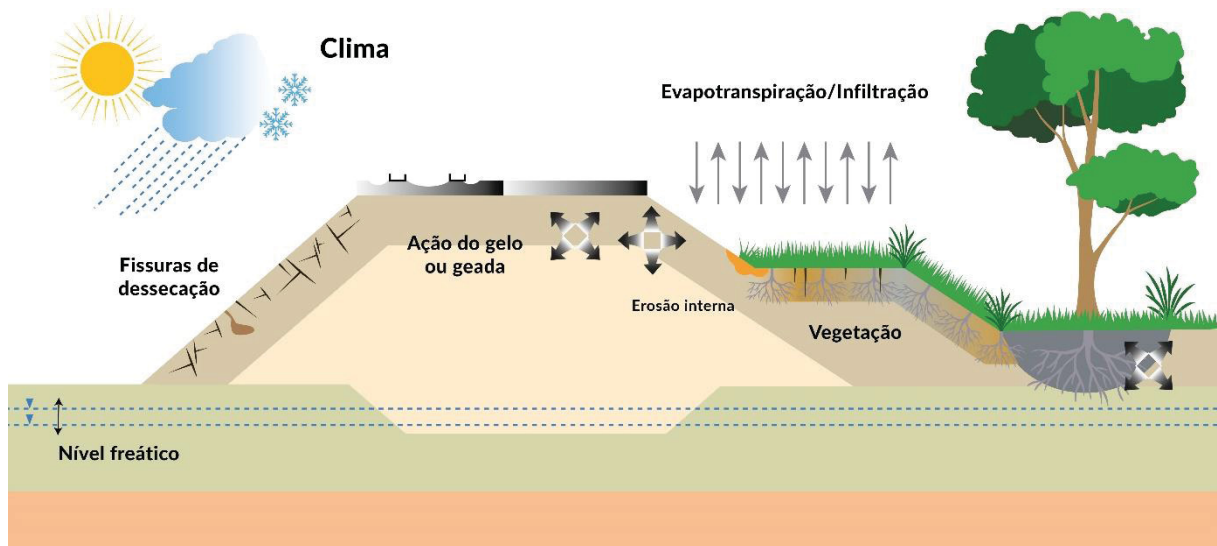
Tang *et al.* (2018), por exemplo, identificam os processos provocados pelo clima e pela vegetação que são de maior preocupação e enumera aspectos que devem ser considerados para o projeto de taludes de infraestrutura de transportes no contexto da mudança climática.

Os complexos processos envolvidos nas interações atmosfera-vegetação-solo desempenham um papel relevante na estabilidade dos taludes. É importante compreender estes processos, particularmente quando já é evidente que em razão das esperadas mudanças climáticas, simples extrapolações de observações

passadas não são mais suficientes para determinar o comportamento futuro das encostas (e.g. DIJKSTRA; DIXON 2010; GLENDINNING *et al.* 2014).

As condições climáticas extremas, tais como chuvas fortes e prolongadas por exemplo, são capazes de reduzir permanentemente a resistência das encostas. A FIGURA 22 fornece um esboço das principais interações climáticas com os taludes geotécnicos. Ela inclui tanto interações diretas, como a troca de umidade, quanto consequências como a dessecação ou dilatação do solo devido à perda de vegetação. Entretanto, é aceito que rupturas induzidas pelo clima são processos complexos e os mecanismos envolvidos não são ainda totalmente compreendidos (BRICEÑO *et al.*, 2007).

FIGURA 22 – VISÃO ESQUEMÁTICA DAS INTERAÇÕES SOLO-VEGETAÇÃO-ATMOSFERA.



FONTE: ADAPTADO DE TANG *et al.* (2018).

Uma das consequências destas interações solo-planta-atmosfera é, portanto, o surgimento de fissuras de dessecação, como consequência dos ciclos de umedecimento e secagem aos quais solos não protegidos por vegetação estão sujeitos. Já é bem reconhecida a ideia de que fissuras presentes em encostas podem induzir a instabilidade de taludes (BAKER 1981; LEE *et al.*, 1989; CHOWDHURY; ZHANG, 1991). Os solos são meios trifásicos compostos por partículas, fluidos e gases. Quando expostos a altas temperaturas, sofrem alterações de volume que podem provocar fissuras de dessecação. As fissuras se

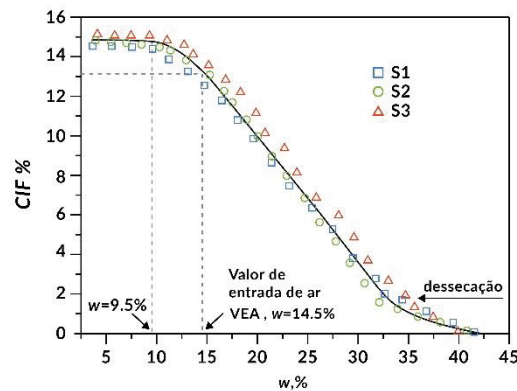
iniciam quando a resistência à tração do solo é excedida por tensões de tração induzidas pelo processo de secagem.

Experimentos já foram realizadas com o objetivo de compreender os mecanismos de iniciação e propagação das fissuras de dessecação (MILLER *et al.*, 1998; RODRÍGUEZ *et al.*, 2007; PÉRON *et al.*, 2009; TANG *et al.*, 2011; LAKSHMIKANTHA *et al.*, 2012). Expressões teóricas para determinar a resistência à tração, em função do estado de saturação do solo, já são estabelecidas há muito tempo (SNYDER; MILLER, 1985; LU; LIKOS, 2004; VENKATARAMANA *et al.*, 2009). Uma variedade de métodos de ensaio tem sido empregada para medir o comportamento dos solos propensos a fissuras, tais como ensaio triaxial, ensaio flexão, cilindro oco, penetração não confinada etc (VANICEK, 2013).

Cui *et al.* (2013, 2014) descreveram uma câmara ambiental em grande escala que foi desenvolvida para a realização de ensaios de dessecação em modelos reduzidos. Os autores perceberam que no solo argiloso estudado, que inicialmente foi compactado, as fissuras se iniciaram quando o solo tinha um alto teor de umidade volumétrico (60%). A evolução da quantidade de fissuras superficiais e da largura média das fissuras foi considerada muito consistente, indicando que é possível prever o desenvolvimento das fissuras.

Embora durante a secagem de um solo a abertura de fissuras aumente devido ao acréscimo da sucção, espera-se uma diminuição das mesmas durante o processo de umedecimento, devido ao aumento de volume total que provoca uma distensão da massa de solo (TANG *et al.*, 2011). A FIGURA 23 ilustra este processo.

FIGURA 23 – EVOLUÇÃO DA RELAÇÃO CIF (*CRACK INTENSITY FACTOR*) COM TEOR DE ÁGUA DURANTE A SECAGEM



FONTE: TANG *et al.* (2011).

Além da molhagem, que pode provocar o fechamento das fissuras, temperaturas muito elevadas também podem levar o solo a uma auto cura das fissuras de dessecação uma vez que o solo já tenha atingido o seu limite de contração (HEDAN *et al.*, 2012). Desta forma, entende-se que durante os processos de secagem extremos as duas formas de variação de volume podem ocorrer. Primeiramente, a contração, induzida pelas altas tensões de sucção, e, após atingido o limite de contração do solo a expansão, induzida pelas altas temperaturas (DI DONNA; LALLOUI, 2015; TANG *et al.*, 2008):

A evolução do fissuramento ocorre não apenas na superfície do solo, mas também em profundidade. Miller *et al.* (2016) propõem uma equação teórica para a determinação da profundidade da fissura de dessecação conforme segue (Equação 18):

$$Z_c = \frac{E}{K_0 \gamma H (1 - \mu)} \Delta(u_a - u_w) + \frac{\sigma_t}{K_0 \gamma} \quad (18)$$

onde,

Z_c é a profundidade da fissura;

E é o módulo de elasticidade correspondente a tensão normal efetiva;

K_0 é a relação entre a tensão total horizontal e vertical antes do processo de dessecação;

γ é o peso específico total;

H é o módulo de elasticidade relacionado a sucção;

μ é o coeficiente de Poisson;

$\Delta u_a - u_w$ é a variação da sucção matricial e

σ_t é a resistência a tração do solo.

Esta profundidade de fissura calculada pode ser relacionada com a profundidade da frente de umedecimento observada em experimentos de campo, por exemplo.

A fissuração por dessecação pode ter um impacto severo no desempenho dos solos argilosos em várias aplicações geotécnicas, agrícolas e ambientais. Na Geotecnia, a presença de fissuras de dessecação pode reduzir a estabilidade, dificultar a manutenção e prejudicar o desempenho hidráulico de estruturas de terra. (KODIKARA; CHOI, 2006). Isto porque o fissuramento na superfície dos solos aumenta a taxa de infiltração da água das chuvas (ANDERSON *et al.*, 1982; ZHAN *et al.*, 2006; ROUAINIA *et al.*, 2009). Por outro lado, a fissuração indica o desenvolvimento de uma camada ressecada com permeabilidade não saturada extremamente baixa que inibe a transmissão da água do solo para a superfície onde ocorreria a evaporação.

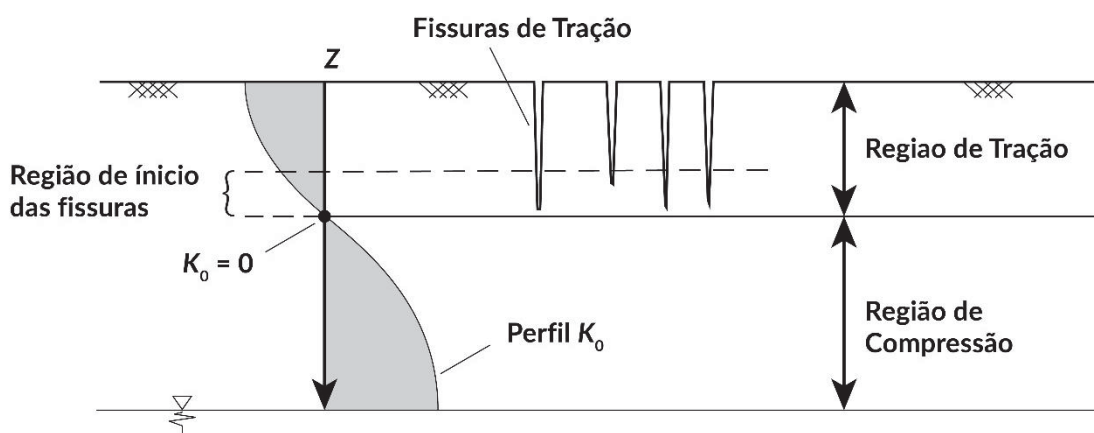
Compreender os efeitos de rachaduras em micro e macro escala no comportamento hidráulico e mecânico de taludes é fundamental para que os impactos das mudanças climáticas na estabilidade de taludes possam ser avaliados. O desenvolvimento de trincas em solos tem sido estudado em laboratório, mas a previsão do desenvolvimento de trincas em condições de campo, onde um maior número de variáveis precisam ser consideradas, tais como variações de umedecimento e secagem, reforço de raízes, caminhos preferenciais de drenagem superficial etc., ainda é pouco estudada (TANG *et al.*, 2018).

Fissuras de dessecação já foram modeladas com os conceitos da mecânica da fratura linear elástica (MFLE) até o desenvolvimento de uma solução analítica para prever a tensão de tração máxima que se desenvolve em uma camada de argila para uma determinada redução no teor de umidade (LACHENBRUCH, 1961; MORRIS *et al.*, 1992; AYAD *et al.*, 1997; KODIKARA; CHOI, 2006). Também já foram realizadas simulações de elementos discretos para prever o comportamento

das fissuras antes que ocorram (PÉRON *et al.*, 2009). Incluir fissuras na modelagem de um talude representa um passo à frente na precisão da condição de contorno da superfície do talude, onde ocorre a entrada de água e a evaporação.

Por causa de sua baixa resistência a tração, fissuras podem ocorrer quando o valor do coeficiente de empuxo K_0 se aproxima de zero e a resistência à tração é atingida. A FIGURA 24 mostra um modelo conceitual de fissura por tração na zona não saturada, ocorrendo em uma profundidade onde K_0 é nulo ou negativo.

FIGURA 24 – DESENVOLVIMENTO DE FISSURAS DE TENSÃO EM SOLO NÃO SATURADO.



FONTE: LU; LIKOS (2004).

Fredlund *et al.* (2010) usam uma abordagem da mecânica do contínuo para formular funções de condutividade hidráulica não saturada para solos argilosos fissurados. A curva característica e a função de permeabilidade encontradas por eles assumem a forma bi-modal. Eles discutem o impacto de vários níveis de fissuramento superficial nas distribuições de sucção do solo.

Li *et al.* (2011) desenvolveram um método para prever a curva característica e a função permeabilidade para um solo fissurado considerando as variações de volume das fissuras durante o processo de secagem e de umidificação. O solo trincado é visto como uma sobreposição de uma rede de fissuras sobre uma matriz de solo. As fissuras são consideradas como uma série de poros de geometria conhecida em diferentes estados. Os autores utilizam as distribuições do tamanho dos poros dos dois sistemas (fissuras/matriz) para estimar a curva de retenção e a função permeabilidade. As funções estimadas para os dois sistemas são então

combinadas para determinar as funções correspondentes ao solo fissurado. Abbaszadeh *et al.* (2015) também concluíram que a curva característica de solos fissurados também tem o formato bimodal.

Li *et al.* (2011) acompanharam o desenvolvimento de trincas em solos em campo e concluíram que exceto ao considerarem que as fissuras não variavam de volume, a curva característica do solo fissurado não é substancialmente afetada pela presença de fissuras. Ao contrário, o coeficiente de permeabilidade é significativamente afetado pela presença das rachaduras, podendo ser de 3 a 100 vezes maior.

Quando as fissuras estão abertas sob condições saturadas, a função de permeabilidade é bimodal. A permeabilidade em baixas sucções é dominada pela rede de fissuras, mas a permeabilidade em altas sucções é controlada pela matriz do solo. Quando as fissuras se fecham completamente sob condições saturadas, a permeabilidade saturada é dominada pela matriz do solo. Se as fissuras aparecem depois em baixas sucções, a permeabilidade na faixa de baixa sucção pode ser dominada pela da rede de fissuras. A permeabilidade em altas sucções também é controlada pela matriz do solo porque a água não pode passar através das fissuras com grandes aberturas. Quando as fissuras fecham sob condições saturadas e abrem em altas sucções, a função de permeabilidade para o solo fissurado é semelhante à da matriz do solo.

De acordo com Novak *et al.* (2000) e Mitchell e Van Genuchten (1993) a capacidade de infiltração do solo sem fissuras é menos da metade da capacidade de infiltração do solo com fissuras.

Por sua vez, o perfil de sucção do solo depende da sucção inicial da superfície do solo. De acordo com Fredlund *et al.* (2010) os resultados dependem principalmente de a sucção matricial inicial ser menor ou maior do que o valor de entrada de ar num solo fissurado. A variação da sucção matricial do solo aumenta com o aumento do volume de fissuras. Quando há uma quantidade substancial de fissuras no solo, as sucções matriciais são essencialmente uniformes ao longo da superfície do solo. O mesmo comportamento é observado se a sucção inicial é maior ou menor do que o valor de entrada de ar do solo fissurado.

As sucções matriciais da superfície do solo aumentam durante a evaporação e diminuem durante a infiltração em regiões de solo descoberto (solo nu). Quando ocorrem rachaduras no solo e as sucções ao longo da superfície são menores que o valor de entrada de ar do solo fissurado, as sucções matriciais podem aumentar ou diminuir durante as condições de infiltração. Este comportamento depende da magnitude e distribuição da sucção matricial ao longo da profundidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo contempla as metodologias utilizadas no monitoramento da evolução do fissuramento nos solos e na criação do modelo numérico de simulações utilizado para representar a estabilidade do talude genérico em condições normais e extremas. Entende-se aqui por condições extremas, solos submetidos a ciclos de umedecimento e secagem e que, portanto, apresentam em sua superfície as fissuras de dessecação.

O modelo físico foi proposto com a finalidade de se observar o comportamento de diferentes solos expostos ao meio ambiente quanto ao aparecimento e evolução de fissuras de tração como consequência dos ciclos de umedecimento e secagem. O modelo numérico, por sua vez, com a finalidade de obterem-se fatores de segurança das superfícies de ruptura associados às diferentes geometrias e propriedades geotécnicas das encostas, em situações climáticas já conhecidas e também em condições mais adversas, representando cenários futuros previstos pelo IPCC, descritos no item 2.1.

No modelo físico, amostras de cinco solos diferentes foram expostas ao meio ambiente e a evolução do fissuramento que surgiu como consequência dos ciclos naturais de umedecimento e secagem foi monitorada com o uso de câmera de alta resolução. A evolução das fissuras foi correlacionada com as variáveis climáticas: temperatura, precipitação e umidade relativa do ar. Valores de sucção do solo foram obtidos a partir da curva de sucção de cada um, determinada em laboratório, e de valores de umidade volumétrica registrados em cada amostra, ao longo do tempo, por sensores de umidade. O monitoramento se deu por 120 dias.

No modelo numérico, inicialmente a variação dos fatores de segurança obtidos foi correlacionada com a variação dos parâmetros de entrada no modelo genérico sem fissuras, de forma a melhor compreender a sensibilidade do modelo à variação de cada parâmetro de entrada. No modelo fissurado, por sua vez, foram simuladas diferentes profundidades de fissuras e os fatores de segurança obtidos para cada profundidade foram comparados, de forma a se perceber a partir de que profundidade o impacto das fissuras pode ser relevante e condicionar o

escorregamento. Diferentes volumes de chuva foram também avaliados no modelo fissurado, já que ele tenta representar cenários futuros onde não apenas o solo estaria fissurado em sua camada superficial, como decorrência de ciclos de umedecimento e secagem, mas também estaria sujeito a chuvas de maiores volumes, condizentes com os cenários climáticos previstos para o final deste século.

3.1 MODELO FÍSICO

3.1.1 Coleta e preparação das amostras de solo

No dia 27 de julho de 2020 cinco solos diferentes foram coletados em Irati, Paraná, Brasil. As jazidas foram escolhidas por serem visualmente distintas e por pertencerem a pelo menos duas de sete formações geológicas predominantes no município (LICCARDO *et al.*, 2013). Além disso, o acesso às jazidas era seguro o que viabilizou as coletas.

Já em campo os solos escolhidos apresentavam fissuramento *in situ*. À época, a região de Irati passava por um período de estiagem. A FIGURA 25 mostra o estado em que os solos se encontravam no momento da coleta.

FIGURA 25 – FISSURAS NOS SOLOS NO ESTADO NATURAL



Solo A



Solo B



Solo C



Solo D

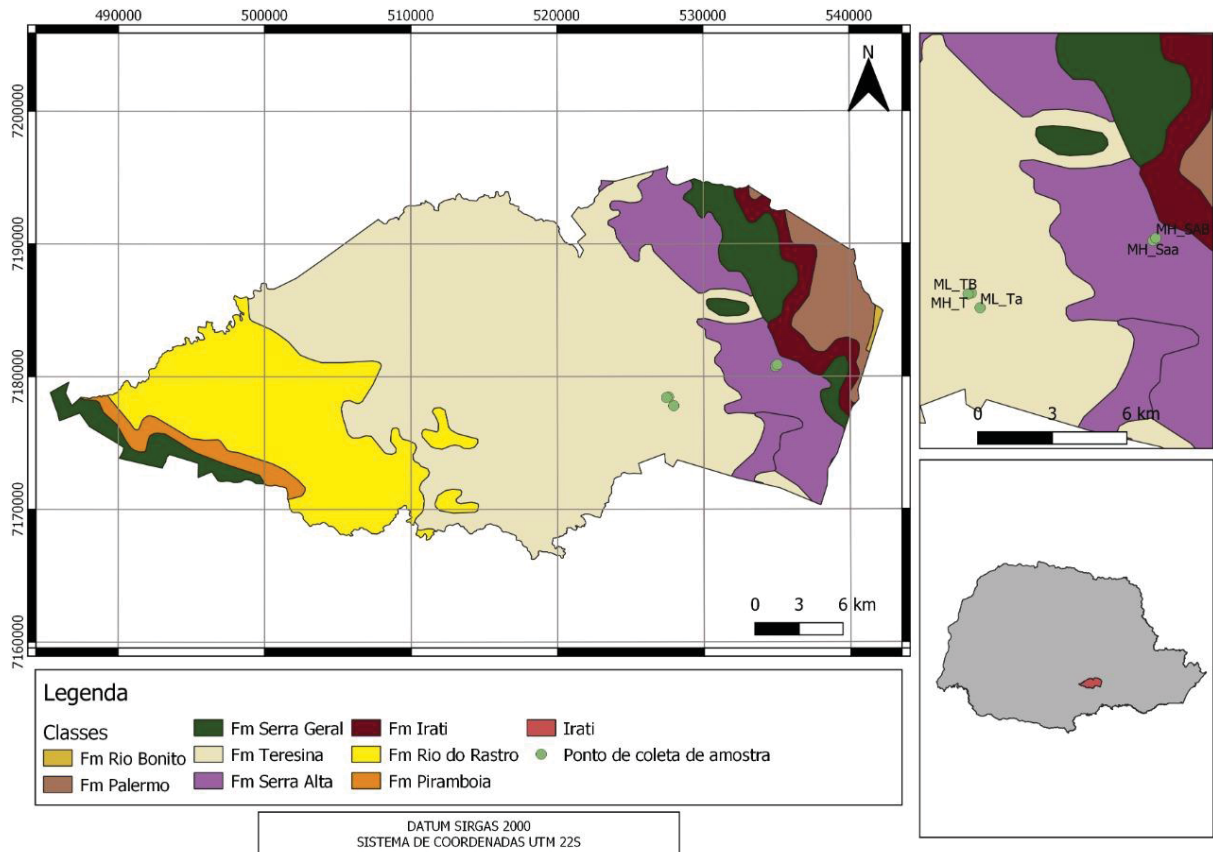


Solo E

FONTE: Adaptado de Soeki (2021)

Aproximadamente 25kg de cada solo foi extraído com uso de pá e trado manual e armazenado em saco plástico. A localização das jazidas está indicada na FIGURA 26.

FIGURA 26 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE COLETA DAS CINCO AMOSTRAS DE SOLO ESTUDADAS



FONTE: A autora (2021)

Os solos seguiram para dois diferentes destinos. Metade foi para Curitiba, no Centro Politécnico, onde os ensaios de laboratório foram realizados. A outra metade seguiu para um sítio experimental em Irati onde foram destorroados e secos ao ar por aproximadamente 72h. O sítio experimental localiza-se a aproximadamente 2,0km da estação 83.836 do Instituto Nacional de Meteorologia do Brasil (INMET), estação meteorológica convencional existente desde 1966 e responsável por coletar dados como precipitação, temperatura entre outros de toda a região.

3.1.2 Ensaio de laboratório

3.1.2.1 Caracterização completa

A caracterização completa dos solos foi realizada em laboratório geotécnico. A distribuição granulométrica foi realizada de acordo com a norma ABNT NBR

7181:2016 (ABNT, 2016a) e os limites de Atterberg de acordo com a ABNT NBR 6459:2016 e ABNT NBR 7180:2016 (ABNT, 2016b, 2016c). Ensaios de compactação para obtenção da umidade ótima e densidade seca máxima também foram realizados, assim como a determinação do peso específico dos grãos de solo. Estes ensaios seguiram a norma ABNT NBR 7182:2016 e ABNT NBR 6508/84, respectivamente.

3.1.2.2 Determinação das curvas características

A determinação da curva característica dos cinco solos também foi realizada em laboratório com a execução do ensaio “SUCÇÃO – CURVA CARACTERÍSTICA, MÉTODO DO PAPEL FILTRO”. Os ensaios foram realizados no LACTEC de acordo com a seguinte norma técnica: ASTM D5298-16 *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*.

O método descrito na ASTM D5298-16 pode avaliar a sucção em uma faixa que varia de 10 a 100.000 kPa. Na chegada ao laboratório as amostras foram mantidas em câmara úmida à temperatura constante e umidade controlada, e somente foram removidas deste ambiente para a realização dos ensaios de sucção.

Os corpos de prova foram moldados a partir de amostras de solo na condição deformada, em seu teor de umidade ótimo e com grau de compactação próximo daquele obtido quando da compactação das amostras em campo. Na TABELA 3 estão apresentados os índices físicos dos solos utilizados para a moldagem dos corpos de prova.

TABELA 3 – ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO PARA MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO DE SUCÇÃO.

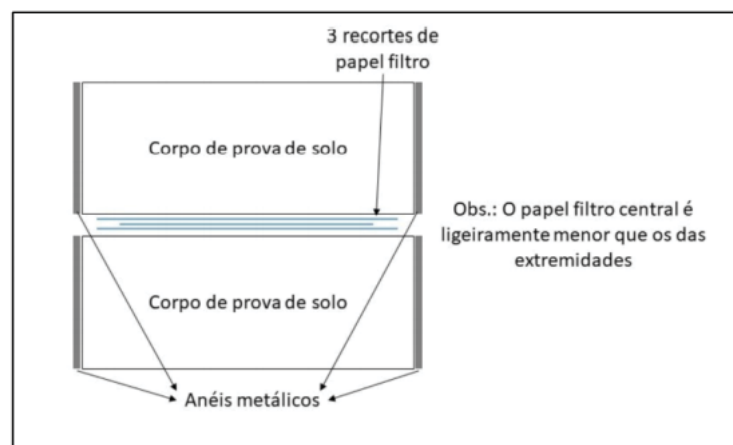
Solo	Teor de umidade ótimo (%)	Massa específica seca máxima (g/cm ³)	Massa específica dos grãos (g/cm ³)
Solo A	1,59	20,6	2,56
Solo B	1,59	20,3	2,11
Solo C	1,40	26,0	2,36
Solo D	1,28	33,7	2,61
Solo E	1,28	35,3	2,55

FONTE: A autora (2020)

Para moldagem dos corpos de prova, a amostra foi previamente compactada em um cilindro de Proctor e posteriormente foram moldados 4 corpos de prova em anéis metálicos circulares com diâmetro aproximado de 5 cm e altura de 2 cm. Dois corpos de prova seguiram a trajetória de secagem e dois corpos de prova a trajetória de umedecimento. O papel filtro utilizado nos ensaios foi o da marca Whatman nº 42. Todos os papéis utilizados nos ensaios foram previamente secos em estufa por um período mínimo de 24 horas. A sucção medida nos ensaios foi a sucção mátrica. O contato físico do papel com a amostra permite a transferência da umidade e dos sais presentes nos poros do corpo de prova para o papel filtro e com base na curva de calibração do papel a sucção existente na amostra é calculada.

Para cada par de anéis metálicos com solo, com o auxílio de uma pinça metálica, foram posicionados três papéis filtros recortados em formato circular, numa configuração de sanduíche, sendo o papel filtro interno de menores dimensões e utilizado para obtenção das medidas de teor de umidade do papel e os papeis externos maiores e atuando somente como protetores para o papel filtro interno. A cada novo ponto de ensaio é utilizado um novo conjunto de papel filtro para cada uma das amostras. A FIGURA 27 ilustra o posicionamento das amostras e dos papeis filtro no ensaio.

FIGURA 27 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA MONTAGEM DO ENSAIO DE SUCÇÃO.



Fonte: Favaro *et al.* (2021).

Em seguida, o conjunto corpo de prova + papel filtro foi envolto com filme plástico de PVC e papel alumínio. Este conjunto foi inserido em uma caixa térmica de isopor, a qual ficou armazenada em câmara úmida até que o equilíbrio do teor de umidade entre a amostra e o papel filtro fosse alcançado (7 dias). Após alcançado o equilíbrio, em um ambiente com controle de temperatura e umidade relativa do ar adequado, foi determinado o teor de umidade do papel filtro central das amostras, com auxílio de uma balança analítica com resolução de 0,0001 g e de uma estufa a 60 °C. Após determinado o primeiro ponto, 1 conjunto de 2 amostras foi submetido a secagem e outro conjunto ao umedecimento. A secagem e o umedecimento foram variados com base no grau de saturação inicial das amostras. Cada ponto da curva apresentou uma variação média entre $\pm 5\%$ e 10% do grau de saturação da amostra. Maiores detalhes dos ensaios realizados encontram-se em Favaro *et al.* (2021).

3.1.3 Nomenclatura das amostras

Com base na localização geográfica dos pontos de coleta das amostras, estas foram geologicamente descritas como parte da Formação Teresina ou da Formação Serra Alta (FIGURA 26). Ambas as formações pertencem ao grupo geológico Passa Dois que compreende parte do sudoeste do Estado do Paraná no Brasil (LICCARDO; BASSO; PIMENTEL, 2013). Basicamente, a maior diferença entre as duas formações é que a primeira é composta principalmente por siltitos, enquanto a segunda é composta por argilitos.

A partir de suas características geológicas e de sua classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), as amostras foram denominadas: Silte de baixa plasticidade da formação Teresina (ML_T), Silte de alta plasticidade da formação Teresina (MH_T) ou Silte de alta plasticidade da formação Serra Alta (MH_SA). Duas amostras foram classificadas como ML_T e duas como MH_SA. Desta forma, elas receberam os índices a e b para q houvesse a distinção.

3.1.4 Procedimento experimental de campo

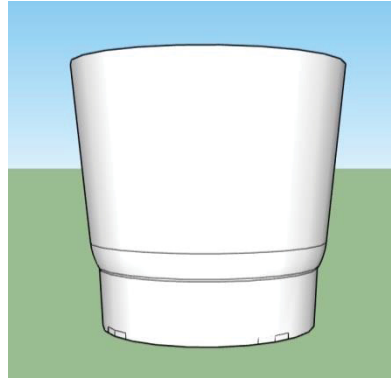
A configuração experimental consistiu de cinco amostras de solo compactadas em formato tronco-cônico equipadas com sensores de umidade. Após estarem secos ao ar, os solos foram destorroados e passados na peneira 2mm. Os solos foram então cuidadosamente compactados num recipiente de formato tronco-cônico cuja altura é de 140 mm e diâmetro médio é de 227,9 mm. Os solos foram compactados em quatro camadas usando um martelo de 2,496kg. Para evitar qualquer influência da rugosidade das paredes do recipiente, foi utilizada vaselina nas paredes antes do processo de compactação. Após a compactação de cada camada, o solo foi escarificado para aumentar a aderência com a camada sobreposta. Cada amostra final tinha 8cm de profundidade. O teor de umidade gravimétrico de cada amostra foi determinado durante o processo de compactação. No fundo das amostras foram realizados 8 pequenos furos de 8,0 mm de diâmetro para drenagem da água.

Dentre os fatores capazes de facilitar o surgimento de fissura, Silva (2019) destaca que o valor da umidade em que o solo foi inicialmente compactado define a variação volumétrica inicial do solo. A menor variação volumétrica inicial estaria ligada a solos compactados em sua umidade ótima. O autor menciona que quando a amostra de solo é preparada em condições acima da umidade ótima, a maior quantidade de água em relação a quantidade de partículas sólidas proporciona maior espaçamento entre os grãos que, quando submetidos ao ressecamento apresentarão maior retração volumétrica. Assim, buscou-se compactar cada um dos solos em campo próximos de seu teor de umidade ótimo (+_2%) e de sua densidade seca máxima. O volume final de cada amostra foi determinado medindo-se a distância excedente entre o fim da amostra e a borda do recipiente e descontando-se o volume que este espaço representa do volume total do container, determinado com auxílio do *software Sketchup*. A imagem representativa do recipiente está apresentada na FIGURA 28.

Um sensor de teor de umidade tipo EC-5 (METER, 2015) foi instalado no interior de cada amostra, entre a terceira e a quarta camada, durante o processo de compactação. O sensor EC-5 tem uma frequência de 70MHz e determina o conteúdo volumétrico de água através da medição da constante dielétrica do meio.

Os sensores de teor de umidade monitoraram as mudanças de umidade volumétrica nas amostras de solo, com uma precisão de 1 a 2%. Os sensores de teor de umidade foram conectados a um registrador de dados (*data logger*), que continuamente (a cada 10 minutos) armazenou as leituras.

FIGURA 28 – RECIPIENTE UTILIZADO PARA COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS. ESQUEMA TRIDIMENSIONAL PARA CÁLCULO DE VOLUME COM AUXÍLIO DE SOFTWARE



FONTE: A autora (2020)

As amostras foram então colocadas ao ar livre e expostas às intempéries (FIGURA 29). A evolução das fissuras foi monitorada durante 120 dias utilizando câmera de alta resolução.

FIGURA 29 – EXEMPLO DE AMOSTRA EXPOSTA ÀS INTEMPÉRIES NO INÍCIO DO MONITORAMENTO



FONTE: A autora (2021).

As fotos, com resolução de 9 MP (megapixels), foram tiradas diariamente na mesma hora do dia para minimizar possíveis diferenças de incidência de luz nas imagens. A imagem foi processada posteriormente seguindo a metodologia proposta por Li e Zhang (2010).

Os solos foram monitorados ao longo de 120 dias, entre os meses de novembro e fevereiro. As fotografias foram feitas com o auxílio de uma base cúbica que apoiava a câmera sempre à mesma distância das amostras e que permitia também a centralização das fotos, de forma que todas as imagens tivessem o mesmo enquadramento e registrassem a mesma porção da amostra de solo. O aparato que possibilitou este procedimento está ilustrado na FIGURA 30.

FIGURA 30 - FOTO DA BASE CÚBICA QUE APOIAVA A CÂMERA DURANTE OS REGISTROS



FONTE: A autora (2020).

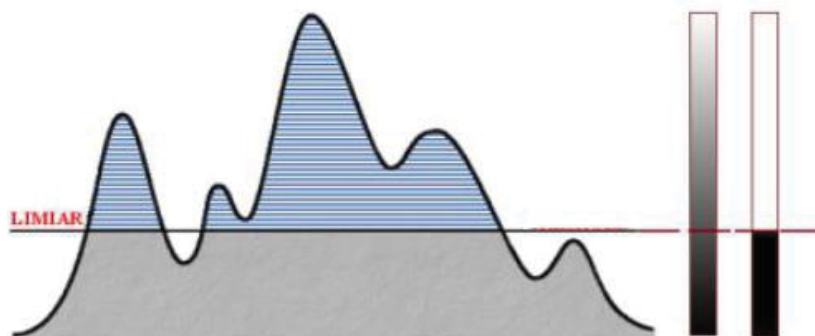
Durante o fissuramento, a contração do solo gerava um espaço entre o recipiente e o solo. A fim de evitar um caminho preferencial para a água neste intervalo anelar, o espaço entre o solo e o recipiente era sistematicamente preenchido com bentonita. À medida que a bentonita também começou a rachar, devido à secura, a camada de bentonita foi sendo reforçada. O comportamento da bentonita diante das intempéries não afetou as análises das imagens uma vez que as áreas processadas de cada imagem não compreendia a região preenchida com bentonita.

3.1.5 Processamento das imagens

A análise do fissuramento foi realizada em todas as imagens. Um método de análise de imagens digitais foi utilizado para registrar o desenvolvimento do fissuramento durante os 120 dias de exposição (LI; ZHANG, 2010). O *software* ImageJ (RSB, 2021) foi utilizado para transformar todas as fotos em uma imagem binária.

Inicialmente a foto original foi transformada em uma foto em escala de cinza. Em seguida esta foto foi binarizada. Para a transformação da imagem em escala de cinza para uma matriz binária é necessária a binarização que consiste em converter o pixel através de um limiar. Desta forma uma escala de cinza é dividida apenas em pixels pretos e brancos (FIGURA 31) tornando uma imagem inicialmente colorida em preta e branca. A partir disso é possível fazer a contagem dos pixels brancos e pretos e retirar as informações desejadas da imagem de forma quantitativa. Os pixels pretos representavam a área de fissuras e os pixels totais a área da superfície da amostra. Esta metodologia, juntamente com a boa resolução das fotos, tornou possível detectar novas rachaduras ao longo do tempo e também detectar se as existentes tinham se contraído ou expandido.

FIGURA 31 - REPRESENTAÇÃO DE COMO UM LIMITE SEPARA UM SINAL EM DUAS CATEGORIAS DISCRETAS



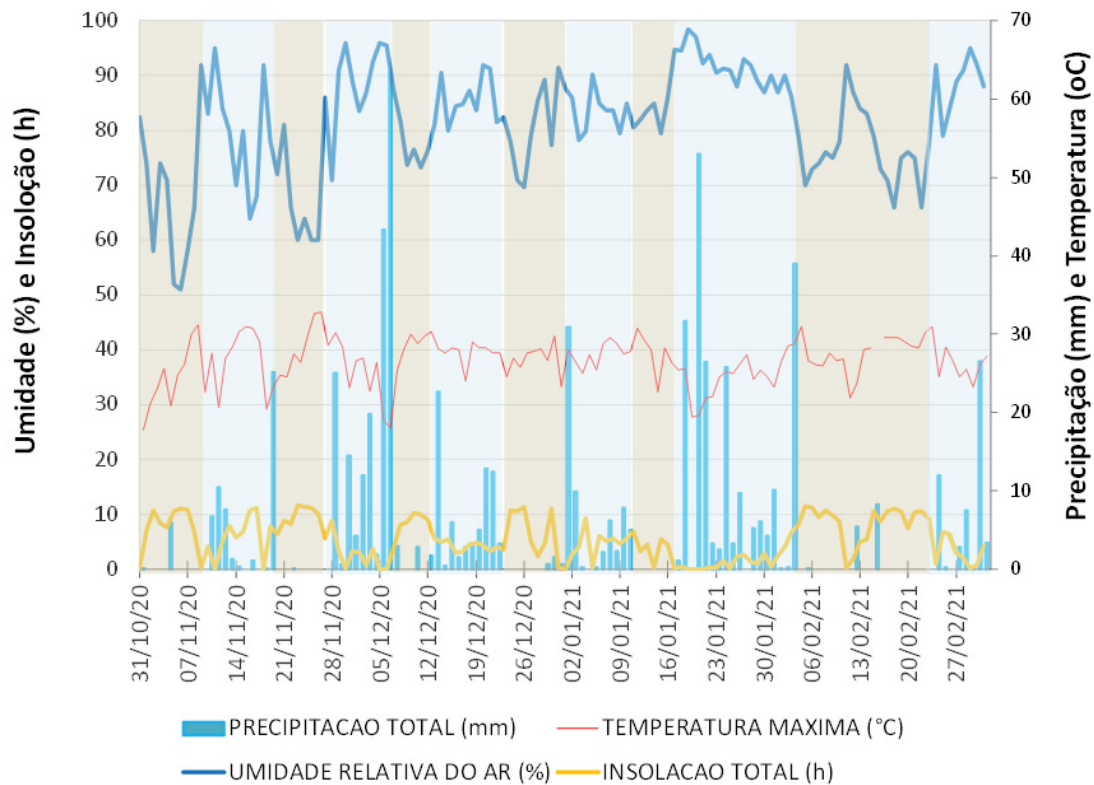
FONTE: Soeki (2021)

Durante a exposição, foram registradas as mudanças no teor de umidade volumétrica das amostras de solo. A partir das curvas de sucção dos mesmos foi possível determinar como ocorreu a variação da sucção.

3.1.6 Dados meteorológicos

Durante o mesmo período de monitoramento das imagens, uma estação meteorológica localizada a 1,5 km de distância do experimento registrou a precipitação, a temperatura máxima, a umidade relativa e a insolação durante os 120 dias. Trata-se de uma estação meteorológica convencional do INMET que está instalada em Irati desde 1966. A estação meteorológica registra dados de temperatura de hora em hora. A temperatura máxima do dia foi utilizada neste estudo. Essa escolha se deu porque todos os registros fotográficos foram realizados ao meio-dia, horário em que o sol incide verticalmente nas amostras, e admitiu-se que seja a hora mais quente do dia. Os dados coletados estão apresentados na FIGURA 32.

FIGURA 32 – DADOS DE PRECIPITAÇÃO, TEMPERATURA MÁXIMA, UMIDADE RELATIVA E INSOLAÇÃO AO LONGO DO PERÍODO DE MONITORAMENTO



FONTE: Adaptado do INMET (2021)

3.1.7 Calibração dos sensores de umidade

A calibração dos sensores de umidade do tipo EC-5 (METER, 2015) se deu antes do início do monitoramento das imagens. Assim que as amostras foram inicialmente compactadas, com seu teor de umidade ótimo, densidade e índice de vazios conhecidos, volumes conhecidos de água foram adicionados gradualmente e, simultaneamente foram efetuadas leituras do sensor de umidade. Para cada nova adição de água, um novo ponto da curva de calibração foi sendo obtido, de forma que cada um dos cinco solos tiveram comportamentos distintos e, portanto, curvas de calibração distintas. As curvas de calibração obtidas para os cinco solos estudados estão apresentadas na FIGURA 33 e na TABELA 4.

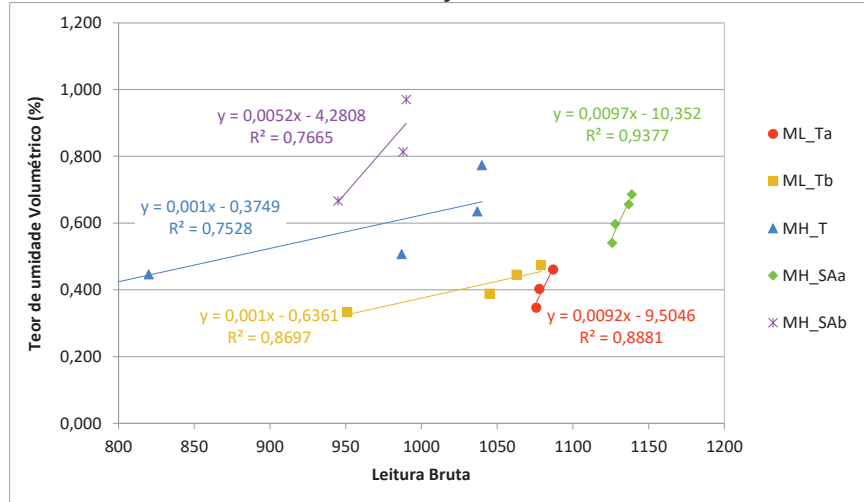
TABELA 4 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE UMIDADE

	Curva de calibração	R ²
ML_Ta	$\theta = 0,0092 * x - 9,5046$	0,8881

ML_Tb	$\theta = 0,0010 * x - 0,6361$	0,8697
MH_T	$\theta = 0,0010 * x - 0,3749$	0,7528
MH_SAA	$\theta = 0,0097 * x - 10,352$	0,9377
MH_SAb	$\theta = 0,0052 * x - 4,2808$	0,7665

FONTE: A autora (2021).

FIGURA 33 – CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE UMIDADE



FONTE: A autora (2021).

As equações encontradas para os solos ML_Tb e MH_T têm inclinação próximas diferenciando-se basicamente pelo seu coeficiente linear. Ambas as equações são semelhantes também àquela utilizada pelo próprio programa de aquisição de dados para converter a corrente medida pelo sensor em umidade volumétrica do solo (equação genérica aplicada a solos coesivos). Assim, os valores de umidade destes dois solos foram determinados a partir da conversão dos dados brutos com o uso das equações de calibração encontradas. Um ajuste foi necessário para que a umidade volumétrica inicial conhecida coincidissem com a leitura inicial do sensor. Isso alterou levemente o coeficiente linear de ambas.

As equações encontradas para os demais solos (ML-Ta, MH_SAA e MH_SAb) têm coeficientes angulares similares, porém coeficientes lineares bem distintos. Ao serem utilizadas para conversão dos dados brutos, apresentaram resultados de teores de umidade inconsistentes. Devido aos altos valores de coeficiente linear, por diversas vezes o resultado de umidade encontrado resultava negativo. A dificuldade de calibração dos sensores nestes solos foi verificada em

campo. Ao receberem água em volume conhecido, esta muitas vezes permanecia na superfície um longo período até que infiltrasse. Como a quantidade evaporada neste tempo não podia ser medida, foi impossível medir o quanto de fato havia infiltrado na amostra e, portanto, quanto deveria ler o sensor de umidade. Pela dificuldade, maiores quantidades de água foram sendo adicionadas, o que dificultou ainda mais a certeza das medidas, uma vez que tendo atingido a saturação, as amostras começavam a verter água pelo fundo e, novamente, não se tinha este controle.

Acredita-se que a diferença no tipo de solo influenciou no processo de compactação influenciando assim a permeabilidade de cada amostra, de forma que àquelas para as quais esta metodologia de calibração foi satisfatória foram as amostras mais permeáveis enquanto para as amostras menos permeáveis a metodologia empregada não foi satisfatória. Salienta-se ainda que embora as amostras menos permeáveis possam ter indicado uma possível saturação com a saída de água pelo fundo do recipiente, acredita-se que a passagem da água se deu apenas por alguns poros/vazios interconectados e não pela totalidade da amostra que, por sua baixa permeabilidade, possivelmente estava formada por muitos vazios não conectados.

Assim, optou-se por calibrar os sensores nestes solos com o uso da equação genérica fornecida pelo programa de aquisição de dados, porém, novamente, com ajuste do coeficiente linear a partir do teor de umidade volumétrica inicial conhecido de cada amostra de solo. Nos cinco casos atentou-se para que, após convertidos os valores brutos com as equações de calibração, os valores máximos obtidos não fossem nunca superiores ao valor de θ_{sat} de cada solo, que também era inicialmente conhecido já que é numericamente igual a porosidade de cada amostra.

3.2 MODELO NUMÉRICO

As simulações apresentadas neste trabalho foram realizadas com o uso do programa comercial *SOILVISION CONNECT Edition V10*. O *software* é composto

por diversos módulos, dentre os quais estão o SVFLUX, para modelagem do fluxo pelo método dos elementos finitos e o SVSLOPE, para simular a estabilidade, através de métodos de equilíbrio limite (THE SOILVISION SYSTEM LTD. TEAM, 2018).

Para a análise do processo de infiltração da água nas encostas, foram realizadas modelagens de fluxo transiente em solos parcialmente saturados com o SVFlux que utiliza um mecanismo de solução das equações diferenciais parciais que governam a interação ar, água e solo, pelo método dos elementos finitos. A água no estado líquido e o vapor de água são considerados nas equações diferenciais adotadas, de acordo com a formulação apresentada na revisão bibliográfica.

Através do Método dos Elementos Finitos (MEF) foram realizadas as simulações numéricas bidimensionais de fluxo e avanço da frente de infiltração diante do cenário de chuva escolhido e das propriedades do solo imputadas. Após a conclusão de cada análise de infiltração, o resultado obtido no tempo final (t_2) foi exportado para o programa SVSlope, que simula situações de ruptura circular de taludes, e utilizado como a distribuição de poropressões nas análises de estabilidade, de forma a se obter o fator de segurança associado ao talude após o episódio de chuva. A geometria do talude foi repetida e novos parâmetros de entrada, hidráulicos e mecânicos do solo, foram atribuídos a ele. Uma nova análise foi então realizada para cada nova configuração.

Os métodos de ruptura implementados no programa SVSlope dividem o talude estudado em fatias para as quais as forças e os momentos (quando aplicável) atuantes são calculados e confrontados com as forças resistentes. O resultado final advém de um processo iterativo de equações diferenciais geradas para as fatias. Ao longo de toda a pesquisa foram consideradas rupturas circulares.

As variáveis deste estudo são as propriedades das encostas sujeitas aos deslizamentos. Aquelas ligadas ao solo e, mais propriamente à encosta, são tratadas como variáveis constantes ao longo do tempo, tais como coesão, ângulo de atrito e peso específico do material. Já a umidade e, conseqüentemente a sucção e a permeabilidade, que variam à medida que a frente de infiltração avança,

decorrente da chuva, variarão ao longo do tempo, caracterizando uma análise transiente.

Inicialmente foram realizadas análises para o talude em condições normais. Os parâmetros de entrada do modelo, isto é, as variáveis que podem ser alteradas durante as análises, são doze e seus valores foram determinados com base na bibliografia disponível até o momento assim como nas limitações do programa computacional comercial que foi utilizado.

Os parâmetros avaliados nestas análises foram:

- a declividade da encosta,
- a condição inicial de poropressão,
- o teor de umidade volumétrico saturado (θ_{sat}),
- os parâmetros de ajuste da curva característica de Fredlund e Xing a_f , n_f , m_f e h_r ;
- a condutividade hidráulica do material (k_{sat}),
- a coesão do solo (c'),
- o ângulo de atrito efetivo (ϕ'),
- o ângulo de atrito não saturado (ϕ_b) e
- o peso específico natural (γ).

Os níveis de sucção do talude no momento do início da precipitação (a condição inicial de poropressão) foram cuidadosamente modelados e controlados, pois o Fator de Segurança (F.S.) da encosta é fortemente dependente do valor da sucção na profundidade da superfície de ruptura. Além disso, a sucção, a uma determinada profundidade, depende do valor de sucção inicial naquele mesmo ponto e da quantidade de chuva infiltrada desde o instante zero. Todas essas variáveis exercerão influência no comportamento posterior de resistência.

Para este controle, considerou-se o talude sujeito a condições de chuva constante ao longo de um determinado tempo, de forma que a chuva acumulada e o perfil de poropressões gerado ao término da mesma foram o parâmetro de entrada nas análises de estabilidade. Após as análises de infiltração, o fator de segurança associado à encosta após o evento de chuva foi finalmente calculado.

Após a realização das três análises relacionadas a cada um dos parâmetros, os fatores de segurança encontrados foram plotados versus o parâmetro correspondente de forma a quantificar a influência do parâmetro na estabilidade da encosta e também reconhecer se algum deles não mostrou efeito direto sobre o fator de segurança. Com esta análise preliminar, foi possível distinguir os parâmetros mais sensíveis, ou seja, aqueles em que qualquer mudança pode afetar a estabilidade do talude.

Muitos outros aspectos poderiam ser considerados, tais como morfologia, mineralogia, área da bacia de drenagem regional de cada escorregamento, dentre outros. Porém, optou-se aqui pela escolha dos doze parâmetros apresentados devido ao estudo bibliográfico realizado neste trabalho, que mostrou a maior relevância e influência destes parâmetros. Além disso, era preciso delimitar um universo plausível de análises e simulações.

Em seguida foram realizadas análises para o talude em condições extremas, ou seja, com a presença de fissuras e sujeito a chuvas ainda maiores do que aquelas simuladas anteriormente.

Para o mesmo talude genérico estudado em condições não adversas, diferentes profundidades de fissuramento foram sendo avaliadas. Os parâmetros de entrada do modelo mantiveram-se constantes, com exceção da inclusão da camada de solo fissurado, que variou conforme a análise, e cujas propriedades hidráulicas (curva característica e função permeabilidade) foram determinadas a partir da bibliografia.

Os níveis de sucção do talude no instante da análise de estabilidade foram cuidadosamente modelados e controlados. Quatro intensidades de chuvas correspondentes a chuvas previstas em cenários críticos no AR5 (IPCC) foram estudadas. Nas quatro condições, novamente considerou-se o talude sujeito à chuva constante ao longo de um determinado tempo. A chuva acumulada e o perfil de poropressões gerado em diferentes tempos foram parâmetros de entrada nas análises de estabilidade. Desta forma, novamente, após as análises de infiltração, fatores de segurança associados às encostas fissuradas após os eventos de chuva foram finalmente calculados. Esta determinação ocorreu para diferentes tempos,

tendo sido possível observar em que instante, a depender da espessura da camada fissurada, esta condição extrema se tornava mais ou menos importante na deflagração do escorregamento.

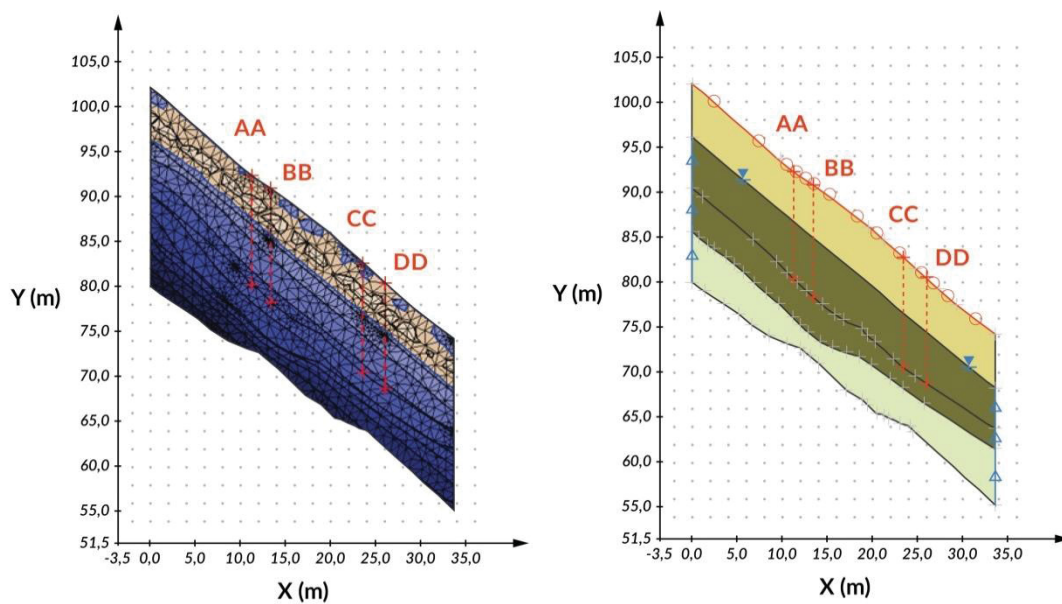
A determinação dos fatores de segurança foi feita de forma puramente determinística e calcula o valor associado a superfície crítica de ruptura, ou seja, aquela ao longo da qual a relação entre as forças atuantes e as resistentes é a mais baixa. O método de análise de estabilidade escolhido para este trabalho foi o modelo de equilíbrio limite geral (GLE) proposto por Fredlund e Krahn (1977). O método se baseia no equilíbrio de forças horizontais, forças verticais e momentos e permite a incorporação de uma variedade de suposições de força entre fatias.

3.2.1 Geometria do modelo

O ângulo de inclinação de uma encosta está diretamente associado com o comportamento da água da chuva no que diz respeito a infiltração e *runoff*. Alguns autores já afirmaram que um ângulo de declividade mínimo é necessário para que um deslizamento de terra possa iniciar (MARIN; VELÁSQUEZ 2020; COGAN; GRATCHEV, 2019; KANJI *et al.*, 1997). O ângulo mínimo usualmente mencionado na literatura para deslizamentos de terra varia de 20 a 30 graus (KANJI *et al.* 1997; CHENG *et al.* 2007; MEISINA; SCARABELLI, 2007; RAHARDJO *et al.*, 2007; LIU *et al.*, 2020).

O modelo utilizado nas simulações tem dimensões consistentes com muitos casos reais já reportados na literatura (NG; SHI, 1998a, GONZÁLEZ *et al.*, 2017; VARGAS JUNIOR *et al.*, 1986). A encosta genérica tem 20 m de altura e sua inclinação varia de 30 a 50 graus. As inclinações avaliadas neste estudo foram 30, 40 e 50 graus. A FIGURA 34 representa uma seção do talude genérico em questão.

FIGURA 34 – GEOMETRIA DO MODELO, CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA AS ANÁLISES DE INFILTRAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS SESSÕES INSTRUMENTADAS (AA, BB, CC E DD)



FONTE: A autora (2020).

Conforme detalha a FIGURA 34, o modelo adotado para o estudo dos parâmetros é um talude homogêneo (composto por um único material) e de geometria simples. Este modelo simplificado pode ser bastante diferente de uma encosta natural onde a ruptura do talude pode facilmente ser dominada por feições geológicas. Entretanto, a variação na estratigrafia do problema tornaria impossível variar todos os outros parâmetros e não é, portanto, o objetivo deste estudo. Não foi considerada a hipótese de feições reliquias ou superfícies preferenciais de deslizamento que pudessem condicionar o escorregamento, o que implica uma limitação deste trabalho.

3.2.2 Malha de elementos finitos

Com o método dos elementos finitos as simulações numéricas bidimensionais de fluxo e do avanço da frente de infiltração foram realizadas para todas as análises envolvidas neste estudo. O *software* utilizado discretiza o talude em uma série de elementos de diferentes formas e tamanhos formando assim uma malha capaz de representar a geometria da encosta. O tempo nas simulações foi fixado em dias. Todas elas tiveram dois dias de duração total, sendo a soma de dois

estágios de tempo de um dia cada estágio. Nas análises em condições normais, apenas o cenário de infiltração após 48h foi avaliado. Nas análises em condições extremas, os tempos de 0, 12, 24, 36 e 48h foram avaliados, de forma a compreender o instante em que a condição fissurada passa a ser crítica para a estabilidade.

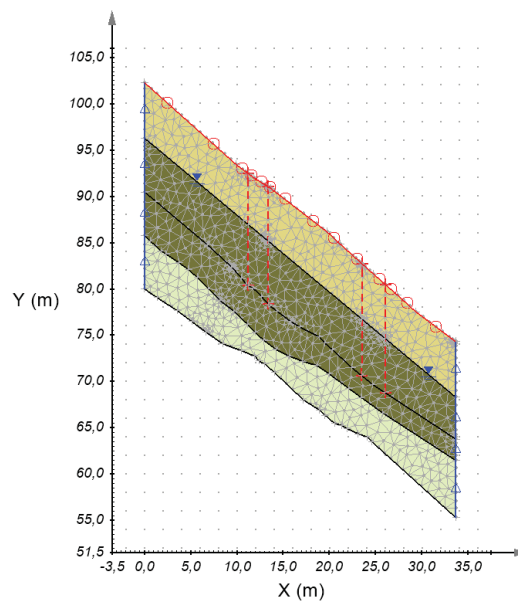
Equações de fluxo foram então resolvidas para determinar o fluxo de nó para nó da malha de elementos finitos e a solução final foi apresentada como uma média dos resultados obtidos para cada elemento, ponderada pelo peso de influência de cada um deles.

A construção da malha de elementos finitos é de extrema importância em modelos numéricos uma vez que os resultados obtidos são fortemente influenciados por ela. De forma geral, os elementos de uma malha podem ser tetraédricos ou triangulares, de forma que os mais frequentemente utilizados em malhas de análise de fluxo são os elementos triangulares. Estes elementos permitem suave transição de tamanho entre elementos além de se adaptarem a contornos mais complexos.

Nesta pesquisa uma malha de elementos triangulares foi utilizada, a qual permite uma aplicação de refinamento local e realiza uma interpolação linear com três pontos de integração por elemento. O tamanho dos elementos foi ajustado de forma que o algoritmo de refinamento da malha fosse sensível a altos valores de poropressão e gradientes hidráulicos.

Sabe-se que quanto menores as bases dos triângulos (espaçamento da malha) mais precisa é a avaliação da integral. De forma a buscar uma otimização entre qualidade do resultado e viabilidade no tempo das análises, a malha em questão foi sendo refinada até que não se observasse mais mudanças significativas nos resultados. Assim, ao final, as simulações hidrológicas foram realizadas em modelos com área máxima permitida de cada triângulo de 0.5 m², ângulo interno mínimo de 30 graus e um comprimento máximo do lado do triângulo de 2.366 m nos contornos do modelo. A FIGURA 35 mostra um exemplo de malha de elementos finitos usada para a realização das simulações numéricas.

FIGURA 35 - EXEMPLO DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS USADA PARA A REALIZAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS



FONTE: A autora (2019).

3.2.3 Condições de contorno

Uma vez que o modelo numérico é a representação de uma parte de um sistema infinito, seus contornos precisam apresentar uma continuidade. Esta continuidade é representada no modelo pelas condições de contorno. Condições de contorno relacionadas a interação solo-ar foram aplicadas em todas as interfaces solo-atmosfera do modelo numérico. Em seus limites laterais, uma carga total constante foi aplicada, indicando o nível do lençol freático na condição inicial, exceto na camada superficial de solo, onde se esperava que a carga total pudesse variar como consequência da infiltração da chuva.

A fim de calibrar o modelo e monitorar a evolução da infiltração, foram criadas quatro seções instrumentadas no modelo. As seções são capazes de medir toda a distribuição das poropressões ao longo da profundidade não saturada e são denominadas AA, BB, CC e DD. A FIGURA 34 mostra também as condições de contorno utilizadas nas simulações numéricas de fluxo e indica as posições das seções de monitoramento AA, BB, CC e DD.

3.2.4 Parâmetros de resistência mecânica do solo não saturado

Finalmente, o modelo constitutivo adotado para representar o comportamento de resistência do talude foi o de Fredlund *et al.* (1978) para o qual os parâmetros de entrada são a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), o peso específico natural (γ) e também o ângulo de atrito não saturado (ϕ_b), uma vez que a sucção matricial (ou poropressão negativa) em um solo não saturado afeta sua resistência ao cisalhamento. Para determinação da superfície crítica foi utilizada a metodologia de *slope search*, na qual o próprio *software* determina a superfície de ruptura crítica baseado em um número máximo de iterações (considerado 1000).

A poropressão negativa aumenta a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. O aumento tem se mostrado não linear quando a sucção matricial varia consideravelmente. Entretanto, uma aproximação linear da resistência ao cisalhamento não saturada é frequentemente utilizada. De acordo com Fredlund *et al.* (1978) a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser formulada em termos de variáveis de estado de tensão independentes. Quaisquer duas das três possíveis variáveis de estado de tensão podem ser usadas para a equação de resistência ao cisalhamento. No entanto, de acordo com o autor, as variáveis ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$), mostraram ser a combinação mais vantajosa para a prática. Desta forma, a aproximação linear da equação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado é escrita da seguinte forma (Equação 19):

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi_b, \quad (19)$$

Onde c' representa a coesão efetiva, u_a e u_w pressão de ar e poropressão respectivamente, ϕ' o ângulo de atrito efetivo e ϕ_b o ângulo que define o aumento da resistência ao cisalhamento em função da poropressão negativa. O ângulo ϕ_b é uma propriedade do material e também foi avaliado no estudo paramétrico e de sensibilidade no talude em condições normais. Ele pode variar de zero a ϕ' , dependendo do tipo de material.

Os valores de c' , ϕ' e ϕ_b adotados neste estudo foram retirados da bibliografia. No intuito de representar uma encosta similar àquelas encontradas na região da Serra do Mar, as propriedades mecânicas adotadas foram resultados

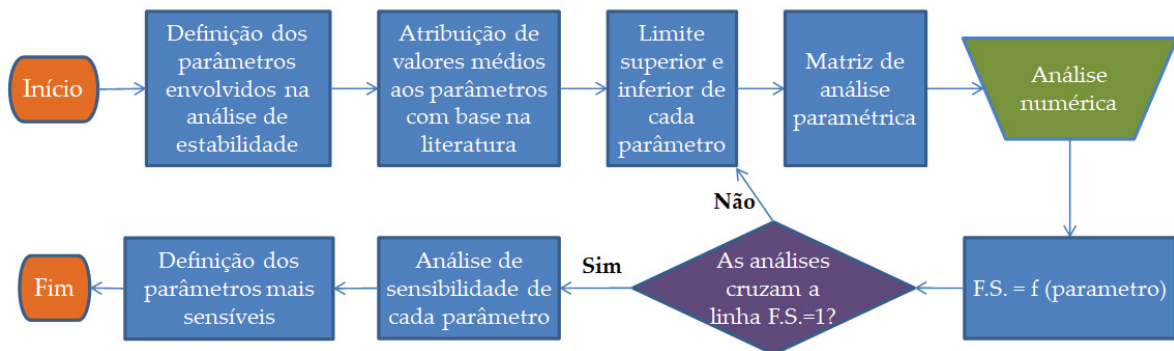
médios das propriedades geotécnicas de uma encosta de areia siltosa SM caracterizada por González *et al.* (2017).

3.2.5 Modelo sem fissuras

Uma metodologia para avaliar a influência de cada um dos parâmetros de entrada hidromecânicos em um modelo numérico de simulação de estabilidade de taludes foi desenvolvida. O *software* SoilVision (SoilVision System Ltd.) foi utilizado. Os fatores de segurança obtidos a partir das análises de estabilidade e a variação ocorrida conforme se variava o parâmetro de entrada foram determinados a partir de múltiplas simulações com o Método dos Elementos Finitos (MEF) para as análises de infiltração e o Método do Equilíbrio Limite para as análises de estabilidade. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método capaz de calcular as equações diferenciais que controlam o comportamento de um meio num sistema de equações algébricas que relacionam um número n de variáveis.

O modelo foi estudado a partir de análises da variação do fator de segurança ocorrida após um episódio de chuva para diferentes condições hidráulicas e propriedades mecânicas do solo. A FIGURA 36 mostra a metodologia empregada nesta parte do estudo.

FIGURA 36 - METODOLOGIA EMPREGADA PARA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS-CHAVE DAS ANÁLISES HIDROMECÂNICAS EM UM MODELO DE BASE FÍSICA



FONTE: A autora (2020).

Apesar de terem sido utilizados características e parâmetros médios relacionados a taludes reais, o modelo foi ajustado para representar um talude genérico. Sua validação, no entanto, ocorre com a aplicação do modelo a valores obtidos a partir da instrumentação de um talude rodoviário na região sul do Brasil (GONZÁLEZ *et al.* 2017).

Simulações numéricas geotécnicas diferem de outras simulações numéricas convencionais basicamente porque a resposta do solo não pode ser aproximada pelas leis constitutiva elástico-linear, por exemplo. Desta forma, a fim de realizar simulações numéricas mais realistas, é fundamental construir um modelo numérico adequado.

Além disso, ao se modelar uma situação de estabilidade de talude sujeita a um episódio de chuva, uma escolha cuidadosa dos parâmetros que representem os materiais é necessária para alimentar o modelo. Entender os mecanismos e as equações envolvidos no fluxo em solos não saturados é fundamental para compreender o correto funcionamento do modelo.

Os parâmetros hidráulicos adotados neste estudo foram retirados da bibliografia com o intuito de representar uma encosta similar àquelas encontradas na região da Serra do Mar. Para a curva característica do solo os valores vieram de resultados médios obtidos por Pretto *et al.* (2013) para uma areia siltosa SM. O valor de permeabilidade saturada também é um resultado médio obtido para uma encosta localizada na Serra do Mar, de areia siltosa SM, caracterizada por González *et al.* (2017). Para as análises propostas neste estudo, cujo objetivo é avaliar a influencia da variação de cada parâmetro na estabilidade das encostas, a adoção de parâmetros da literatura é suficiente.

3.2.5.1 Curva característica

O fluxo de água nos solos não saturados é governado pela lei de Darcy. A principal diferença entre fluxo em meio saturado ou parcialmente saturado é que o coeficiente de permeabilidade e o teor de umidade volumétrico são considerados

constantes no meio saturado, porém, são uma função que depende da sucção nos solos não saturados.

A formulação transiente utilizada no modelo numérico foi a formulação convencional que se baseia na carga total. A equação diferencial parcial (EDP) que governa o fluxo transiente em meios porosos não saturados pode ser expressa da seguinte forma (Equação 20):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \left(\frac{\partial \theta_w}{\partial t} \right), \quad (20)$$

Onde h é a carga total, k_x e k_y são as condutividades hidráulicas nas direções x e y , respectivamente, e θ_w é o teor de umidade volumétrica. Tanto o coeficiente de permeabilidade quanto o teor de umidade volumétrica em função da sucção são parâmetros de entrada importantes ao se modelar o processo de infiltração. Q é a intensidade de precipitação aplicada. Sucção é a poropressão negativa que está presente na porção do solo que não se encontra totalmente saturada, em oposição a poro pressão positiva que existe na parte saturada do solo.

A quantidade de água armazenada em um elemento de solo depende da poropressão existente e da curva característica do solo, que indica a quantidade de água que um determinado solo absorve ou expelle conforme varia a poropressão dentro dele. Além disso, em fluxos não saturados, a condutividade hidráulica é fortemente dependente do teor de umidade de um solo em razão da distribuição heterogênea das poropressões. Assume-se então que o fluxo de água ocorre em uma rede de canais interconectados. Conforme o teor de umidade aumenta, o tamanho e a quantidade de canais por onde a água passa também aumenta, o que faz com que o solo tenha sua capacidade de conduzir água também acrescida. A condutividade hidráulica do solo é máxima quando o solo está totalmente saturado. Por outro lado, à medida que o teor de umidade diminui, a capacidade do solo de conduzir água pelos canais anteriormente preenchidos pelo fluido gradualmente diminui até desaparecer. Uma vez que existe uma relação entre o teor de umidade e a poropressão, a condutividade hidráulica também é uma função da poropressão.

Para um elemento de solo não saturado, uma variação no teor de umidade volumétrico pode estar relacionada a uma variação da sucção (LAM *et al.*, 1987) pela seguinte equação (Equação 21):

$$\partial\theta_w = m_w \partial u_w, \quad (21)$$

onde u_w é a sucção e m_w pode ser considerado constante para um dado tempo num processo transiente. Substituindo a Equação 21 na Equação 20 obtém-se a equação diferencial que governa o fluxo de água em meios não saturados (Equação 22):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = m_w \left(\frac{\partial u_w}{\partial t} \right), \quad (22)$$

Onde m_w é a inclinação da curva de retenção do solo que pode ser experimentalmente determinada (Fredlund and Rahardjo 1993).

A relação entre o teor de umidade volumétrico e a sucção, também chamada de curva característica do solo ou curva de retenção, assim como a relação entre a condutividade hidráulica e a sucção, podem ser modeladas a partir de diferentes equações. Os modelos aqui adotados para representar o comportamento do solo não saturado em função da retenção de água e da condutividade hidráulica foram Fredlund e Xing (1994) e Fredlund *et al.* (1994), respectivamente.

O modelo de Fredlund e Xing (1994) é frequentemente o modelo mais usado quando se quer representar o processo de infiltração a partir de um modelo de embasamento físico (MONTRASIO; VALENTINO, 2008; RAHARDJO *et al.*, 2010; RAHIMI *et al.*, 2010; WU *et al.*, 2015; MARIN; VELÁSQUEZ, 2020). Além disso, a equação de Fredlund e Xing (1994) já comprovadamente ajustou-se a dados experimentais de curvas características para muitos tipos de solos e em todas as faixas de sucção (BENSON *et al.* 1997; LEONG; RAHARDJO, 1997). A escolha do modelo de Fredlund *et al.* (1994) considera que este usa os mesmos parâmetros utilizados no modelo de curva característica adotado o que contribuiu para minimizar

e otimizar a quantidade de análises no estudo paramétrico. A equação que representa o comportamento do solo não saturado em função da retenção de água (FREDLUND; XING, 1994) é a Equação 6 anteriormente apresentada.

E, assim, além da sucção do solo (ψ) e do teor de umidade volumétrico (θ ; θ_s para saturado), quatro variáveis de forma são necessárias para a correta modelagem: a_f , n_f , m_f e h_r . Cada uma é responsável por uma forma diferente o que também afeta o valor de entrada de ar (VEA) da curva. O valor de entrada de ar indica o valor máximo de sucção no qual o solo ainda se encontra saturado. Os quatro parâmetros são melhor detalhados abaixo:

- a_f é um parâmetro diretamente relacionado ao valor de entrada de ar do solo;
- n_f é o parâmetro relacionado a taxa de extração de água do solo uma vez que o VEA tenha sido atingido;
- m_f está relacionado ao teor de umidade residual e
- h_r é o valor da sucção no teor de umidade residual.

Enfrentou-se aqui grandes desafios para a construção de uma metodologia que permitisse incorporar as diferenças entre os solos. Por exemplo, considerando-se um único aspecto dos solos, como é o caso da curva característica, foi anteriormente discutido que os solos podem apresentar qualquer um de ao menos três modelos de curva, unimodal, bimodal e trimodal. Dentro de cada modelo, os valores de entrada ainda teriam que variar em função do tipo de solo. Considerando-se que os parâmetros foram variados um a um, a ideia de abordar ao menos três opções de formato de curva características tornaria a quantidade de simulações e as incertezas associadas muito maiores. O modelo de Fredlund e Xing (1994) representa curvas características unimodais. Desta forma, optou-se por adotar análises para curvas características deste tipo. Buscou-se definir três curvas que representassem diferentes materiais. Num extremo, material fino e, no outro, material mais permeável.

Vale a ressalva de que, conforme já discutido, materiais argilosos costumam apresentar valores de " n_f " menores do que os arenosos, de forma que curvas características mais íngremes produzem uma frente de molhagem abrupta.

Justamente para conseguir capturar essa frente de molhagem nos casos em que se fizesse necessário é que foi refinada a MEF ao longo de toda a linha superficial da encosta, onde a condição de contorno de fluxo foi inserida. As curvas características íngremes (materiais mais arenosos) apresentam capilaridades menores, da ordem de um a 50 centímetros e, assim, valores de sucção na superfície inferiores àqueles apresentados pelos solos mais finos. Isso influencia diretamente na estabilidade da encosta.

3.2.5.2 Função permeabilidade

Neste estudo optou-se por ajustar a função permeabilidade pela equação sugerida por Fredlund *et al.* (1994). A equação representa a condutividade hidráulica como uma função da sucção e foi anteriormente apresentada como Equação 7.

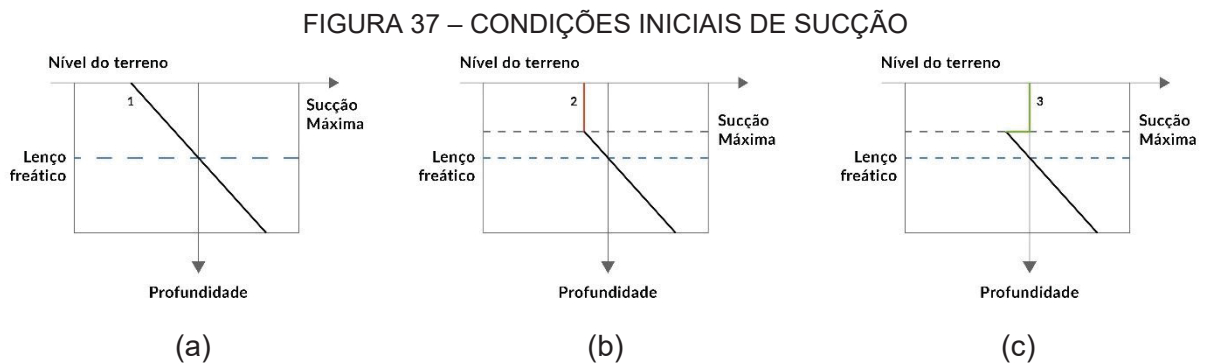
3.2.5.3 Condição Inicial de poropressão

Além dos parâmetros hidráulicos, da geometria da encosta e das propriedades mecânicas do solo, o perfil inicial de poropressões também contribui para o comportamento de uma encosta durante um episódio de chuva. Dependendo do histórico de precipitações, a parte não saturada da encosta pode apresentar valores maiores ou menores de sucção. Após um longo período de estiagem, a região acima do nível do lençol freático pode apresentar seus poros preenchidos por água decorrente do efeito de capilaridade, o que pode significar valores de sucção de até 60 ou 70kPa, a depender da profundidade do lençol freático e do tipo de solo. Nestes casos, uma chuva mais intensa ou longa seria necessária para diminuir os valores de sucção até que ocorresse a ruptura do talude. Por outro lado, durante as estações chuvosas, os valores de sucção na região acima do lençol freático já são baixos. O que significa que uma pequena infiltração de água em função de uma precipitação pode ser suficiente para provocar um deslizamento de terra.

A condição inicial de poropressão (sucção) é, portanto, um reflexo da chuva pretérita. Tatizana *et al.* (1987) já afirmavam que a susceptibilidade de

escorregamentos é função do estado prévio de saturação do solo, como já haviam concluído outros autores, representado pela acumulada de chuva e pela ação de chuvas de curta duração, que atuam como detonante do processo de instabilização.

Dentro do programa SVFlux é possível especificar como as forças de sucção irão se comportar nas regiões não saturadas. Três diferentes situações são possíveis. A primeira considera que não há um valor máximo de sucção que possa ser aplicado ao modelo, de forma que a capilaridade é considerada até a superfície, e altos valores de sucção são alcançados neste ponto. A segunda opção permite a aplicação de um ponto de corte a partir do qual as sucções não podem aumentar e permanecem constantes. Na terceira, a sucção aplicada ao modelo atinge um valor máximo especificado a partir do qual cai para zero. As três possibilidades estão ilustradas na FIGURA 37.



NOTA: (a) sem limite máximo, (b) constante acima do máximo, (c) zero acima do máximo
 FONTE: Adaptado de THE SOILVISION SYSTEMS LTD. TEAM (2018)

Baseado em dados reais de instrumentação, os perfis iniciais de sucção foram modelados de forma a alcançarem um determinado valor máximo, pré-determinado, a partir do qual retornariam para sucção nula (FIGURA 37c) (SMETHURST *et al.*, 2012; GONZÁLEZ *et al.*, 2017).

Uma vez que a maioria dos parâmetros apresentados são independentes um do outro, conclui-se que variando qualquer um deles, uma nova condição de estabilidade é gerada. Sendo assim, a meta foi determinar qual ou quais destes parâmetros é capaz de afetar mais significativamente a condição de estabilidade de um talude e, conseqüentemente, seu fator de segurança. Em seguida, quantificar

esta influência. Após a finalização deste estudo, será possível definir a forma que estas alterações afetam a posição de limiares pluviométricos, porém, isto não está incluído no escopo desta pesquisa.

3.2.5.4 Precipitação

As equações diferenciais parciais que governam a conservação da umidade e do calor numa massa de solo requerem condições de contorno associadas com condições de forças atmosféricas. O fluxo de umidade entre solo e atmosfera é uma função não apenas da precipitação, mas também da evaporação, do escoamento superficial (*runoff*) e de eventuais poropressões na superfície.

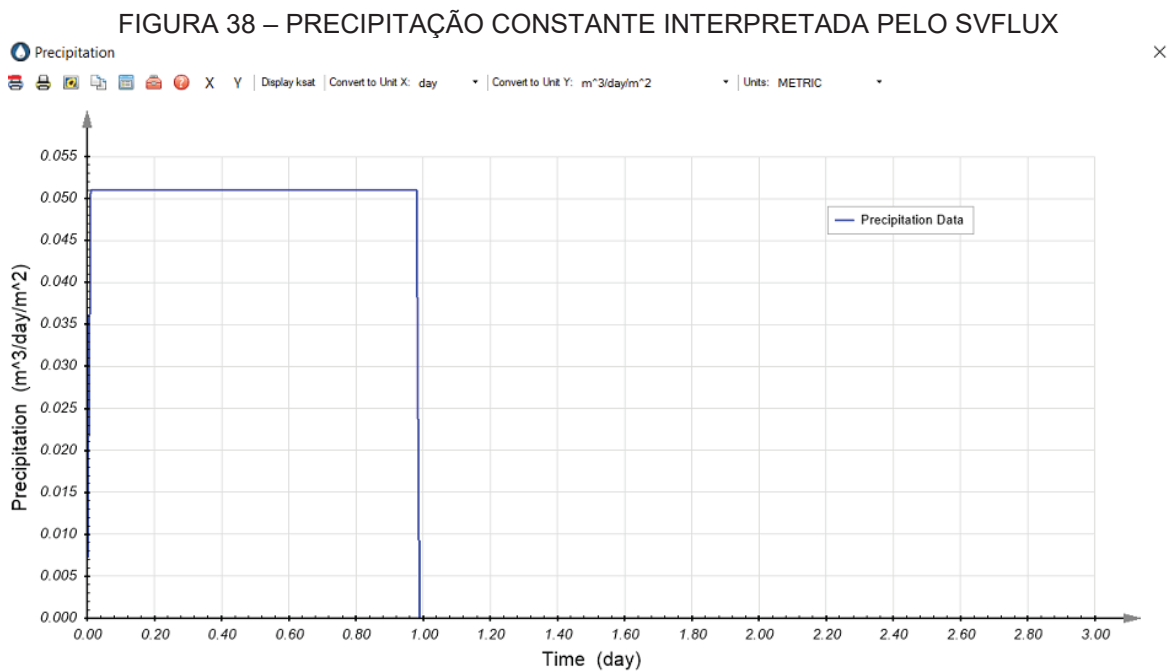
Desta forma, poder-se-ia assumir que este fluxo de umidade, seria igual à quantidade precipitada menos a quantidade evaporada, menos a quantidade perdida por *runoff*. Ainda, a quantidade precipitada deve considerar a inclinação do talude, uma vez que se considerará que o terreno recebe a precipitação na vertical.

O *software* SVFlux considera o *runoff* sem computá-lo graficamente, ou seja, para o estágio final de uma análise transiente é possível saber quanto choveu e quanto infiltrou, observando os contornos de resultado de poropressão. A parcela de *runoff* será a precipitação menos a quantidade infiltrada, e pode ser determinada de forma analítica.

Os modelos foram submetidos a uma precipitação e um perfil de infiltração foi atingido em cada caso. Uma correção da parcela do *runoff* foi aplicada de forma que quando a quantidade de água fornecida pela condição de contorno que representa a precipitação excedesse a quantidade de água que o solo fisicamente era capaz de receber, o excesso era todo contabilizado como escoamento superficial. Isso ocorre quando o volume precipitado alcança o valor da condutividade hidráulica saturada. Em nenhuma das análises a parcela de *runoff* foi determinada, mas as respostas das análises de estabilidade puderam nortear sua magnitude, como será visto mais adiante.

A precipitação imposta foi constante ao longo de um determinado tempo. Embora se saiba que em cenários mais realísticos os acumulados de água são

consequência de uma distribuição não constante de chuva, para a viabilidade das análises a opção de chuva constante foi adotada. A intensidade utilizada foi de 6,156mm/h em dois dias, totalizando 295,5mm em 48h. A intensidade da precipitação foi escolhida para ser intensa, mas não superior ao coeficiente de permeabilidade saturada em qualquer análise. A FIGURA 38 representa a forma como o SVFlux interpreta uma entrada de chuva de 50 mm/dia, de forma igualmente distribuída.



FONTE: A AUTORA (2019).

Algumas análises com a distribuição não constante foram realizadas, porém com os mesmos acumulados totais, implicando em nenhuma diferença no resultado final, o que validou a ideia desta hipótese simplificadora.

Guiaram este trabalho episódios pretéritos de grandes deslizamentos de terra desencadeados por chuva. Para fins de referência, nos eventos de escorregamentos ocorridos em 2008 em Santa Catarina, por exemplo, a quantidade precipitada no mês foi de aproximadamente 1000 mm, com alguns períodos menores que chegaram a acumular 500 mm. As chuvas que aconteceram na região

naquele ano representam cenários cujo período de retorno é de 1000 anos (BACK *et al.*, 2012).

Com relação a classificação de intensidade das chuvas, de acordo com o Meteorologia (1999) a intensidade de precipitação é classificada de acordo com a taxa horária de precipitação, conforme segue:

- a) Chuva fraca é considerada aquela cuja taxa é de até 5 milímetros por hora (mm/h);
- b) Chuva moderada é aquela cuja taxa encontra-se entre 5 e 60 mm/h;
- c) Chuva forte é aquela cuja taxa é maior que 60 mm/h.

De acordo com esta classificação, a precipitação adotada de 6,156mm/h representa uma chuva moderada. No entanto, não há uma classificação oficial em termos diários (mm/dia) e dizer que uma chuva foi extrema estaria mais ligado a uma intensidade diária ou a quantidade acumulada. Desta forma, o IPCC *Painel Intergovernamental* sobre Mudanças Climáticas (IPCC) considera uma chuva de 25 mm/dia como sendo uma chuva extrema.

Ainda da literatura, sabe-se que 120 mm de chuva em um dia ou episódio indica um cenário crítico (BRAND, 1989; EYLES, 1979; ADDISON, 1987). Endo (1970) sugere um cenário diário ainda mais crítico de 200 mm/dia para o qual não foram realizadas simulações. No entanto, Nilsen e Turner (1975), Campbell (1975) e Wieczorek *et al.* (1999) sugerem acumuladas superiores a 180 mm, sem necessariamente especificar um tempo para que ocorressem. A partir destas publicações definiu-se o cenário de chuva a ser utilizado.

3.2.6 Modelo com fissuras

O aumento da temperatura média global da superfície até o final do século 21 (2081-2100) em comparação com o período de 1986 a 2005, de acordo com o IPCC, será de 0,3°C a 1,7°C sob o cenário mais otimista (RCP 2,6), 1,1°C a 2,6°C sob o cenário RCP 4,5, 1,4°C a 3,1°C para o RCP 6,0 e de 2,6°C a 4,8°C para o cenário mais pessimista (RCP 8,5). De acordo com o relatório, a região ártica

continuará aquecendo mais rapidamente do que a média global (IPCC, 2014). As informações contidas no relatório estão resumidas na TABELA 5.

TABELA 5 – MUDANÇA PREVISTA NA TEMPERATURA MÉDIA DA SUPERFÍCIE DA TERRA PARA O MEIO E O FINAL DO SÉCULO 21 EM COMPARAÇÃO COM O PERÍODO ENTRE 1986 E 2005

Argila	Cenário	2046-2065		2081-2100	
		Média	Alcance provável	Média	Alcance provável
Mudança global na temperatura média superficial (°C)	RCP 2.6	1,0	0,4 a 1,6	1,0	0,3 a 1,7
	RCP 4.5	1,4	0,9 a 2,0	1,8	1,1 a 2,6
	RCP 6.0	1,3	0,8 a 1,8	2,2	1,4 a 3,1
	RCP 8.5	2,0	1,4 a 2,6	3,7	2,6 a 4,8

FONTE: IPCC (2014)

Para avaliar numericamente a situação da mesma encosta estudada até aqui, porém em condições extremas, alguns outros parâmetros além daqueles já discutidos precisaram ser definidos e inseridos no modelo. Dentre eles destacam-se a profundidade das fissuras de dessecação surgidas após os ciclos de umedecimento e secagem, a curva característica mais adequada para representar a camada de solo fissurada, mais especificamente o valor de entrada de ar (VEA) da curva e o valor da condutividade hidráulica saturada do material fissurado.

Além da adequação destes parâmetros ao modelo com fissuras, para melhor compreender um possível efeito das mudanças climáticas em taludes não saturados sujeitos a deslizamentos, não apenas a condição de precipitação anteriormente estudada foi avaliada, mas outras quatro intensidades ainda mais críticas representando chuvas possíveis de acontecer até o final deste século para os cenários RCP 2,6, RCP 4,5, RCP 6,0 e RCP 8,5.

3.2.6.1 Profundidade das fissuras

O modelo com fissuras foi desenvolvido para representar um talude, com as mesmas características que o apresentado anteriormente, porém que passou por ciclos de umedecimento e secagem e que, portanto, desenvolveu em sua superfície fissuras de dessecação.

De acordo com Lu e Likos (2004), a profundidade de uma fenda de tração, a partir da superfície do solo, sob uma determinada condição de fluxo depende do

valor de entrada de ar do solo, da condição de fluxo, da espessura não saturada do solo e da distribuição dos vazios dentro do solo (LU *et al.* 2010). Estes autores propõem para um cálculo teórico da profundidade de fissuras de dessecação a Equação 23.

$$Z_c = \frac{1 - 2\mu}{\gamma\mu\alpha} \frac{-\ln\left[\left(1 + \frac{q}{k_s}\right)e^{-\alpha\gamma_w(z_0+z)} - \frac{q}{k_s}\right]}{\left\{1 + \left\{-\ln\left[\left(1 + \frac{q}{k_s}\right)e^{-\alpha\gamma_w(z_0+z)} - \frac{q}{k_s}\right]\right\}^n\right\}^{\frac{n-1}{n}}} \quad (23)$$

onde:

q é a descarga vertical (considerada negativa para infiltração, zero para condição hidrostática, e positiva para evaporação);

ks é a condutividade hidráulica saturada do solo;

γ_w é o peso específico da água;

z0 é a distância vertical do nível do lençol freático até a base do talude;

z = distância vertical de um determinado ponto de um talude até a base do talude;

μ é o coeficiente de Poisson do solo e

γ é o peso específico do solo.

Os parâmetros n e α por eles utilizados vêm do modelo de curva característica proposto por Van Genuchten (1980) e apresentado no Capítulo 2 (Equação 5). Tratam-se de parâmetros empíricos. O parâmetro α está relacionado ao valor de entrada de ar. Ele faz com que a curva característica se desloque para a direita ou para a esquerda quanto maior ou menor for o VEA e não afeta a forma da curva. Por sua vez, o parâmetro n controla a inclinação da curva e está relacionado com a distribuição dos grãos. Quanto mais uniforme o solo, maior o valor de n e mais verticalizada a curva característica (VAN GENUCHTEN, 1980). De acordo com Lu e Likos (2004) o parâmetro n encontra-se entre 1,1 e 8,5 para a maioria dos solos naturais. Diferentes valores de n propostos pelos autores podem ser encontrados na TABELA 6.

TABELA 6 – FAIXAS DE VALORES PARA OS PARÂMETROS α E n PARA DIFERENTES SOLOS

Tipo de solo	n (adimensional)
Argila	1,1-2,5
Silte Argiloso	1,1-2,5
Areia Argilosa	1,1-2,5
Argila Siltosa	2,0-4,0
Silte	2,0-4,0
Areia Siltosa	2,0-4,0
Argila Arenosa	4,0-8,5
Silte Arenoso	4,0-8,5
Areia	4,0-8,5

FONTE: Adaptado de LU; LIKOS (2004); LU *et al.* (2010).

A profundidade da fissura depende ainda das seguintes constantes: do coeficiente de Poisson do solo (μ), do peso específico do solo, e do peso específico da água. Valores típicos do coeficiente de Poisson encontram-se entre 0,2 e 0,4 para a maioria dos solos, chegando a até 0,5 para solos finos saturados.

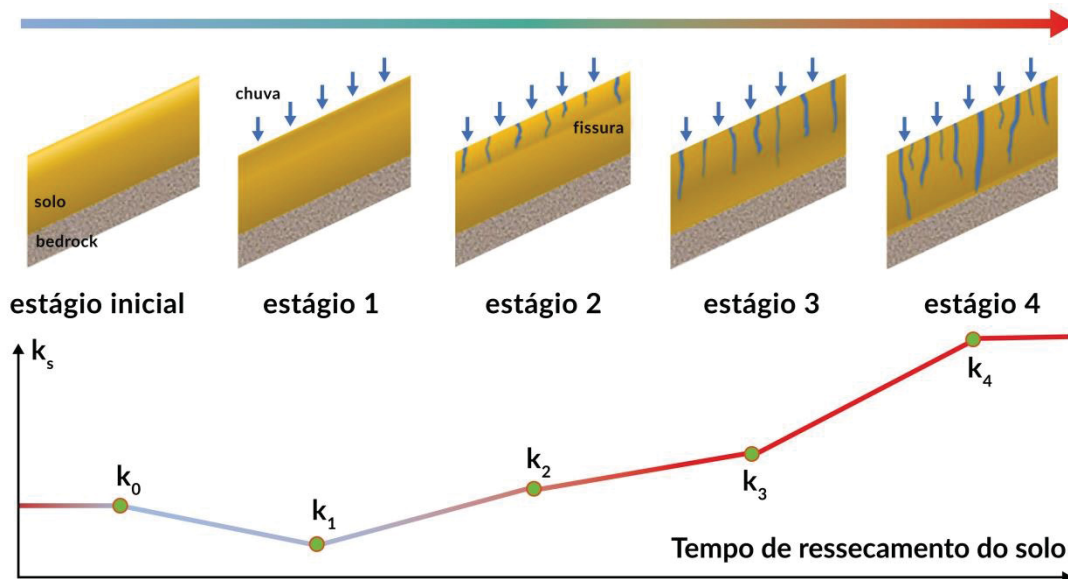
Neste modelo foi considerado que a camada superficial fissurada desenvolveu fissuras de profundidade Z_c dada por Lu e Likos (2004). Como cada um dos modelos avaliados sem fissuras teve diferentes propriedades mecânicas e hidráulicas, na teoria seria possível calcular a profundidade máxima de fissuramento que cada um deles poderia atingir. No entanto, inicialmente optou-se por melhor compreender a sensibilidade da equação de Lu e Likos (2004) (Equação 23) a cada uma das variáveis (α , n e μ) já que, para o solo estudado nas encostas, não se tinham informações reais sobre os parâmetros de Van Genuchten nem sobre seus coeficientes de Poisson. Assim, a variação de Z_c para diferentes profundidades de solo não saturado foi inicialmente plotada para diferentes valores de α , n e μ considerados aceitáveis para o solo estudado até este momento. O peso específico do solo foi assumido como constante ao longo da profundidade.

Após a análise de sensibilidade da Equação 23 (LU; LIKOS, 2004) com a constatação da possibilidade de variação muito ampla da profundidade de fissuras (da ordem de centímetros a até 3,5m), optou-se por realizar análises de estabilidade de talude para profundidades crescentes e pré-fixadas de fissuramento. Ao talude genérico utilizado no teste de referência (Ref.) das análises sem fissuras foi adicionada uma camada de solo fissurado que variou de 10 cm a 1,5 m, com

incrementos pré-estabelecidos. A espessura total da camada de solo não saturado no topo do talude genérico estudado é de 6m.

De acordo com Zhang et al. (2020) o efeito do intemperismo aumenta a quantidade e a profundidade das fissuras de dessecação num solo, o que afeta a capacidade de infiltração do mesmo. Em diferentes estágios de fissuramento, a evolução da estabilidade de um talude variará durante a infiltração da água da chuva. Para os autores, ao se analisar quantitativamente a estabilidade de taludes rasos sob infiltração de chuva, o processo de evolução das fissuras de dessecação pode ser dividido em cinco estágios. Estes estágios evolutivos são determinados a partir da perspectiva da mudança na capacidade de infiltração do solo, conforme se observa na FIGURA 39.

FIGURA 39 – CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DO SOLO SOB DIFERENTES ESTÁGIOS DE FISSURAMENTO. AS FISSURAS ILUSTRADAS REPRESENTAM FISSURAS DE DESSECAÇÃO



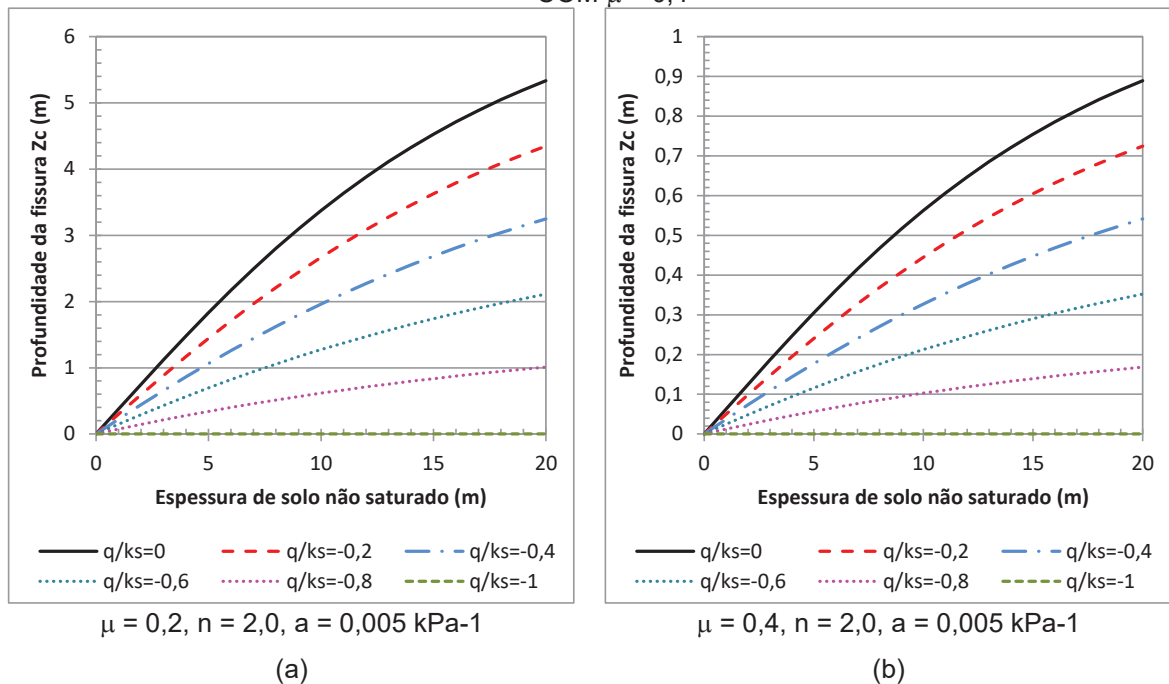
FONTE: Zhang et al. (2020)

A espessura da camada fissurada representa a profundidade atingida pelas fissuras que, conforme explicado, não foi monitorada neste trabalho. Na busca por definir profundidades coerentes, usou-se uma equação teórica proposta por Lu e Likos (2004) (Equação 23). Inicialmente foi realizada uma análise de sensibilidade

desta equação. Sun *et al.* (2019) apresentaram a profundidade prevista teórica de fissuras de tração para diferentes relações entre chuva e permeabilidade do solo de acordo com a Equação 23 (LU; LIKOS 2004). De acordo com a equação, quanto maior a relação entre a chuva e a permeabilidade do solo (q/k_s), ou seja, à medida que esta relação se aproxima de 1, menores são as profundidades esperadas para o surgimento das fissuras. As profundidades encontradas por Sun *et al.* (2019) estão apresentadas na FIGURA 40a.

Para a mesma equação, outra consideração de coeficiente de Poisson do solo foi feita e possíveis profundidades teóricas de fissuras foram determinadas, conforme apresentado na FIGURA 40b.

FIGURA 40 - PROFUNDIDADE PREVISTA DE FISSURAS DE TRAÇÃO SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE FLUXO CONSTANTE. (A) SOLO ARGILOSO (SUN ET AL. 2019); (B) SOLO FINO COM $\mu = 0,4$



NOTA: q refere-se à intensidade precipitada; k_s refere-se à permeabilidade do solo.

FONTE: A autora (2021)

Vê-se assim que a magnitude da profundidade da fissura pode variar significativamente a depender dos parâmetros do solo que, muitas vezes, não são

de conhecimento quando da modelagem computacional geotécnica, tais como o coeficiente de Poisson. Nos exemplos acima (FIGURA 40), para o solo estudado por Sun *et al.* (2019) (FIGURA 40a), considerando o caso em que não há chuva ($q/k_s = 0$) e uma espessura de solo não saturado de 6 m, uma fissura de 2,2 m de comprimento seria esperada. Já para o solo cujo coeficiente de Poisson fosse duas vezes maior, considerando a mesma relação entre chuva e permeabilidade e a mesma espessura de solo não saturado, esperar-se-iam fissuras da ordem de 0,36m. Isso equivale a profundidade fissurada aproximadamente 84% menor do que para o solo observado por Sun *et al.* (2019).

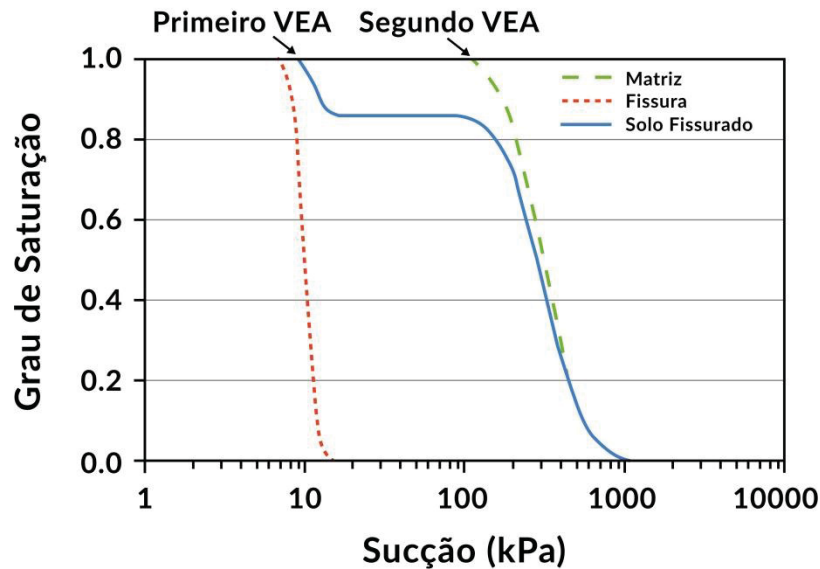
3.2.6.2 Curva Característica

A região fissurada do solo submetido a ciclos de umedecimento e secagem é uma parte da região não saturada do solo. Assim, o conhecimento da curva característica do solo fissurado é necessário ao realizar análises de infiltração.

Alguns autores já estudaram o formato da curva característica para solos fissurados. (FREDLUND *et al.* 2010; LI *et al.* 2011; ABBASZADEH *et al.* 2015). Todos afirmam que na condição fissurada o solo apresenta uma curva característica de forma bi-modal, ou seja, com dois valores distintos de entrada de ar. O VEA menor corresponde à parte fissurada do solo e o maior à matriz do solo.

De acordo com Fredlund *et al.* (2010), este formato surge devido ao comportamento independente das fissuras e da matriz de solo. As pesquisas mostram que o solo trincado é visto como uma sobreposição de uma rede de fissuras sobre uma matriz de solo. Li *et al.* (2011) utilizam as distribuições do tamanho dos poros dos dois sistemas (fissuras/matriz) para estimar a curva de retenção e a função permeabilidade. As funções estimadas para os dois sistemas são então combinadas para determinar as funções correspondentes ao solo fissurado. A FIGURA 41 ilustra esta condição.

FIGURA 41 – CURVA CARACTERÍSTICA BIMODAL TÍPICA PARA SOLO FISSURADO



FONTE: Adaptado de ABBASZADEH *et al.* (2015)

Embora então os autores defendam um formato bi-modal de curva característica, há também um consenso de que esta alteração, em relação a curva da matriz do solo, não é substancial, uma vez que só atinge a parte da curva associada a baixos valores de sucção. Mais detalhes sobre como a influencia da curva característica na estabilidade foi avaliada estão descritos no item 5.2.2.

3.2.6.3 Função Permeabilidade

A partir de um estudo de campo que acompanhou o desenvolvimento de trincas em solos, Li *et al.* (2011) concluíram que, ao contrário da curva característica, o coeficiente de permeabilidade dos solos com presença de fissuras de dessecação é significativamente afetado pela presença das rachaduras. A função permeabilidade também seria no formato bi-modal. Para os autores, a permeabilidade em baixas sucções é dominada pela rede de fissuras, mas a permeabilidade em altas sucções é controlada pela matriz do solo. Apenas quando as fissuras se fecham completamente sob condições saturadas, a permeabilidade saturada é dominada pela matriz do solo.

Conforme apresentado na FIGURA 39, o efeito do intemperismo afeta a capacidade de infiltração de um solo. Zhang *et al.* (2020) sugerem estágios

evolutivos determinados pela mudança na capacidade de infiltração do solo. O estágio inicial é referido como o estado de formação inicial da encosta, sem fissuras, onde a capacidade média de infiltração do solo seria k_0 . O estágio 1 indica que o solo foi gradualmente compactado antes da ocorrência de rachaduras (LIKOS *et al.* 2014). A capacidade de infiltração do solo neste estágio seria k_1 . O estágio 1 é um estágio transiente com uma duração relativamente curta. O estágio 2, o estágio 3, e o estágio 4 indicam os processos de geração de fissuras, propagação das trincas e desenvolvimento adicional de novas fissuras até um estado estável, respectivamente. As capacidades de infiltração nestes estágios seriam k_2 , k_3 , e k_4 , também respectivamente.

Para os autores, os valores de k_1 , k_2 , k_3 e k_4 seriam proporcionais ao valor de k_0 , que representa a capacidade média de infiltração do solo sem fissuras (solo intacto). Eles sugerem uma relação de 0,8; 5; 10 e 100 vezes k_0 para as taxas de infiltração saturadas k_1 , k_2 , k_3 e k_4 respectivamente. Os taludes em seu estado natural estariam sempre em algum lugar neste processo evolutivo.

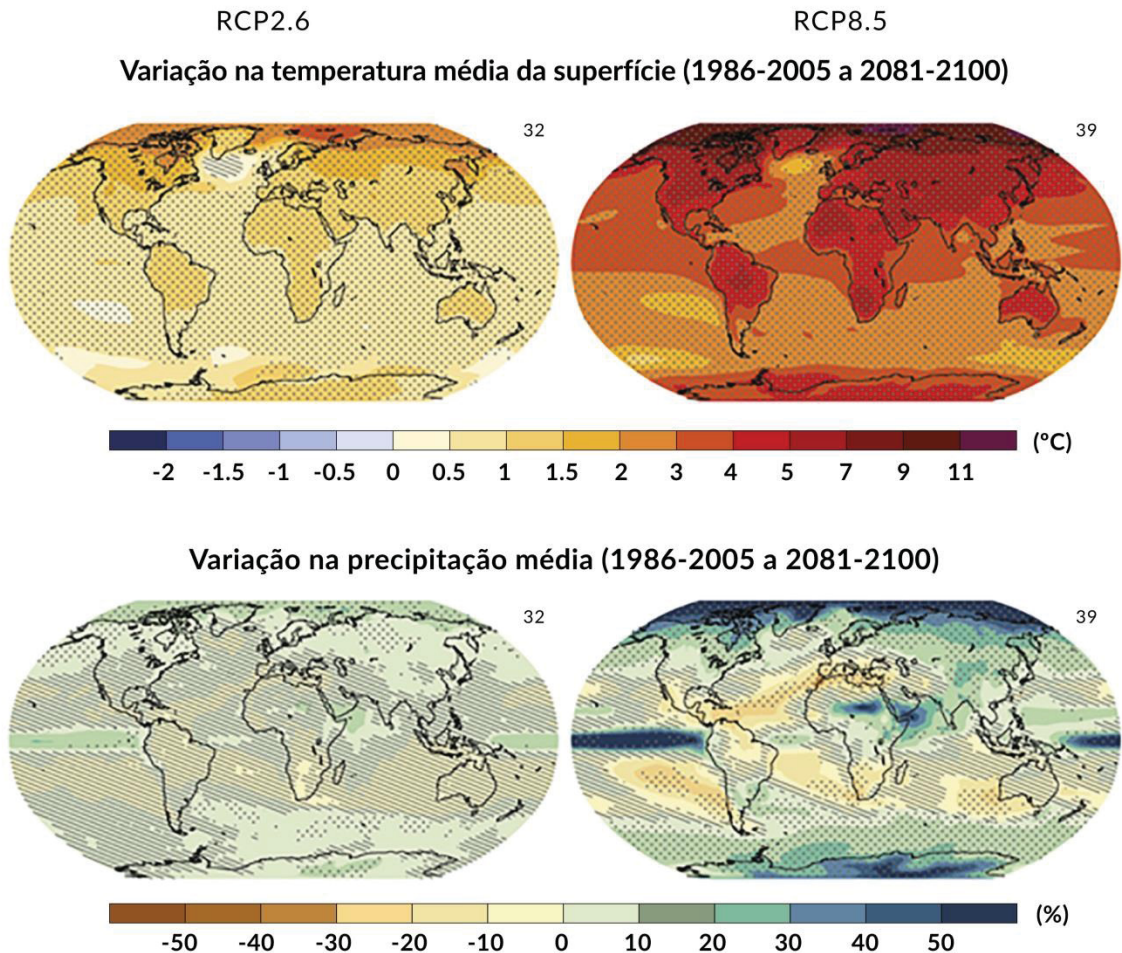
Novak *et al.* (2000) demonstraram a importância das rachaduras no solo para determinar as taxas de infiltração. Os autores concluíram que a capacidade de infiltração do solo sem fissuras é menos da metade (34%) da capacidade de infiltração do solo com fissuras. Mitchell e van Genuchten (1993) já haviam concluído algo parecido com um estudo em um lisímetro. Para eles, a capacidade de infiltração do solo sem fissuras foi de aproximadamente 35% daquela obtida para o solo fissurado. Ambos os trabalhos então sugerem que a taxa de infiltração do solo com fissuras é aproximadamente três vezes aquela determinada para o solo sem fissuras.

3.2.6.4 Precipitação

De acordo com o IPCC (2014) as mudanças esperadas na precipitação ao redor do mundo, que está passando por um aquecimento, não serão uniformes. Sob o cenário RCP 8,5, as altas latitudes e o Pacífico equatorial experimentarão um aumento da precipitação média anual ainda até o final deste século. Muitas regiões

úmidas de latitude média também vivenciarão aumento da precipitação média sob o cenário RCP 8,5. Ao contrário, em muitas regiões secas de latitude média e subtropicais, a precipitação média diminuirá. Ainda de acordo com o relatório, eventos extremos de precipitação sobre regiões de latitude média e sobre regiões tropicais úmidas, muito provavelmente se tornarão mais intensos e mais frequentes à medida que a temperatura média global da superfície aumentar. A FIGURA 42 ilustra as mudanças esperadas no cenário mundial.

FIGURA 42 – MÉDIA DAS PROJEÇÕES DOS MODELOS DE PREVISÃO DISPONÍVEIS PARA O PERÍODO 2081-2100 SOB OS CENÁRIOS RCP 2,6 (ESQUERDA) E RCP 8,5 (DIREITA) PARA A MUDANÇA NA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL DA SUPERFÍCIE (ACIMA) E PARA A MUDANÇA NA PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL (ABAIXO)



FONTE: IPCC (2014)

As mudanças apresentadas na FIGURA 42 são mostradas em relação ao período de 1986 a 2005. O número de modelos usados para calcular a média está indicado no canto superior direito. As áreas hachuradas com “pontos” indicam regiões onde a mudança projetada é maior que dois desvios padrão de variabilidade interna calculada para uma média de 20 anos e onde 90% dos modelos concordam com o sinal de mudança. Já as regiões hachuradas com linhas diagonais mostram áreas onde a mudança projetada é inferior a um desvio padrão da variabilidade interna numa média de 20 anos.

Diante disso, cenários representativos das condições de precipitação mais adversar previstos para acontecer até o final deste século, foram criados e utilizados nas simulações de estabilidade em condições extremas (taludes com superfície fissurada).

O valor de precipitação horária utilizado nas simulações que não considerou condições extremas foi determinado a partir de registros já observados no Brasil e em outras regiões de clima tropical. No entanto, é objeto deste trabalho discutir a influência das mudanças climáticas na estabilidade das encostas. Os efeitos das mudanças climáticas avaliados neste estudo são a fissuração das encostas, que deverá acontecer de forma cada vez mais acentuada como consequência de períodos de seca prolongados, e também a ocorrência de chuvas ainda não vistas, mas previstas nos relatórios do IPCC.

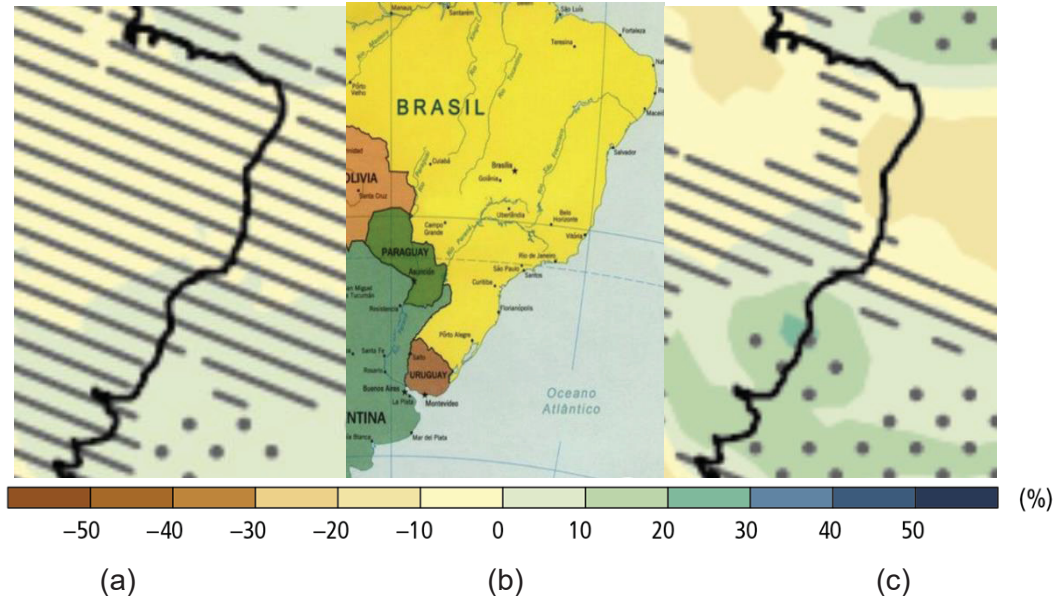
Assim, este trabalho avaliou a influência sobre os taludes fissurados não apenas da mesma chuva incidente no modelo sem fissuras, para efeito de comparação, mas também de intensidades maiores correspondentes às intensidades previstas para 2081-2100 no relatório AR5 (IPCC, 2014) para os cenários de mudanças climáticas RCP 2,6; RCP 4,5; RCP 6,0 e RCP 8,5.

As intensidades de chuvas adotadas nas análises foram determinadas a partir do conhecimento destas previsões juntamente com o conhecimento de chuvas de grande intensidade já registradas no Brasil nos últimos anos.

As previsões nos níveis de precipitação na região da Serra do Mar no Brasil apontam para um possível aumento de 30% na média anual para o cenário mais

crítico (RCP 8,5) e um aumento de 10% na média anual para o cenário mais otimista (RCP 2,6). Isto pode ser observado no detalhe da FIGURA 43.

FIGURA 43 – MUDANÇAS ESPERADAS NOS NÍVEIS DE PRECIPITAÇÃO NA REGIÃO DA SERRA DO MAR NO BRASIL. (A) CENÁRIO OTIMISTA RCP 2,6 (C) CENÁRIO PESSIMISTA RCP 8,5. (B) MAPA DO BRASIL PARA REFERÊNCIA



FONTE: Adaptado de IPCC (2014)

Dados do INMET apontam que o maior acumulado diário de chuva já registrado no Brasil foi de 407,6 mm, em Maceió, no dia 28 de abril de 1979 (SALDANHA *et al.*, 2012).

Desta forma, além do cenário de chuva avaliado anteriormente, que equivale àquele utilizado nas análises do talude não fissurado, outros quatro cenários previstos no AR5 (IPCC) foram também estudados. Os cenários estão apresentados na TABELA 7. As propriedades das análises realizadas foram apresentadas na TABELA 10. A TABELA 7 apresenta também as relações existentes entre as condutividades hidráulicas adotadas e as intensidades das chuvas consideradas.

TABELA 7 – INTENSIDADES DE CHUVA ADOTADAS NAS ANÁLISES QUE REPRESENTAM A ENCOSTA EM CONDIÇÕES EXTREMAS

Cenário	Intensidade (mm/h)	Acumulado em 24h (mm)	Acumulado em 48h (mm)	ksc/q	ks/q
Cenário atual (Teste de referência)	6,156	147,7	295,5	1,0	0,10

RCP 2,6	6,8	163,2	326,4	0,9	0,09
RCP 4,5	7,4	177,6	355,2	0,8	0,08
RCP 6,0	8,0	192,0	384,0	0,5	0,05
RCP 8,5	12,0	288,0	576,0	0,3	0,03

NOTA: *ksc refere-se a condutividade hidráulica saturada da camada de solo considerada fissurada.

“c” refere-se a *cracked* - fissurado

q refere-se a intensidade de chuva adotada nas análises.

FONTE: A autora (2020)

3.2.7 Análises realizadas

3.2.7.1 Modelo sem fissuras

Cada parâmetro adotado nas análises teve um valor de referência definido a partir de literatura disponível. A TABELA 8 mostra os valores de referência dos parâmetros mecânicos e hidráulicos e a literatura de origem dos dados.

TABELA 8 – PARÂMETROS DE REFERÊNCIA COM CORRESPONDENTE LITERATURA

Parâmetro	Valor de Referência	Fonte
Inclinação do talude (graus)	40	Cheng <i>et al.</i> (2007) Rahardjo <i>et al.</i> (2007)
Sucção máxima na zona não saturada - ZAM ^a (kPa)	40	Smethurst <i>et al.</i> (2011, 2012)
θ_{sat}	0.36	Pretto <i>et al.</i> (2013) ^b
Parâmetros de ajuste de Fredlund e Xing	a_f (kPa)	Pretto <i>et al.</i> (2013) ^b
	n_f	Pretto <i>et al.</i> (2013) ^b
	m_f	Pretto <i>et al.</i> (2013) ^b
	h_r (kPa)	Pretto <i>et al.</i> (2013) ^b
k_{sat} (m/s)	1.71×10^{-7}	González <i>et al.</i> (2017)
c' (kPa)	2	González <i>et al.</i> (2017)
ϕ' (graus)	34	González <i>et al.</i> (2017)
ϕ_b ($\phi/2$)	17	Zhang <i>et al.</i> (2013)
γ peso específico natural (kN/m ³)	16.20	González <i>et al.</i> (2017)

^aRefere-se a *Zero Above Maximum*; os valores são os máximos permitidos.

^bDados de campo foram ajustados ao modelo de Fredlund e Xing a fim de estimarem-se os parâmetros de ajuste da curva

FONTE: A autora (2020)

Inicialmente um ensaio (teste de referência – Ref.) com os valores apresentados na TABELA 8 foi realizado para servir de referência para o estudo

paramétrico. Em seguida, uma série de 24 testes foi realizada com valores superiores e inferiores de cada parâmetro, sendo um com o valor máximo e outro com o valor mínimo.

Outros dois valores condizentes com a realidade, um maior e outro menor do que o valor de referência foram testados de forma a se obter no mínimo uma condição de estabilidade e uma de instabilidade modeladas. Os valores máximos e mínimos foram definidos com base em bibliografia específica (e.g. FREDLUND; RAHARDJO, 1993) e em dados de medidas de campo e laboratórios, reais, efetuadas em alguns projetos atualmente em andamento no PPGECC (e.g. PROJ_4_RELAT_VI_LITORAL_SUL-ANTT_JUL-14_Rev2). A TABELA 9 apresenta a matriz de análises paramétricas.

TABELA 9 – MATRIZ DE ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MODELO SEM FISSURAS

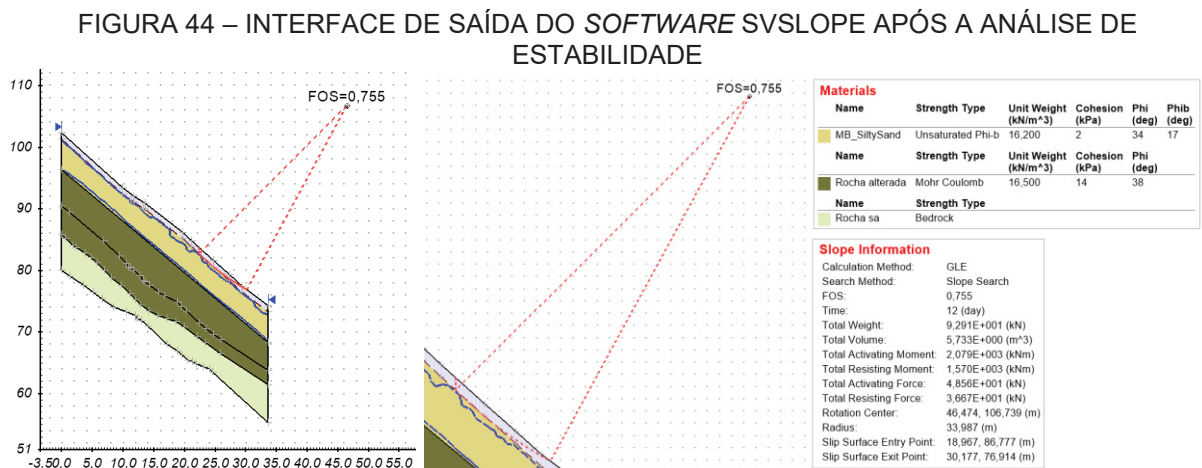
Teste	Inclinação ($^{\circ}$)	Máxima sucção permitida (kPa)	Curva Característica (parâmetros de ajuste de Fredlund e Xing)						k_{sat} (m/s)	c' (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	ϕ_b ($^{\circ}$)	γ (kN/m ³)
			θ_{sat}	a_f	n_f	m_f	h_r						
Teste de referência (Ref.)	40	ZAM*	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_01	30	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_02	50	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_03	40	ZAM	30	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_04	40	ZAM	50	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_05	40	ZAM	40	0.25	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_06	40	ZAM	40	0.45	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_07	40	ZAM	40	0.36	100	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_08	40	ZAM	40	0.36	1000	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_09	40	ZAM	40	0.36	20	0.20	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_10	40	ZAM	40	0.36	20	4.00	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_11	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	0.5	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_12	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	4.0	10000	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_13	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	1	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_14	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	1E6	1.71E-7	2	34	17	16.2
S_15	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-6	2	34	17	16.2
S_16	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-8	2	34	17	16.2
S_17	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	1	34	17	16.2
S_18	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	10	34	17	16.2
S_19	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	30	17	16.2
S_20	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	36	17	16.2
S_21	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	0	16.2
S_22	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	18	16.2
S_23	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	15
S_24	40	ZAM	40	0.36	20	0.40	1.5	10000	1.71E-7	2	34	17	24

NOTA: *ZAM Refere-se a *Zero Above Maximum*; os valores são os máximos permitidos.

FONTE: A autora (2020)

Em resumo, cada modelo simulado foi a combinação de um modelo de infiltração de água numa massa de solo com um modelo de estabilidade de taludes. Os modelos constitutivos utilizados nas análises foram Fredlund e Xing (1994) e Fredlund *et al.* (1978) com ruptura circular pelo método GLE. Os modelos consideraram a influência da variação dos diversos parâmetros de entrada sobre o fator de segurança resultante.

Após todas as considerações feitas em cada uma das análises o modelo foi finalmente rodado e forneceu o fator de segurança associado a um determinado cenário de análise. A FIGURA 44 ilustra uma resposta final de análise de estabilidade depois de cumpridas todas as etapas da modelagem.



FONTE: A Autora (2019).

3.2.7.2 Modelo com fissuras

Nas simulações que consideraram o talude fissurado, neste trabalho também referido como talude em condições extremas, foram realizadas 136 análises ao todo. Para o cenário de chuva já conhecido, utilizado nas análises sem fissuras, cinco profundidades diferentes de fissuras foram testadas e a estabilidade em cinco tempos diferentes foi avaliada.

Para os outros quatro cenários de chuva previstos, as cinco profundidades de fissura também foram avaliadas, porém apenas para o tempo de 48h. A matriz de experimentos encontra-se na TABELA 10.

TABELA 10 – MATRIZ DE ANÁLISES DO MODELO EM CONDIÇÕES EXTREMAS

Análise/ Cenário		Z _c = 10	Z _c = 30	Z _c = 50	Z _c = 100	Z _c = 150	Z _c = 250	Z _c = 350	Z _c = 500
Influência da profundidade de das fissuras	tf=ti=0	acumulada = 0mm							
	tf=t ₁₂	acumulada = 74mm							
	tf=t ₂₄	acumulada = 148mm							
	tf=t ₃₆	acumulada = 222mm							
Influência da Curva Característica	VEA=0,86								
	VEA=10								
	VEA=100								
	VEA=1000								
Influência da Função de Permeabilidade	ksc/q=1,2								
	ksc/q=0,8								
	ks/q=0,04								
	ks/q=0,4								
	ks/q=0,5								
Influência da Precipitação	RCP 2,6	I=6,8mm/h							
	RCP 4,5	I=7,4mm/h							
	RCP 6,0	I=8,0mm/h							
	RCP 8,5	I=12,0mm/h							

NOTA: Z_c refere-se a profundidade fissurada considerada em cada análise; I é a intensidade horária de chuva considerada; “acumulada” é a chuva total acumulada que corresponde ao tempo final (tf) considerado.

Nota 2: O Teste de referência (Ref.) tem as seguintes características: tf=t₄₈; acumulada = 295,49mm; VEA = 0,86; ksc/q = ks/q = 0,1; I=6,156mm/h

FONTE: A autora (2020)

3.2.8 Análise de sensibilidade

As análises de sensibilidade mostram como uma solução muda quando os fatores de entrada são alterados. Se a escolha de um valor resulta em uma mudança relativamente grande no resultado, então diz-se que o resultado depende desse fator. Análises de sensibilidade já foram aplicadas em vários estudos (ARHONDITSIS; BRETT, 2005; LEE; TALIB, 2005; OH *et al.*, 2011). A análise de sensibilidade quantifica a incerteza de cada fator e, portanto, através dela os fatores

que têm maior impacto nas análises de estabilidade realizadas podem ser identificados.

A influência de cada parâmetro sobre a estabilidade da encosta foi quantificada. Seguindo a metodologia utilizadas por Hammond *et al.* (1992), a sensibilidade do modelo em relação a cada parâmetro foi testada individualmente. Para cada parâmetro, os valores médio, mínimo e máximo foram definidos com base em literatura disponível. A variação percentual do Fator de segurança ($\Delta F.S.$) foi comparada com a variação percentual do parâmetro ($\Delta \text{parâmetro}$). Foi encontrada uma relação e, quanto maior o valor encontrado, maior sensibilidade ao parâmetro foi atribuída a estabilidade da encosta. O $F.S._i$ resultante para cada parâmetro i estudado no intervalo proposto está relacionado com o respectivo $F.S._{central}$, calculado para o valor médio:

$$\Delta F.S. = \frac{F.S._i - F.S._{central}}{F.S._{central}} \quad (24)$$

Outros pesquisadores (Borja e White 2010) já apresentaram o impacto dos parâmetros do solo sobre a deformação e a estabilidade de uma encosta e seus mecanismos de ruptura. No entanto, a variação não foi quantificada. Embora a variação relativa ($\Delta F.S.$) reflita a sensibilidade do modelo a cada parâmetro, as interações entre parâmetros não foram consideradas neste trabalho.

Depois disso, foi possível escolher os parâmetros nos quais qualquer mudança afetará drasticamente a estabilidade da encosta.

4 MODELO FÍSICO PARA MEDIDA DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS DE DESSECAÇÃO

Cinco amostras de solos foram inicialmente coletadas, preparadas e caracterizadas em laboratório. Além da caracterização completa dos solos, foram obtidas também as curvas características de cada um. A seguir as amostras foram nomeadas de acordo com o SUCS e com sua localização geográfica. Foram então expostas às condições ambientais em um sítio experimental e diariamente monitoradas com fotos de alta resolução de sua superfície. As imagens foram processadas para a quantificação da área de fissuras em cada dia, quando aplicável. A variação da umidade volumétrica de cada amostra foi medida com o uso de sensores de umidade do tipo EC-5 (METER, 2015).

A evolução do fissuramento foi correlacionada com as variáveis climáticas medidas em uma estação meteorológica próxima ao sítio experimental. Os dados de fissuramento foram também correlacionados com as propriedades físicas de cada solo, com a variação da umidade em cada amostra e com os valores de sucção obtidos a partir das curvas de retenção determinadas em laboratório. Os resultados encontram-se apresentados a seguir.

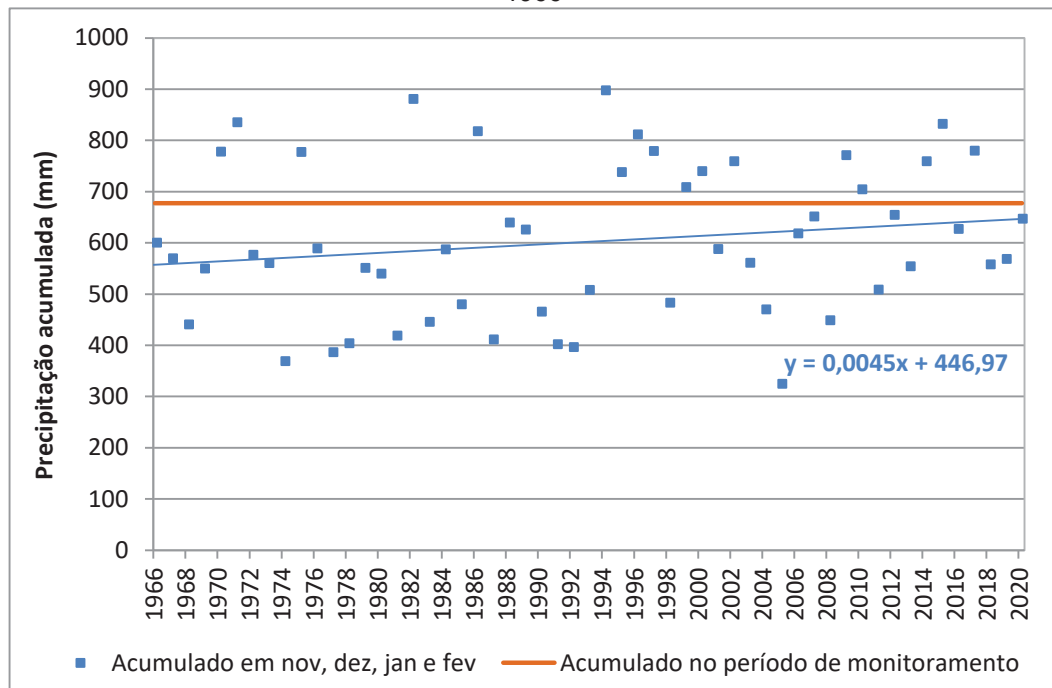
4.1 CICLOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM

Os dados meteorológicos registrados pela estação do INMET foram plotados ao longo do tempo de monitoramento e foram apresentados na FIGURA 32. O período de monitoramento compreendeu os meses de novembro, dezembro, janeiro e fevereiro, abrangendo, portanto, o final da primavera e grande parte do verão no hemisfério sul. O clima na região do sítio experimental pela classificação Kopp é o Cfb, Subtropical Úmido, caracterizado por verões frescos com temperaturas médias inferiores a 22°C entre os meses de setembro e abril. A estação fria começa em maio e se estende até agosto, com geadas severas e frequentes, não ultrapassando a média de 18°C. A região não costuma possuir estações secas. Os dados

meteorológicos serviram nesta pesquisa para identificar os ciclos de umedecimento e secagem aos quais as amostras de solo foram submetidas.

A precipitação total acumulada no período foi de 677,2 mm. Se comparada com o mesmo período em anos anteriores, desde o início do monitoramento em 1966 (FIGURA 45), observa-se que em muitos anos o acumulado registrado para estes meses foi menor. Ou seja, o verão de 2021 foi um verão mais úmido do que a maioria nos últimos 55 anos. Embora a linha de tendência indique um ligeiro aumento, isso reflete que os verões que foram mais úmidos do que o de 2021, tiveram intensidades de chuvas maiores, mas, em quantidade, foram menos verões do que àqueles que se apresentaram mais secos. Há, portanto, uma tendência de chuvas mais intensas com acumulados maiores.

FIGURA 45 - SÉRIE HISTÓRICA DOS ACUMULADOS DE CHUVA REGISTRADOS PARA OS MESES DE NOVEMBRO A FEVEREIRO DESDE O INÍCIO DO MONITORAMENTO EM IRATI, EM 1966

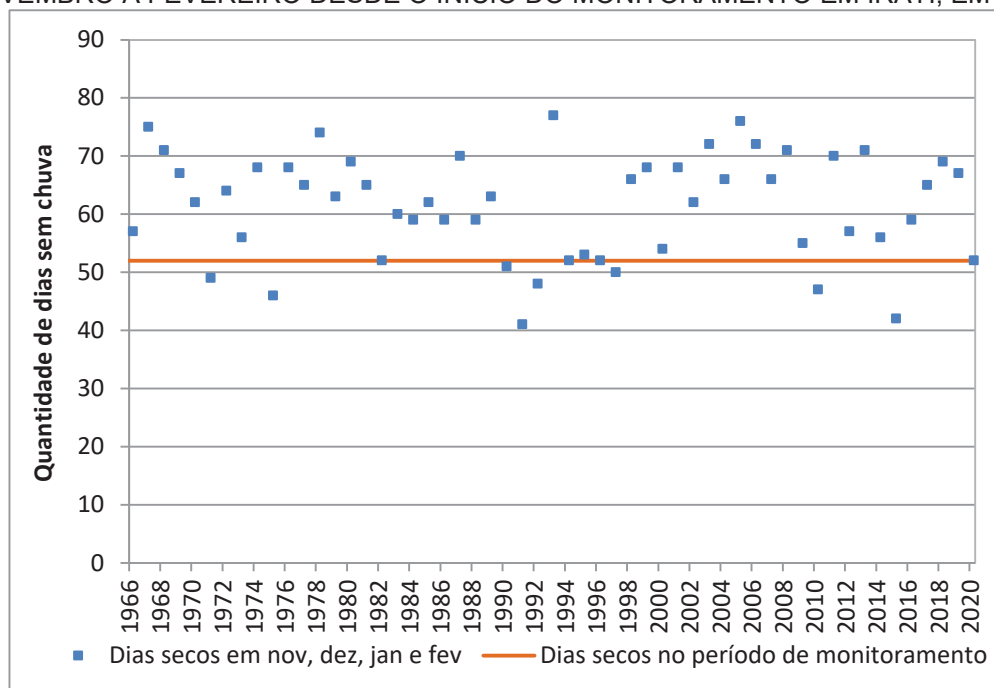


FONTE: INMET (2021)

Além disso, foram registrados 52 dias secos no período de monitoramento, o que representa 42% do total de dias monitorados. Porém, em anos anteriores, a

média de dias secos para o período foi de 61 dias. A FIGURA 46 mostra que dentre os últimos 55 anos o verão de 2021 não foi um verão muito seco.

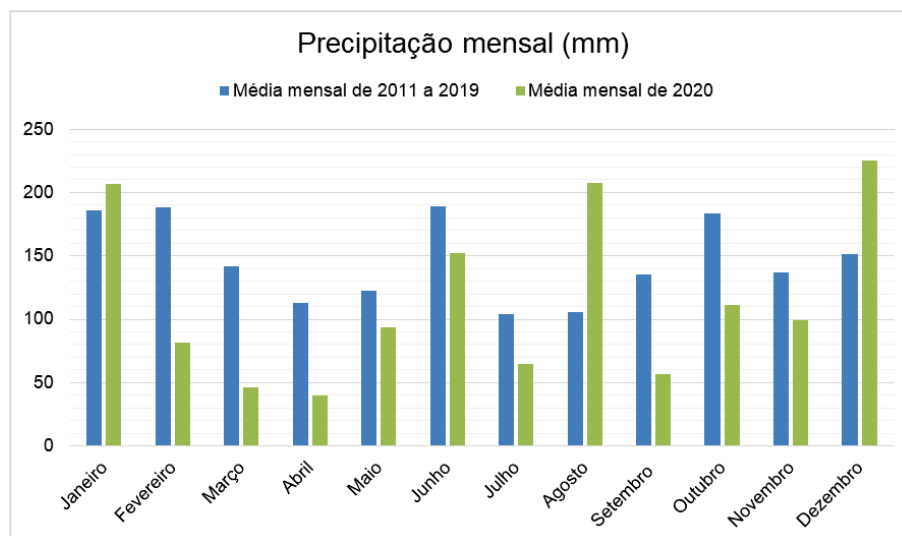
FIGURA 46 - SÉRIE HISTÓRICA DOS DIAS SECOS REGISTRADOS PARA OS MESES DE NOVEMBRO À FEVEREIRO DESDE O INÍCIO DO MONITORAMENTO EM IRATI, EM 1966



FONTE: INMET (2021)

No entanto, toda a região Sul do Brasil passou por uma severa estiagem durante o ano de 2020, o que já vinha sendo observado desde 2011 (CUNHA et al. 2019). Na FIGURA 47 comparam-se a média mensal de chuvas no período entre 2011 e 2019 com a média mensal de 2020.

FIGURA 47 - PRECIPITAÇÃO NOS ÚLTIMOS ANOS EM IRATI



Fonte: Soeki (2021)

Observou-se que durante os 120 dias de monitoramento períodos de estiagem se intercalaram com períodos de chuva, como pode ser visto na FIGURA 32. Dessa forma, o período de estudo não representa um período pouco chuvoso tampouco um período de verão com grande quantidade de dias secos, quando se compara com a série histórica disponível para o local nem com os dados dos últimos 10 anos. Discute-se neste trabalho o comportamento dos solos diante de condições climáticas adversas tais como períodos de muita seca, previstos nos relatórios de mudanças climáticas atualmente disponíveis (IPCC, 2014). Porém, neste estudo optou-se por trabalhar com as condições climáticas reais, de forma que o que será a seguir discutido é o comportamento dos solos diante daquilo que foi medido em tempo real pelo INMET. As conclusões almejadas relacionam o comportamento de cada solo com suas propriedades físicas de forma que, para um estudo sobre o comportamento diante de situações mais adversas, tais conclusões possam ser extrapoladas para solos similares. Monitoramento de evolução de fissuras em solos em ambiente controlado, onde se possam controlar os dias de seca e a temperatura ambiente, são indicados para a continuidade desta pesquisa.

A média das temperaturas máximas registradas em todo o período foi de 26,8°C com um desvio padrão de 1,6°C, característica esperada para o final da primavera e o verão na região de Irati-PR, onde localizava-se o sítio experimental.

A umidade relativa no período apresentou uma média geral de 80,9% sendo 75,4% a média nos períodos secos e 86,3% a média nos períodos úmidos.

A insolação total medida em horas foi de 5,6h por dia na média sendo de 7,5h por dia nos períodos sem chuva e de 3,7h por dia nos períodos chuvosos. A insolação representa a quantidade de horas nas quais, durante o dia, o sol é visível para um observador situado na Terra, em um local com horizonte desobstruído. A insolação é, portanto, para a Meteorologia, o intervalo total de tempo entre o nascer e o por do sol em que o sol não esteve oculto por nuvens ou outros fenômenos atmosféricos (VAREJÃO-SILVA, 2001).

A partir das informações meteorológicas, o período de monitoramento foi dividido em seis ciclos de umedecimento e secagem. Na FIGURA 32 os períodos de secagem e umedecimento de cada ciclo estão sombreados nas cores bege e azul respectivamente. Os períodos de seca caracterizam-se por ausência de chuvas consecutivas com acumulados não superiores a 13,8mm e precipitações médias diárias de 0,4mm/dia. Os períodos de umedecimento caracterizam-se por chuvas muitas vezes diárias e acumulados de chuva entre 52,7 e 221,8mm com precipitações médias diárias de 9,4mm/dia. Todas as características dos ciclos encontram-se resumidos na TABELA 11.

TABELA 11 – CARACTERÍSTICAS QUE DEFINIRAM OS CICLOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM

	Duração (dias)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação diária (mm/dia)	Umidade relativa do ar (%)		Temperatura (°C)		Insolação total (h)	
				X	S	X	S	X	S
SECAGEM - Ciclo 1	10	6,1	0,6	67,9	13,4	24,3	4,1	7,3	4,1
UMEDECIMENTO	10	52,7	5,3	79,4	10,0	26,9	4,0	6,0	3,8
SECAGEM - Ciclo 2	8	0,1	0,0	68,6	10,1	28,4	3,2	9,2	2,3
UMEDECIMENTO	10	187,7	18,8	88,9	7,6	24,7	3,9	2,7	2,7
SECAGEM - Ciclo 3	5	4,5	0,9	76,3	3,4	29,4	0,9	9,2	0,9
UMEDECIMENTO	10	70,3	7,0	85,7	4,4	27,7	1,4	4,3	0,9
SECAGEM - Ciclo 4	9	2,8	0,3	80,4	7,5	26,7	2,0	6,6	4,4
UMEDECIMENTO	10	64,7	6,5	83,9	3,8	27,5	1,5	4,8	2,5
SECAGEM - Ciclo 5	6	0	0,0	82,8	2,6	27,6	2,8	4,2	2,2
UMEDECIMENTO	18	221,8	12,3	91,4	3,4	24,6	2,6	1,5	1,8
SECAGEM - Ciclo 6	20	13,8	0,7	76,5	6,5	27,8	2,4	8,6	3,1
UMEDECIMENTO	8	52,7	6,6	88,8	5,1	25,8	1,7	3,1	2,5

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

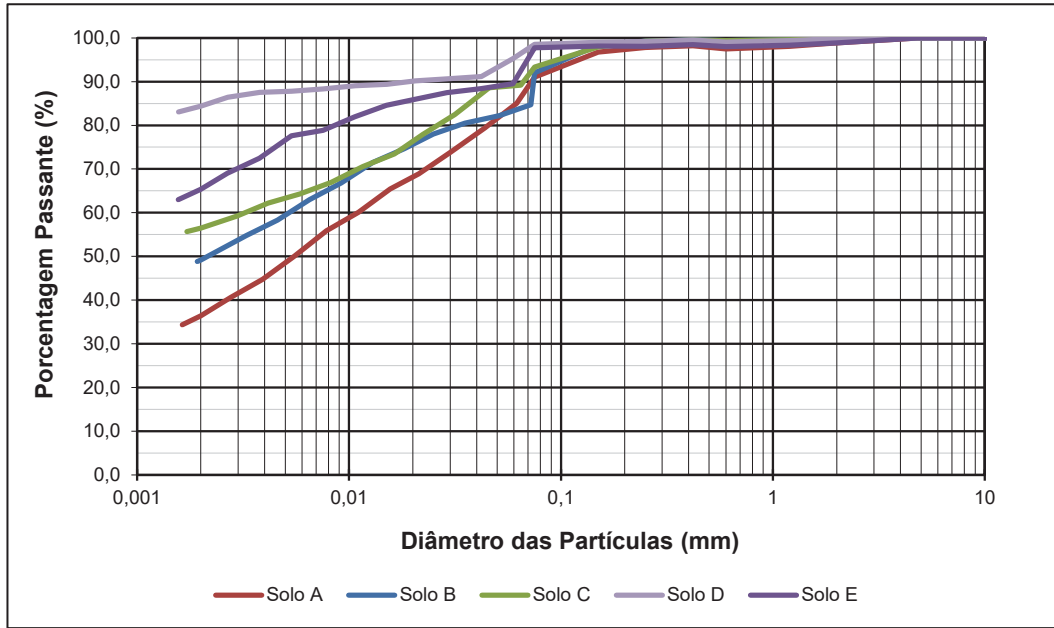
Os ensaios para caracterização completa dos materiais foram realizados no laboratório de Geotecnia da UFPR em Curitiba-PR. As curvas características foram determinadas no LACTEC, também em Curitiba-PR. As propriedades do solo obtidas nos ensaios de caracterização completa estão resumidas na TABELA 12.

TABELA 12 – CARACTERIZAÇÃO COMPLETA DOS SOLOS ESTUDADOS

Propriedade/Solo	ML_Ta Solo A	ML_Tb Solo B	MH_T Solo C	MH_SAa Solo D	MH_SAb Solo E
Limite de Liquidez, LL	35	36	58	58	85
Limite de Plasticidade, LP	25	23	34	54	53
Índice de Plasticidade, IP	10	8	24	4	32
Teor de argila (%)	36,4	49,2	56,5	84,4	65,3
Teor de finos #200 (%)	91,0	92,0	93,3	98,6	97,8
Umidade ótima, h_{ot} (%)	20,6	20,3	26,0	33,7	35,3
Peso específico seco máximo (g/cm ³)	1,585	1,585	1,395	1,283	1,280
Peso específico dos grãos de solo (g/cm ³)	2,536	2,108	2,362	2,611	2,545
Índice de atividade de Skempton	0,27	0,16	0,42	0,05	0,49
Expansibilidade (Carta de Van Der Merwe)	Baixa	Baixa	Baixa/Média	Baixa	Média
Classificação pelo Sistema Unificado (SUCS)	ML	ML	MH	MH	MH
Origem Geológica (pertencente á Formação...)	Teresina	Teresina	Teresina	Serra Alta	Serra Alta

As curvas granulométricas obtidas para cada solo estão apresentadas na FIGURA 48.

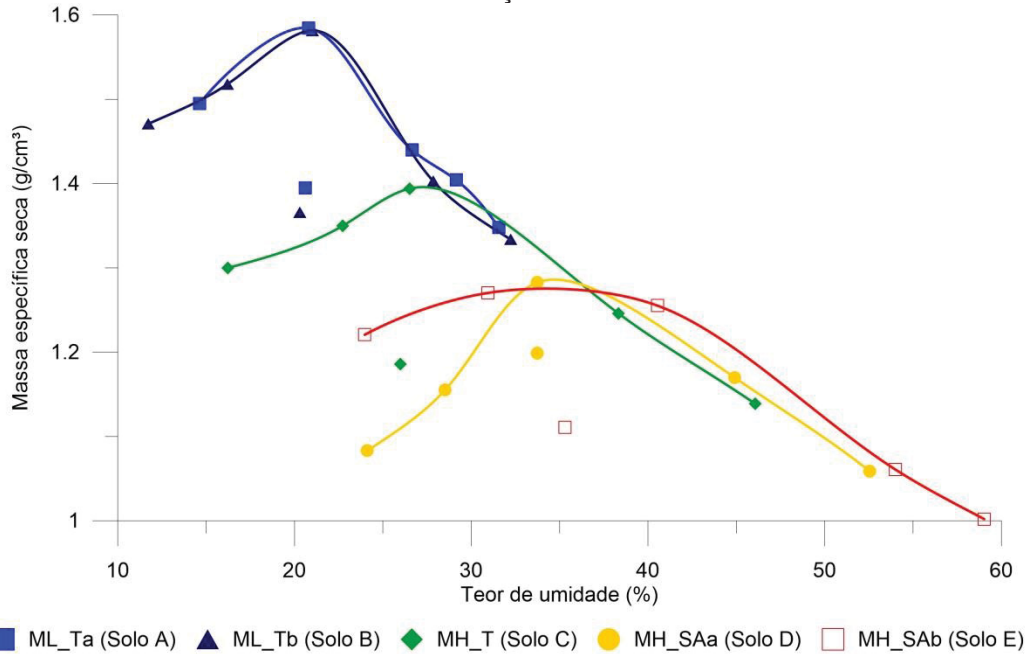
FIGURA 48 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS OBTIDAS PARA OS CINCO SOLOS



FONTE: A autora (2020)

As curvas de compactação obtidas para cada solo estão apresentadas na FIGURA 49.

FIGURA 49 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO OBTIDAS PARA OS CINCO SOLOS



*Os estados de compactação inicial de cada amostra estão indicados abaixo de cada curva.

FONTE: A autora (2020)

Os valores iniciais de umidade e densidade de cada uma das amostras após a compactação estão apresentados na TABELA 13. Na FIGURA 49 os estados de compactação inicial de cada amostra estão indicados abaixo da curva de compactação correspondente.

TABELA 13 – CONDIÇÕES INICIAIS DAS AMOSTRAS

Propriedade/Solo	ML_Ta	ML_Tb	MH_T	MH_SAA	MH_SAb
Umidade (%)	20,6	20,3	26,0	33,7	35,3
Teor de umidade volumétrico	0,35	0,33	0,39	0,54	0,53
Peso específico seco (gf/cm ³)	1,395	1,366	1,186	1,199	1,111
Peso específico natural (gf/cm ³)	1,682	1,643	1,494	1,604	1,503

FONTE: A autora (2020)

De acordo com Skempton (1953), o índice de atividade de uma argila pode ser medido dividindo-se o seu IP pela fração argila presente no solo. O quociente encontrado pode indicar uma argila de atividade normal, inativa ou ativa. As argilas de atividade elevada têm como principais características expandirem muito ao serem umedecidas além de apresentarem elevada contração quando secas. Além disso, costumam ser quimicamente muito reativas. Para serem ativas, as argilas precisam apresentar índice de atividade superior a 1,25. As argilas inativas apresentam índice de atividade inferior a 0,75. As argilas de atividade normal apresentam índice de atividade entre estes dois valores.

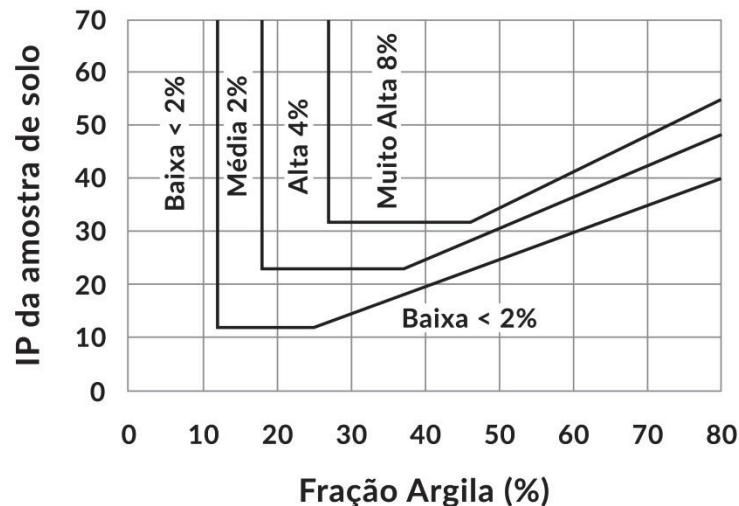
Os cinco solos estudados nesta pesquisa apresentaram índice de atividade de Skempton inferior a 0,75 (TABELA 12). Portanto, os solos aqui analisados são todos classificados como inativos.

O índice de atividade de Skempton também fornece informações sobre qual seria o argilomineral presente solo. Valores entre 0,3 e 0,5 indicam a presença de Illita; valores entre 0,5 e 1,5, a presença de caulinita e valores entre 4 e 8 a presença de montmorilonita. Dentre os cinco solos estudados, apenas dois (solo C e solo E) tiveram valores de atividade superiores a 0,3, caracterizando, portanto a presença de caulinita. Todos os outros valores encontrados são inferiores a 0,3, o que indica a ausência dos três minerais.

Para avaliar se os solos são expansivos ou não, os mesmos foram classificados de acordo com a carta de Van Der Merwe. A carta de Van Der Merwe (1956) se baseia no uso dos limites de Atterberg para classificar a expansibilidade do solo. O método empírico utiliza um gráfico cartesiano que relaciona o índice de plasticidade e a fração argila para definir se uma argila tem expansibilidade baixa, média, alta ou muito alta (FIGURA 50).

Dentre os cinco solos aqui estudados, três apresentaram expansibilidade baixa, um apresentou expansibilidade média e um apresentou expansibilidade baixa/média, ou seja, no limiar entre baixa e média (TABELA 12).

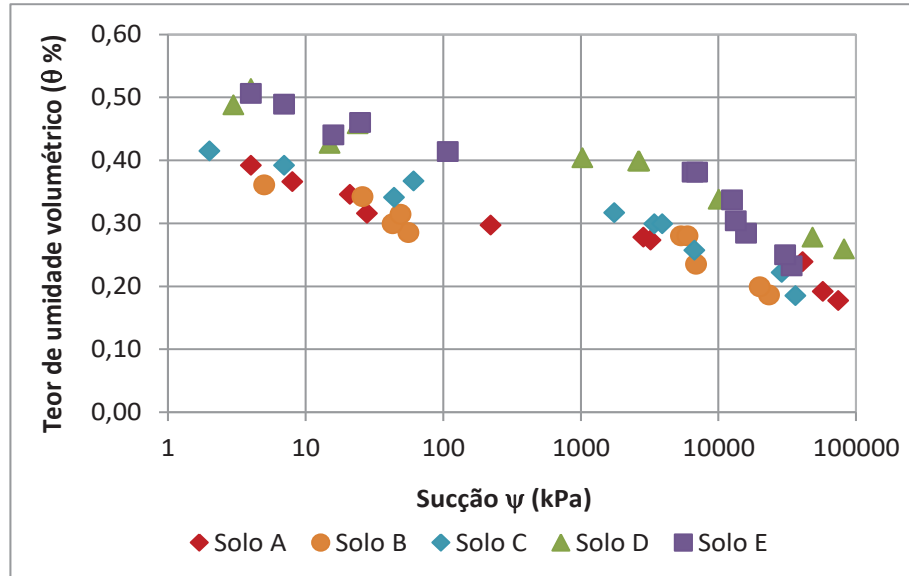
FIGURA 50 – PREVISÃO DA EXPANSIBILIDADE DE SOLOS ARGILOSOS



FONTE: Van Der Merwe (1956)

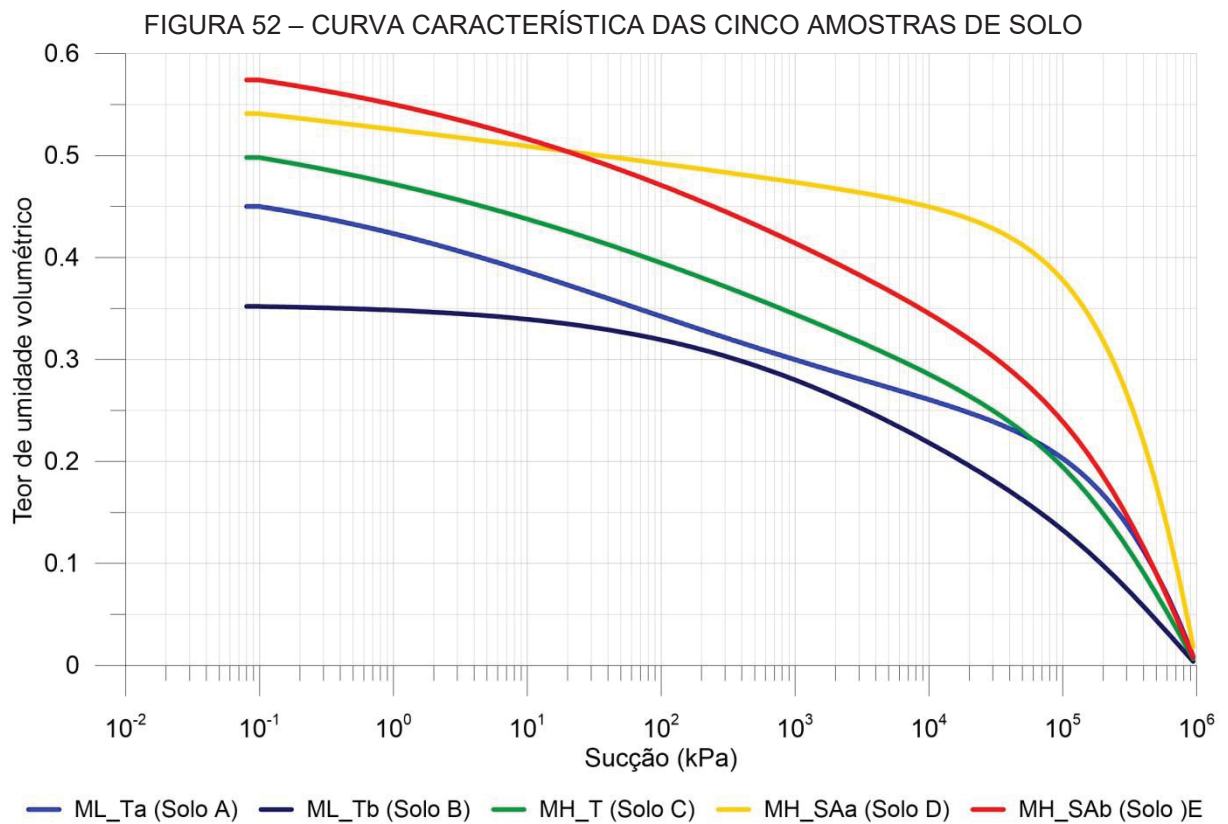
As curvas características, também chamadas de curva de retenção foram determinadas para os cinco solos estudados com o uso do método do papel filtro. Os dados brutos obtidos em laboratório estão apresentados na FIGURA 51.

FIGURA 51 - DADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS EM LABORATÓRIO PARA AS CURVAS CARACTERÍSTICAS



FONTE: A autora (2021)

Os valores experimentais foram ajustados ao modelo de Fredlund e Xing (1994) com uso de *software* apropriado e a FIGURA 52 apresenta as cinco curvas características obtidas.



FONTE: A autora (2021)

O formato das curvas ajustadas corresponde a curvas características de solos finos/argilosos, conforme já discutido anteriormente (FIGURA 9 e FIGURA 10). Os valores de entrada de ar (VEA) de cada solo oscilaram bastante entre si e estão resumidos na TABELA 14 assim como o teor de umidade residual encontrado para cada solo e o coeficiente de determinação (R^2) encontrado para o ajuste das curvas a partir dos dados experimentais.

TABELA 14 – VALOR DE ENTRADA DE AR DE CADA SOLO ESTUDADO.

	VEA (kPa)	θ_{res}	R^2
Solo A	26.000	0,01	0,94
Solo B	4.000	0,05	0,82
Solo C	7.000	0,06	0,94
Solo D	100.000	0,00	0,62
Solo E	10.000	0,05	0,89

FONTE: A autora (2021)

4.3 MONITORAMENTO DO FISSURAMENTO E DA UMIDADE

Um fator de intensidade de fissuras (CIF - *Crack intensity factor*) foi utilizado para quantificar o fissuramento na superfície do solo. O fator é definido como a relação entre a área de fissuras e toda a área da superfície do solo (MILLER; YESILLER, 1998; YESILLER *et al.*, 2000).

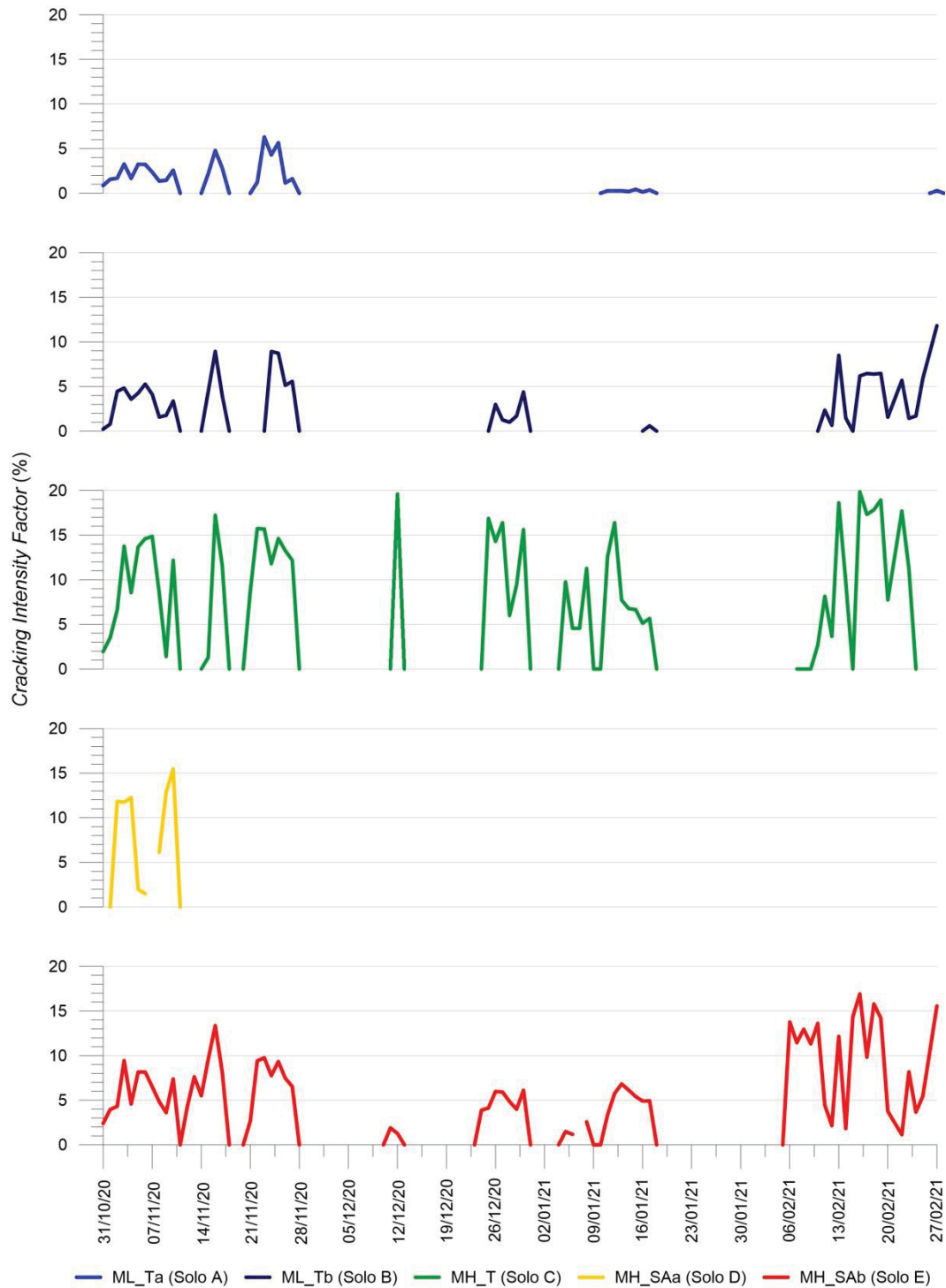
$$CIF = A_c / A_s \quad (25)$$

Onde A_c é a área das fissuras na superfície do solo e A_s é a área total da superfície do solo.

Para calcular as áreas, e conseqüentemente o CIF, fotos diárias de alta resolução foram tiradas de todas as amostras. As fotografias foram transformadas em imagens binárias. Os pixels ocupados pelas fissuras e pela superfície do solo em uma imagem binária foram contados separadamente.

As imagens obtidas das superfícies das amostras foram inicialmente classificadas em 3 tipos: “Água”, “Solo” e “Fissura”. O primeiro tipo foi atribuído às imagens que registraram lâminas de água na superfície das amostras. Para estas, o processamento da imagem binária não se aplica, uma vez que ao se observar as fotos não é possível enxergar qualquer fissura. O segundo tipo foi atribuído às imagens que não apresentavam fissura. Para estas imagens, sua transformação em binária também não faz sentido, já que toda a imagem se converteria em pixels brancos. Nestes casos um CIF igual à zero foi atribuído. O terceiro e último tipo foi designado às imagens visivelmente fissuradas, para as quais o cálculo de CIF foi realizado a partir do processamento das imagens. A FIGURA 53 apresenta a evolução do fissuramento para os cinco solos estudados.

FIGURA 53 – EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO PARA OS CINCO SOLOS ESTUDADOS



FONTE: A autora (2021).

A diferença de comportamento entre os solos fica evidente na FIGURA 53. Os solos A e B tiveram suas porcentagens máximas de fissuras próximas a 5 e 10% respectivamente. Além disso, apresentaram apenas três períodos de fissuramento

sendo um logo no início do monitoramento, um intermediário e um ao final de todos os ciclos. Os solos C e D apresentaram fissuramentos máximos da ordem de 20%, muito superiores aos outros dois apresentados. No entanto, enquanto o solo C apresentou fissuras em vários períodos ao longo do tempo de monitoramento, o solo D, ao contrário, fissurou apenas no início dos ciclos. Após este fissuramento, não apresentou mais fissuras, mesmo quando submetido a novos ciclos de secagem. De acordo com Lakshmikantha *et al.* (2012) o solo submetido ao processo de ressecamento começará a fissurar quando sua resistência à tração for ultrapassada pelas forças de tensão atuantes. A resistência à tração, por sua vez, depende do teor de umidade do solo e, portanto, dos valores de sucção. Assim, o solo D não teria atingido os valores de sucção necessários ao desenvolvimento de novas fissuras. Isso pode ter ocorrido também devido a erosão do solo superficial com colmatação das fissuras e será melhor discutido adiante.

Finalmente, o solo E teve um comportamento similar ao do solo C, com exceção da magnitude do fissuramento que, neste caso, foi da ordem de 10% no início do período todo e aumentou consideravelmente nos ciclos finais, atingindo valores superiores a 15%. Este aumento de fissuramento após alguns ciclos de umedecimento e secagem já havia sido observado por Tang *et al.* (2011).

Nas amostras expostas as intempéries, o teor de umidade volumétrico também foi medido. A medida se deu no centro de cada amostra com um sensor instalado no momento da compactação das mesmas. A aquisição de dados automatizada se deu a cada cinco minutos.

A partir dos dados de caracterização completa de cada solo e do conhecimento do estado inicial de cada amostra (TABELA 13), foi possível determinar a porosidade de cada amostra após compactação, o que equivale numericamente ao teor de umidade volumétrico saturado, já que este nada mais é do que o quociente entre o volume de água presente na amostra quando saturada e o volume total da amostra e a porosidade, por sua vez, é o quociente entre o volume de vazios da amostra e seu volume total. A apresenta os teores de umidade volumétrico saturados encontrados para cada solo. Estes mesmos valores foram utilizados no ajuste da curva característica obtida em laboratório (FIGURA 52).

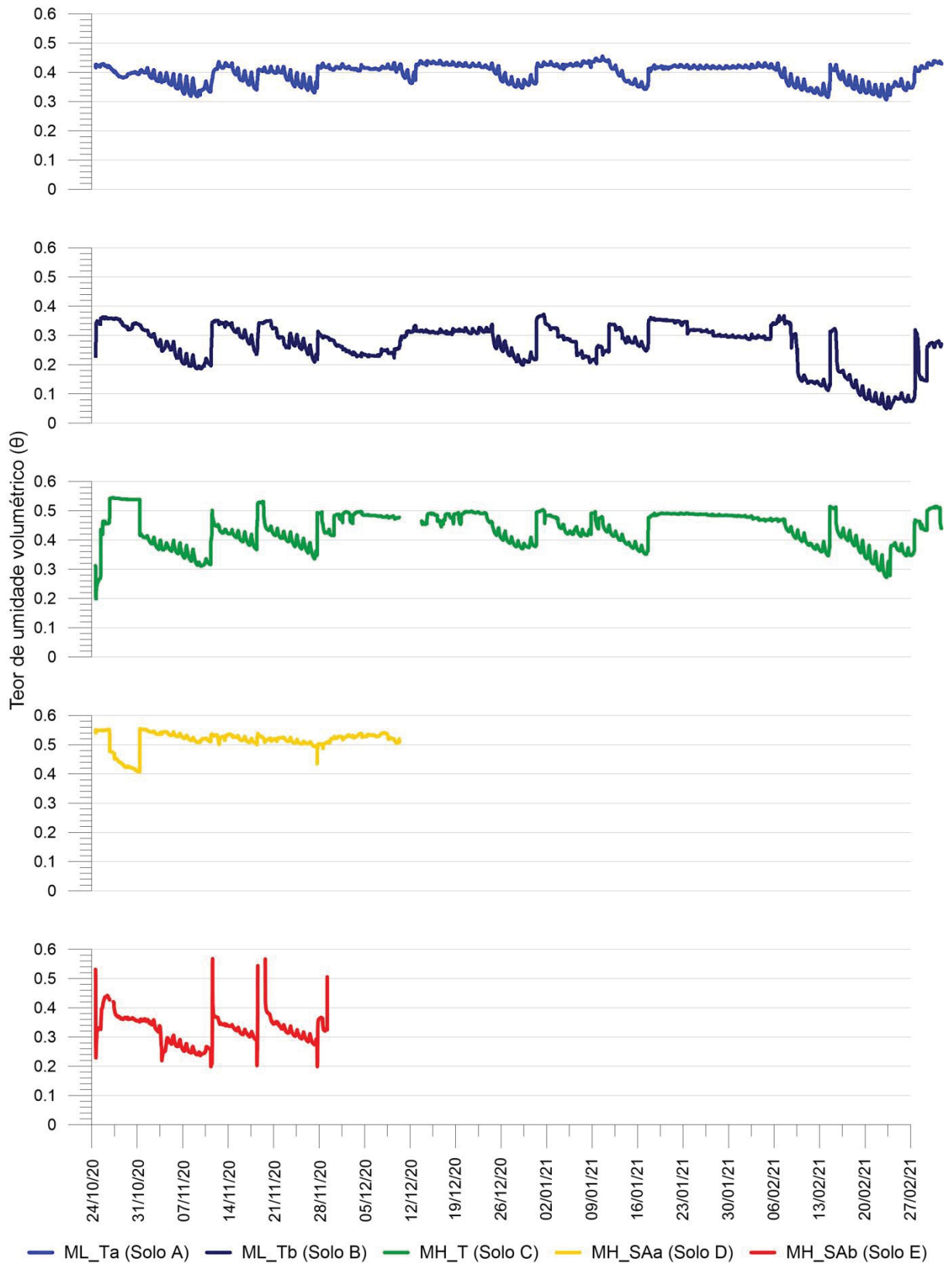
TABELA 15 - TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO SATURADO DAS CINCO AMOSTRAS DE SOLO

	ML-Ta Solo A	ML-Tb Solo B	MH-T Solo C	MH_SAa Solo D	MH_SAb Solo E
Teor de umidade volumétrico saturado (θ_{sat}) (%)	0,45	0,35	0,50	0,54	0,57

A FIGURA 54 apresenta os valores de umidade lidos pelos sensores para os cinco solos. De maneira geral os solos apresentaram comportamentos similares, ou seja, foram registrados aumentos e quedas de umidade no mesmo instante ou em instantes próximos, o que se esperava já que todos se encontravam expostos lado a lado no sítio experimental sob as mesmas condições ambientais. Apenas o solo E teve um comportamento distinto. Este solo apresentou picos de umidade que indicaram saturação do solo em três datas diferentes, com intervalo quase regular entre eles. Após os picos, os sensores registraram queda brusca da umidade. Os registros podem indicar uma infiltração rápida da água no entorno do sensor, que pode ser explicada por um possível bolsão vazio no entorno do mesmo, como consequência de uma possível falha no controle de compactação. O comportamento poderia ser melhor elucidado se uma exumação das amostras fosse realizada ao final do experimento, mas este procedimento não foi possível. Após o registro dos três picos, o sensor parou de fornecer leituras, o que compromete a interpretação do comportamento desta amostra em especial.

É importante mencionar que uma vez que os sensores foram instalados no centro das amostras, é esperado um atraso de tempo ao comparar os dados da análise de imagem com os dados da umidade volumétrica. No entanto, alguns solos respondem mais prontamente a ocorrência de chuvas do que outros. Isso se deve a condutividade hidráulica de cada material assim como ao estado de compactação de cada um.

FIGURA 54 – TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO MEDIDO PARA OS CINCO SOLOS



FONTE: A autora (2021)

4.4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.4.1 Fissuramento x Variáveis Climáticas

Os itens a seguir discutem a diferença no comportamento da evolução das fissuras para os cinco diferentes solos nos seis ciclos de secagem e umedecimento definidos e os correlaciona com dados de precipitação e temperatura máxima diária.

4.4.1.1 Solo ML_Ta (Solo A)

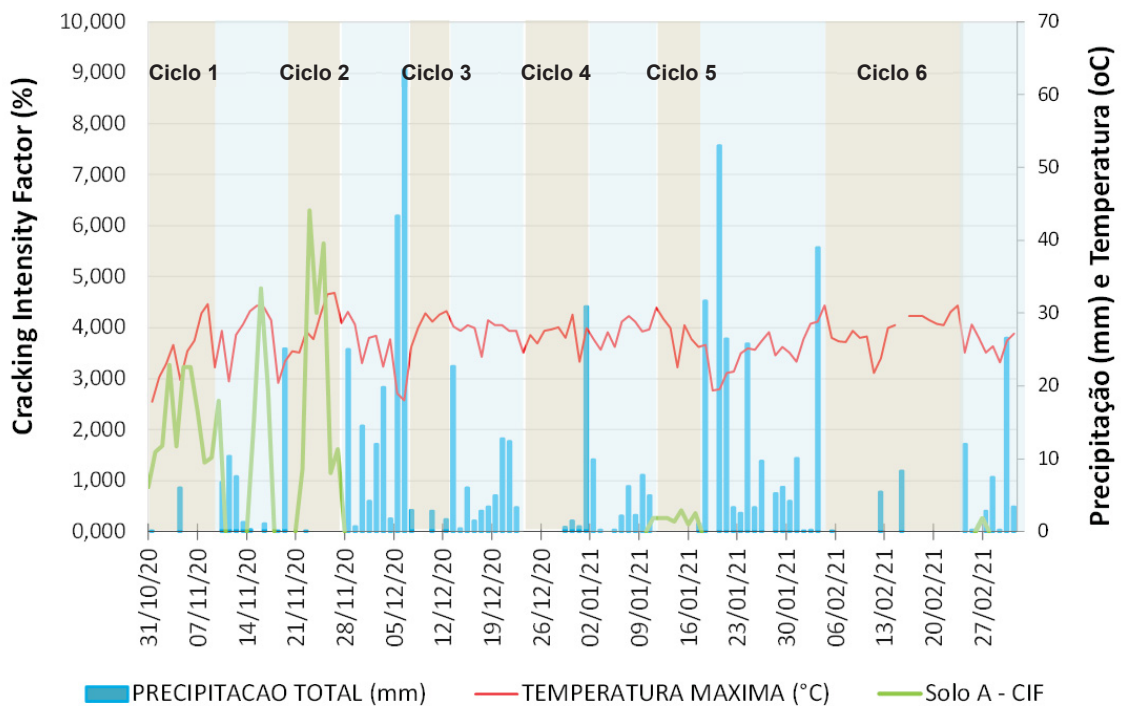
A FIGURA 55 apresenta a evolução do fissuramento no Solo A juntamente com os dados de precipitação diária e temperatura máxima.

Logo após o início do monitoramento a amostra recém compactada, em sua umidade ótima, já apresentou o desenvolvimento de fissuras. O primeiro ciclo de secagem, que durou 10 dias, teve apenas um registro de chuva que fez com que o fissuramento da amostra diminuísse, porém o mesmo índice de fissuras retornou na sequência. Ao final do primeiro período de secagem o solo se encontrava fissurado com a presença de micro e macro fissuras bem desenvolvidas que dividiam a área da amostra em quatro setores. As fissuras principais estavam distribuídas radialmente na amostra como pode ser observado na FIGURA 56a.

Passado um período de umedecimento de 10 dias, com mais de 52 mm de chuva acumulados (TABELA 11), a amostra entrou no segundo ciclo de secagem, e rapidamente atingiu um nível de fissuramento superior àquele verificado no final do primeiro ciclo. Porém, embora na ausência de chuvas, as altas temperaturas induziram um fechamento das fissuras e ao final do segundo ciclo o índice de fissuramento da amostra era menor do que ao final do primeiro ciclo. Ressalta-se que o segundo período de seca foi aquele que registrou as maiores temperaturas de todo o período estudado. Ele ficou caracterizado pelo aumento contínuo da temperatura que só diminuiu com a chegada da chuva no período úmido seguinte. A diminuição foi de aproximadamente 15° C ao longo de todo o período úmido

seguinte. De acordo com Hedan *et al.* (2012) altas temperaturas são capazes de induzir o solo a uma auto-cicatrização das fissuras de dessecação uma vez que o solo já tenha atingido seu limite de contração. O segundo período seco não registrou nenhum milímetro de precipitação. A imagem do solo ao final deste ciclo pode ser vista em FIGURA 56b.

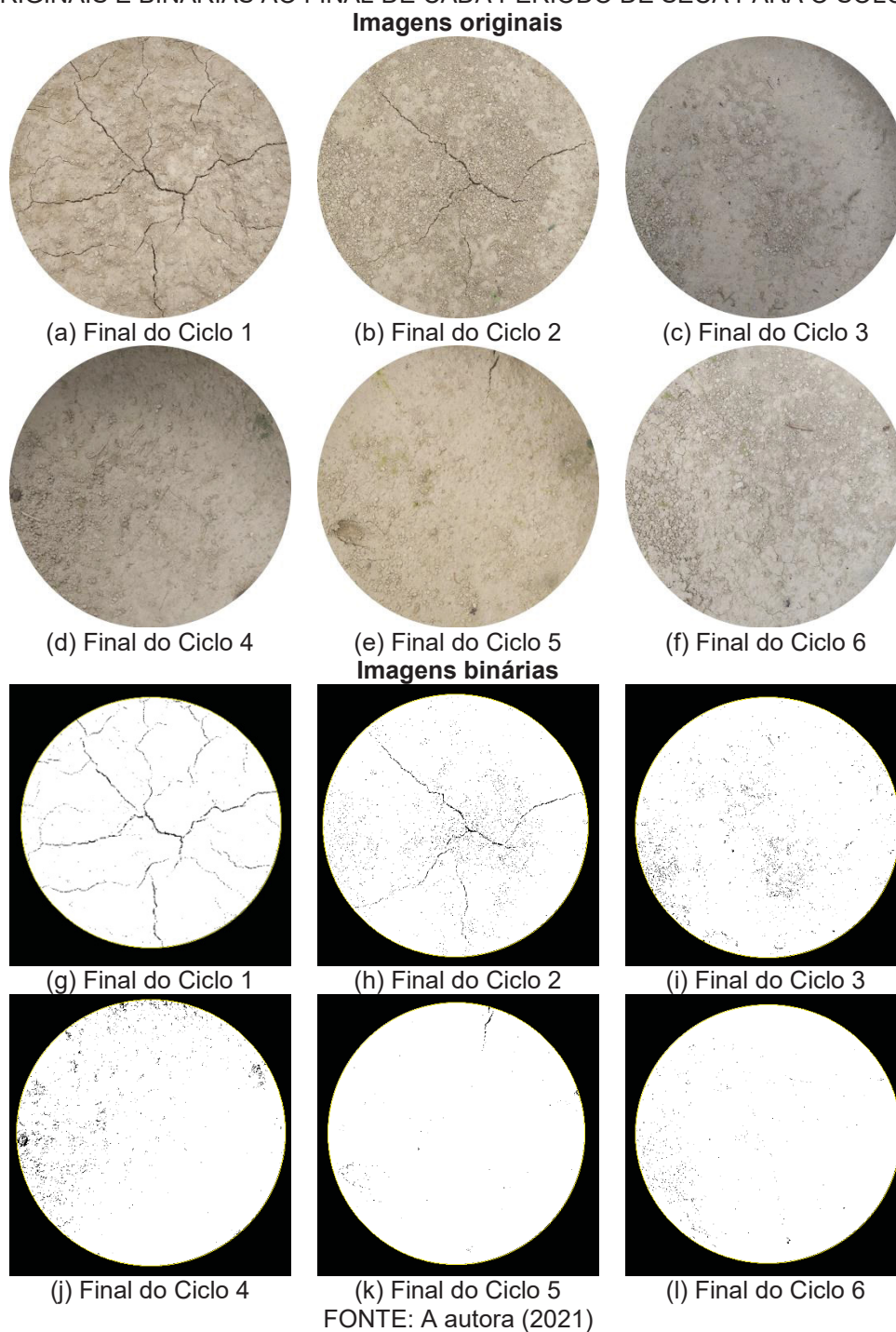
FIGURA 55 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO A. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO



FONTE: A autora (2021)

Durante o terceiro ciclo de secagem, o mais curto estudado, com duração de 5 dias, nenhuma abertura de fissura foi observada. Isto porque este ciclo foi precedido por um período de umedecimento de 10 dias de duração com um acumulado de chuva de aproximadamente 188 mm. Esta quantidade de precipitação foi capaz de “apagar” as fissuras já existentes uma vez que se espera uma diminuição das mesmas durante o processo de umedecimento, devido ao aumento de volume total que provoca uma distensão da massa de solo (TANG *et al.*, 2011a). Pode-se verificar a superfície do solo totalmente restabelecida ao final do Ciclo 3 (FIGURA 56c).

FIGURA 56 – FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO A.



Embora o Ciclo 4 de secagem tenha tido uma maior duração que o anterior (9 dias) e tenha sido precedido por um período úmido menos intenso (total acumulado de 70mm), estas características não foram suficientes para que o solo

desenvolvesse novas fissuras. Provavelmente porque ao final do ciclo de secagem anterior o solo encontrava-se com um grau de saturação ainda muito elevado e, portanto, precisaria de condições mais desfavoráveis para atingir níveis de sucção suficientes para a geração de fissuras. Isso pode ser observado em FIGURA 56d.

No quinto ciclo de secagem observou-se o surgimento de uma única fissura na borda da amostra que teve sua espessura levemente oscilante ao longo dos dias. O ciclo foi precedido por uma quantidade de chuva de 65 mm. Ao final do Ciclo a fissura pode ser observada em FIGURA 56e.

Finalmente, durante o Ciclo de secagem 6, o mais longo deles (20 dias), nenhuma fissura foi observada (FIGURA 56f). Após este ciclo, que foi seguido por outro período de molhagem, micro fissuras foram observadas sempre que a chuva era interrompida por períodos de 24h.

4.4.1.2 Solo ML_Tb (Solo B)

A FIGURA 57 apresenta a evolução do fissuramento no Solo B juntamente com os dados de precipitação diária e temperatura máxima.

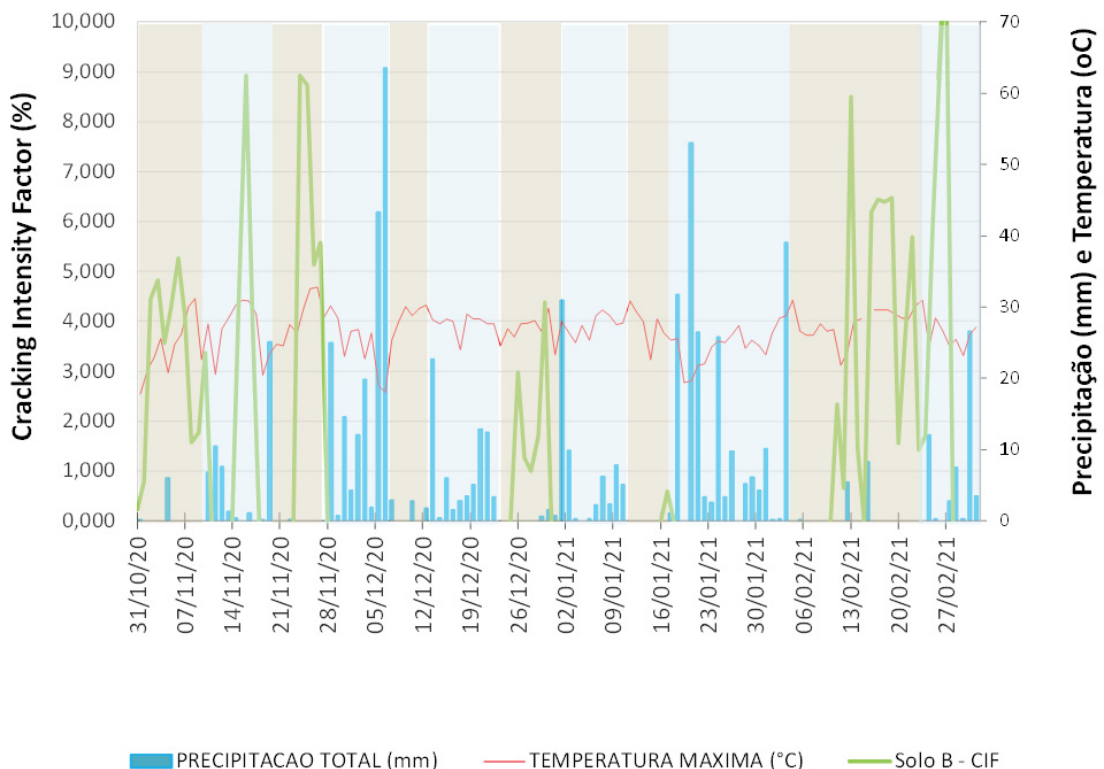
Assim como o solo A, o solo B apresentou o desenvolvimento de fissuras já no início do monitoramento. No primeiro ciclo de secagem (duração de 10 dias) um registro de chuva fraca fez com que o fissuramento da amostra diminuísse, porém retornasse logo após a absorção da água da chuva pelo solo. Em seguida, uma nova queda no índice de fissuras como decorrência do aumento da temperatura foi registrado. Ao final do primeiro período de secagem o solo se encontrava fissurado e as fissuras principais estavam distribuídas radialmente na amostra como pode ser observado na FIGURA 58a. Durante o período de umedecimento seguinte (10 dias com 52 mm de chuva acumulados) bastava que a chuva cessasse por um dia para que níveis ainda mais elevados de fissuramento do que àqueles observados no período de seca pudessem ser observados.

Ao entrar no segundo ciclo de secagem a amostra rapidamente atingiu um nível de fissuramento superior àquele verificado no final do primeiro ciclo porém semelhante ao observado no período úmido anterior. Novamente as altas

temperaturas induziram uma auto cura das fissuras pois o solo provavelmente já havia atingido seu limite de contração (HEDAN *et al.* 2012) e ao final do segundo ciclo o índice de fissuramento da amostra era menor do que ao final do primeiro ciclo, contrariando Tang *et al.* (2011b). A imagem do solo ao final deste ciclo pode ser vista na FIGURA 58b.

Novamente nenhuma abertura de fissura foi observada durante o terceiro ciclo de secagem. Também para este solo os 5 dias de seca não foram suficientes para que os níveis de sucção necessários ao desenvolvimento de fissuras fosse atingido. No último dia do ciclo 1,7mm de chuva foi registrado. A amostra levou mais tempo para absorver a água precipitada do que a amostra do solo A de forma que ao final do segundo ciclo de secagem ainda registrava-se lâmina d'água sobre o solo (FIGURA 58c).

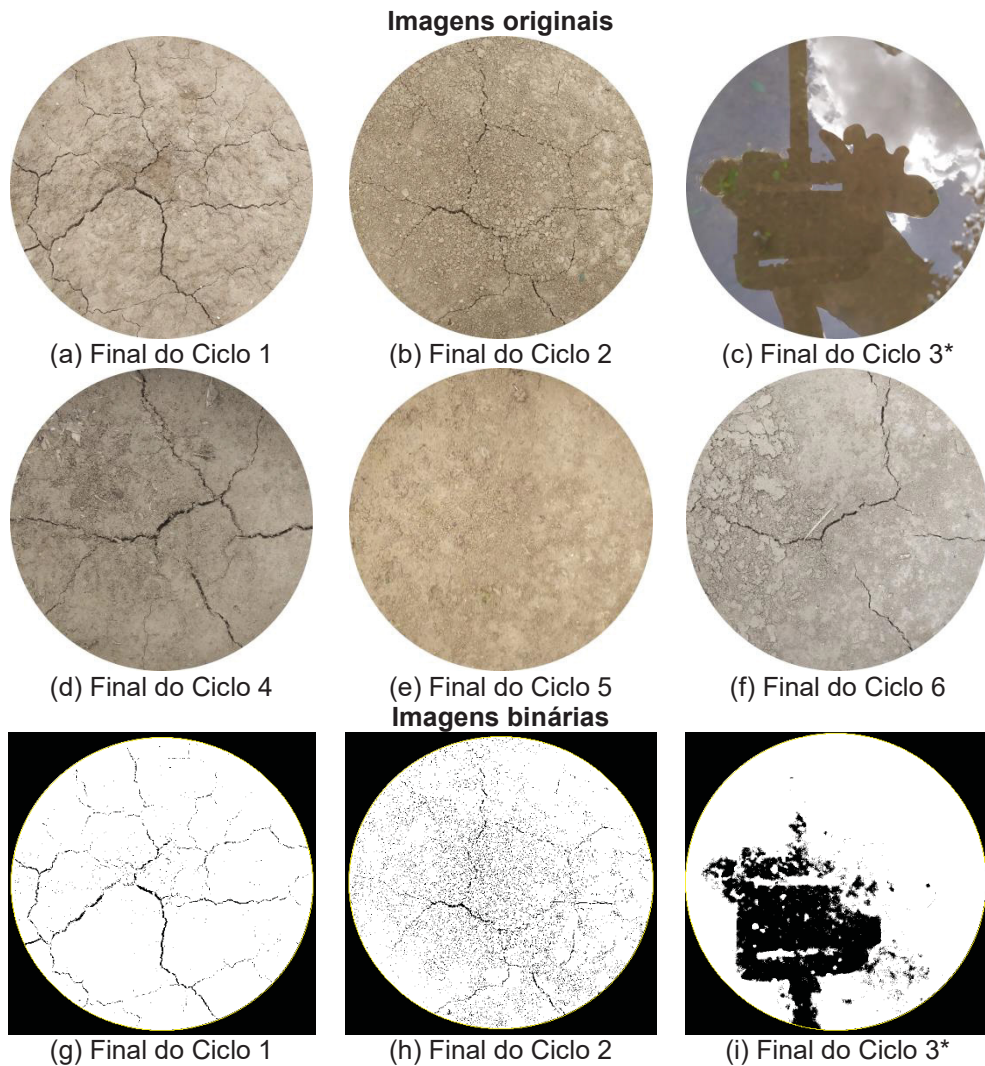
FIGURA 57 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO B. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO

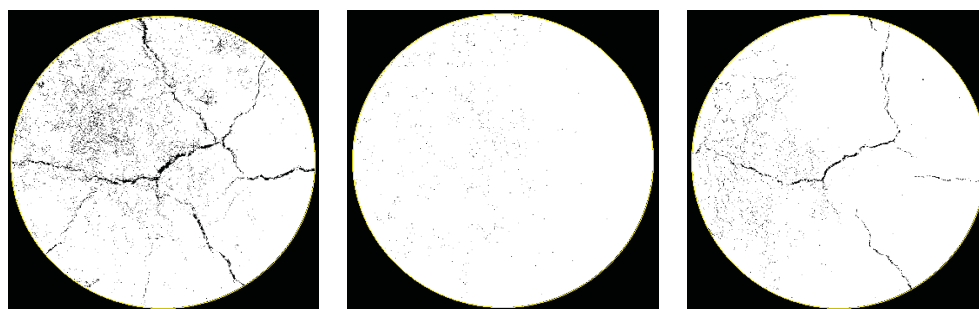


FONTE: A autora (2021)

Durante o Ciclo 4 de secagem, que teve uma duração de 9 dias, e foi, portanto, maior que o ciclo seco anterior, o solo novamente desenvolveu fissuras. A ordem de grandeza do fissuramento foi inferior àquela observada desde o início. O tempo decorrido entre o final do ciclo de secagem anterior e o início do fissuramento neste foi o mesmo experimentado pelo solo A, porém, neste caso, foi suficiente para baixar o grau de saturação deste solo a ponto de gerar fissuras. Embora o CIF medido ao final deste ciclo seja menor que os valores observados no ciclo 1, a imagem (FIGURA 58d) mostra que trata-se de uma menor quantidade de fissuras porém de maior abertura.

FIGURA 58 – FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO B.





(j) Final do Ciclo 4

(k) Final do Ciclo 5

(l) Final do Ciclo 6

*Imagem registrou lâmina de água. CIF considerado nulo.

FONTE: A autora (2021).

No quinto ciclo de secagem não foi observado o surgimento de fissuras. As que haviam surgido no ciclo anterior foram fechadas com o ciclo úmido precedente (65 mm). Ao final do ciclo pôde-se observar a amostra totalmente restaurada FIGURA 58e.

Finalmente, durante o Ciclo de secagem 6, o mais longo deles (20 dias), diversas fissuras foram observadas. Índices de fissuramento próximos aos observados no Ciclo 2 foram medidos, porém com uma configuração distinta das observadas até então. A imagem registrada ao final do ciclo está indicada em FIGURA 58f. Após este ciclo, que foi seguido por outro período de molhagem, fissuras continuaram sendo observadas ainda que na presença de chuva. Valores inclusive altos de fissuramento foram observados, indicando que este solo foi se tornando cada vez mais sensível ao fissuramento a medida que experienciou os ciclos de umedecimento e secagem.

4.4.1.3 Solo MH_T (Solo C)

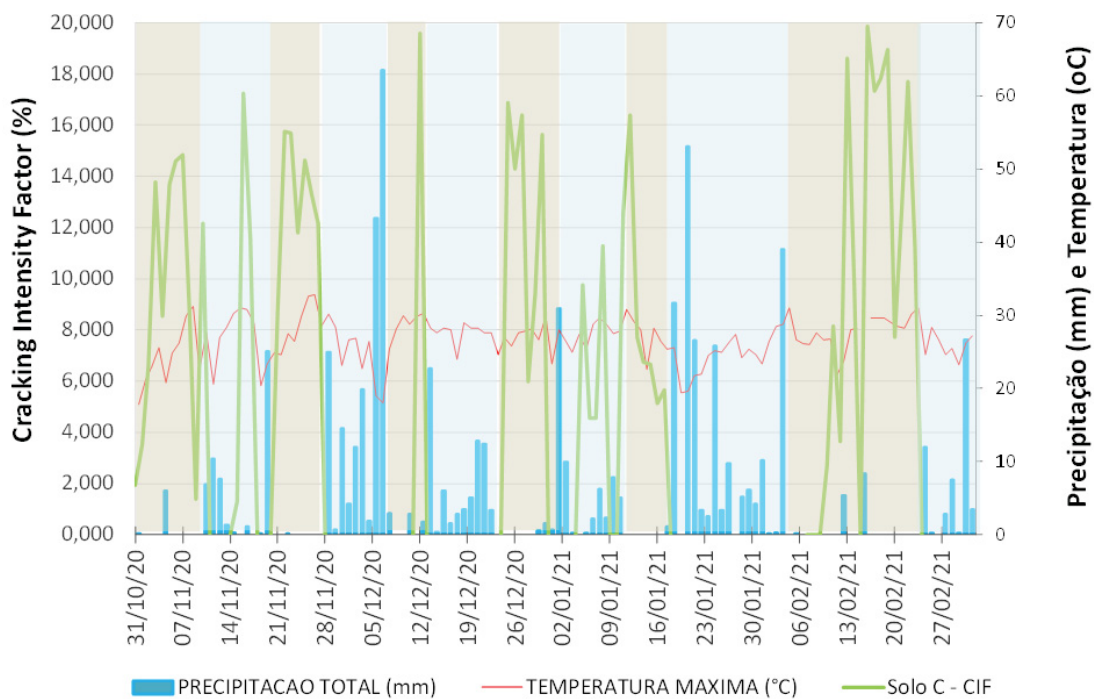
A FIGURA 59 apresenta a evolução do fissuramento no Solo C juntamente com os dados de precipitação diária e temperatura máxima.

O solo C foi àquele que apresentou a maior quantidade de fissuras ao longo do monitoramento. Assim como os demais solos, logo após o início da exposição este solo apresentou o desenvolvimento de fissuras. Novamente o fissuramento oscilou neste ciclo, diminuindo inicialmente pela presença da água, retornando a níveis 2% superior aos anteriores em seguida e novamente diminuindo até chegar a

zero pelo aumento da temperatura. Ao final do primeiro período de secagem o solo se encontrava muito fissurado com abertura de fissuras superiores às aquelas já vistas até então como pode ser observado na FIGURA 60a. No período úmido seguinte, bastou uma pequena interrupção na chuva para que o solo apresentasse um grau de fissuramento superior ao anterior. Este fissuramento é perdido em seguida pela presença de água, mas volta a ser retomado assim que a chuva cessa, a níveis ainda maiores.

Assim como o solo B, ao entrar no segundo ciclo de secagem a amostra rapidamente atingiu um nível de fissuramento superior àquele verificado no final do primeiro ciclo, porém semelhante ao observado no período úmido anterior. Outra vez as altas temperaturas induziram uma auto cicatrização das fissuras, pois o solo provavelmente já havia atingido seu limite de contração (HEDAN *et al.* 2012). Ao final do segundo ciclo o índice de fissuramento da amostra era menor do que ao final do primeiro ciclo como pode ser observado na FIGURA 60b.

FIGURA 59 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO C. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO



FONTE: A autora (2021)

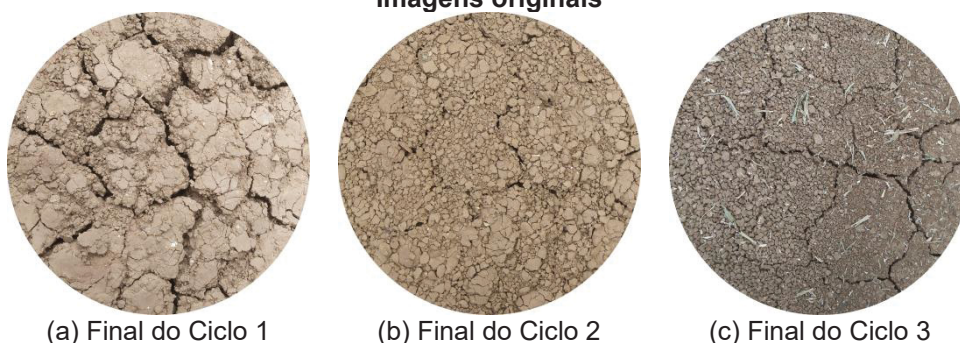
Ao contrário dos outros dois solos discutidos até aqui, foi observada a abertura de fissuras durante o terceiro ciclo de secagem. Neste caso, quatro dias de seca foram suficientes para que os níveis de sucção necessários ao desenvolvimento de fissuras fossem atingidos e, no quinto dia, elas apareceram em níveis bem elevados. Em seguida, uma precipitação de 1,7mm foi registrada fazendo com que o fissuramento diminuísse, porém não desaparecesse. Ao final do segundo ciclo de secagem ainda registrava-se a presença de fissuras (FIGURA 60c).

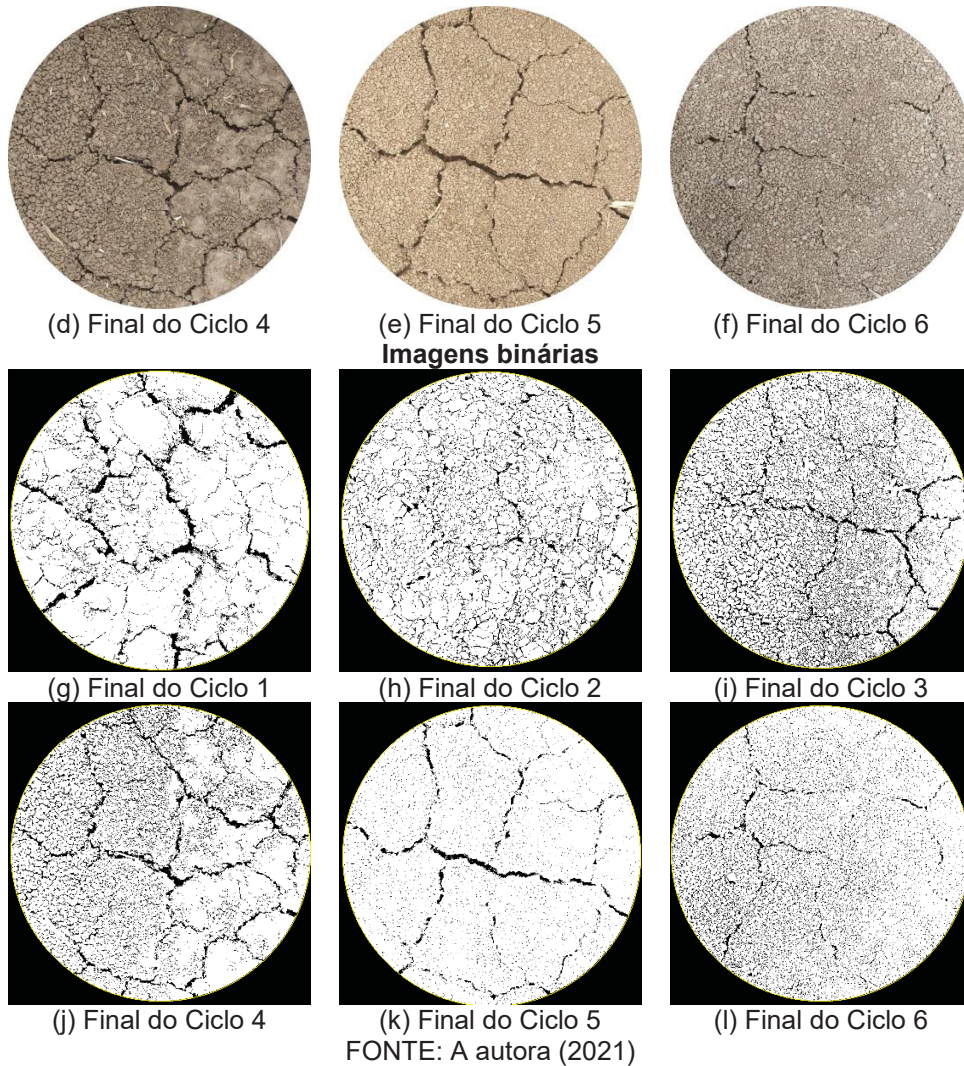
Durante o Ciclo 4 de secagem o solo desenvolveu novas fissuras. O índice de fissuramento CIF atingiu valores superiores aos apresentados em todos os ciclos anteriores. A imagem (FIGURA 60d) mostra que as fissuras estão mais abertas que ao final do ciclo 3 e em maior quantidade.

Após o Ciclo 4 de secagem, um período de umedecimento durou 10 dias com um acumulado de 65 mm. Ainda assim, as fissuras persistiram. Sempre que a precipitação cessava, o solo rapidamente absorvia a água e as fissuras tornavam a aparecer. Logo, no quinto ciclo de secagem, as fissuras estavam presentes desde o início e, ao longo do ciclo foram desaparecendo, e, ao final do ciclo 5 a imagem registrada é a que pode ser vista na FIGURA 60e.

FIGURA 60 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO C.

Imagens originais



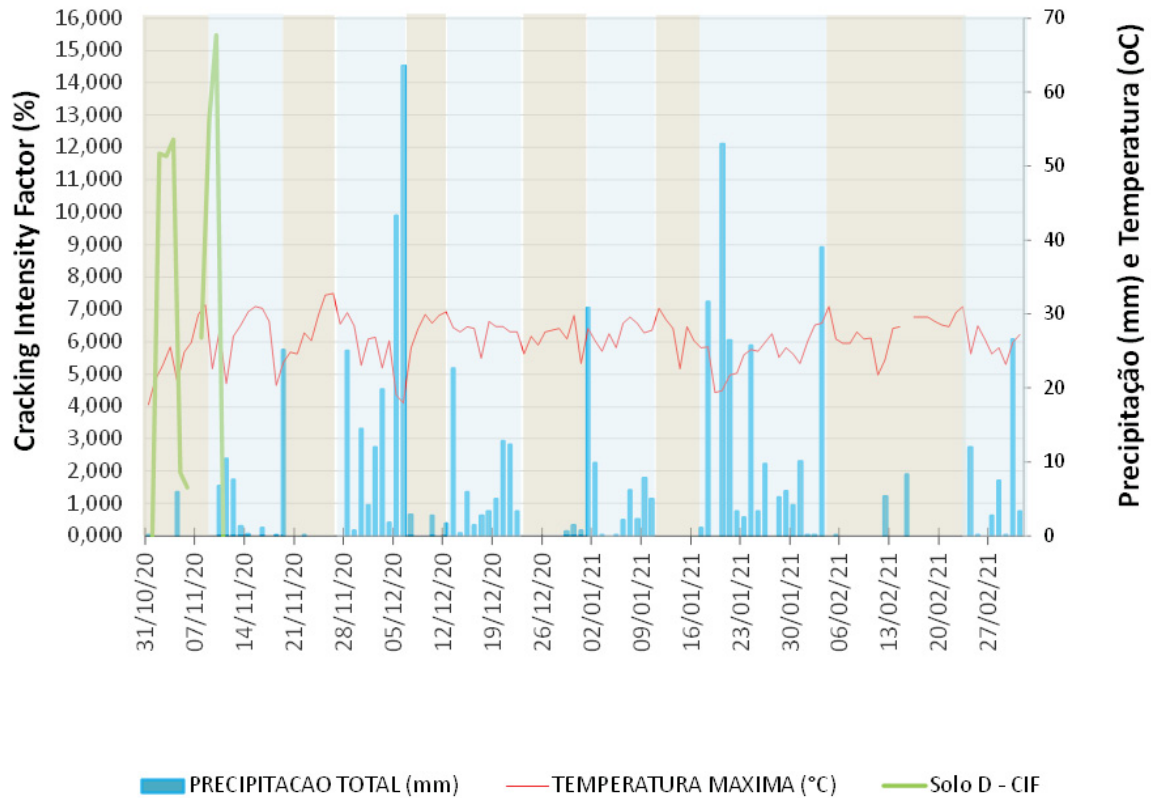


Finalmente, durante o Ciclo de secagem seis, o mais longo deles (20 dias), o surgimento de uma nova configuração de fissuramento foi observado. Isso porque no período úmido precedente, que registrou um acumulado de 222 mm, todas as fissuras pré-existentes foram fechadas. Os índices de fissuramento mais elevados foram observados neste ciclo. O comportamento deste solo que, a cada ciclo apresentou maiores áreas fissuradas do que o anterior já foi observado por Tang *et al.* 2011b. A imagem registrada ao final do ciclo está indicada na FIGURA 60f.

4.4.1.4 Solo MH_SAa (Solo D)

A FIGURA 61 apresenta a evolução do fissuramento no Solo D juntamente com os dados de precipitação diária e temperatura máxima.

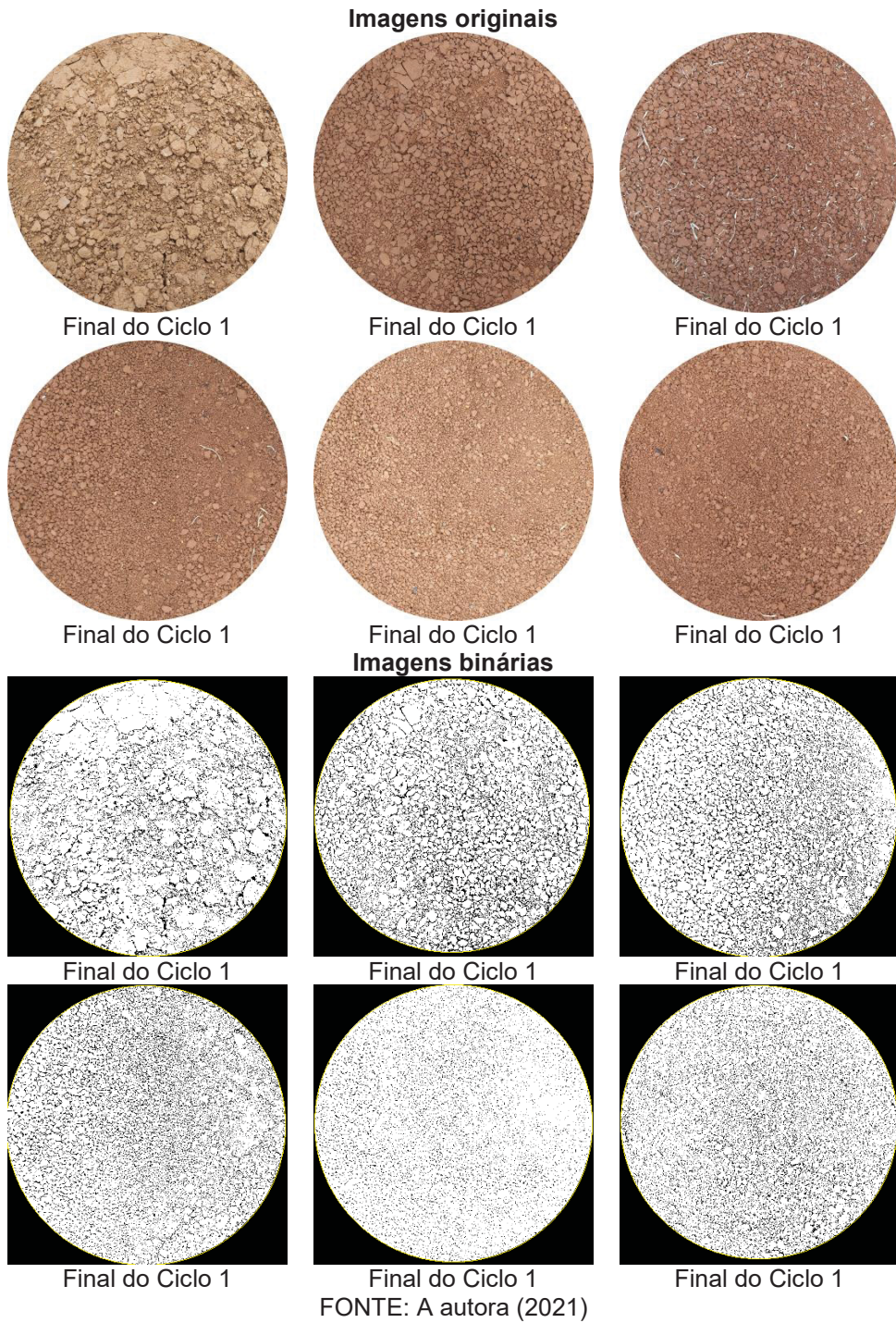
FIGURA 61 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO D. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO



FONTE: A autora (2021)

O solo D foi o solo para o qual a metodologia aplicada se apresentou menos satisfatória. Isto ocorreu porque o solo apresentou poucas e micro fraturas, que surgiam e desapareciam ao longo do tempo ao mesmo tempo em que um processo erosivo acentuado na superfície das amostras vinha sendo observado. Assim, as partículas que se desprendiam da amostra eram muitas vezes carreadas para cima das micro fissuras, encobrindo-as, e fazendo com que as imagens digitais não conseguissem registrar o comportamento da evolução do fissuramento. Ainda assim, no Ciclo 1, foi possível observar o surgimento de fissuras. A FIGURA 62 mostra a imagem final de todos os ciclos ilustrando este comportamento.

FIGURA 62 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINAIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO D



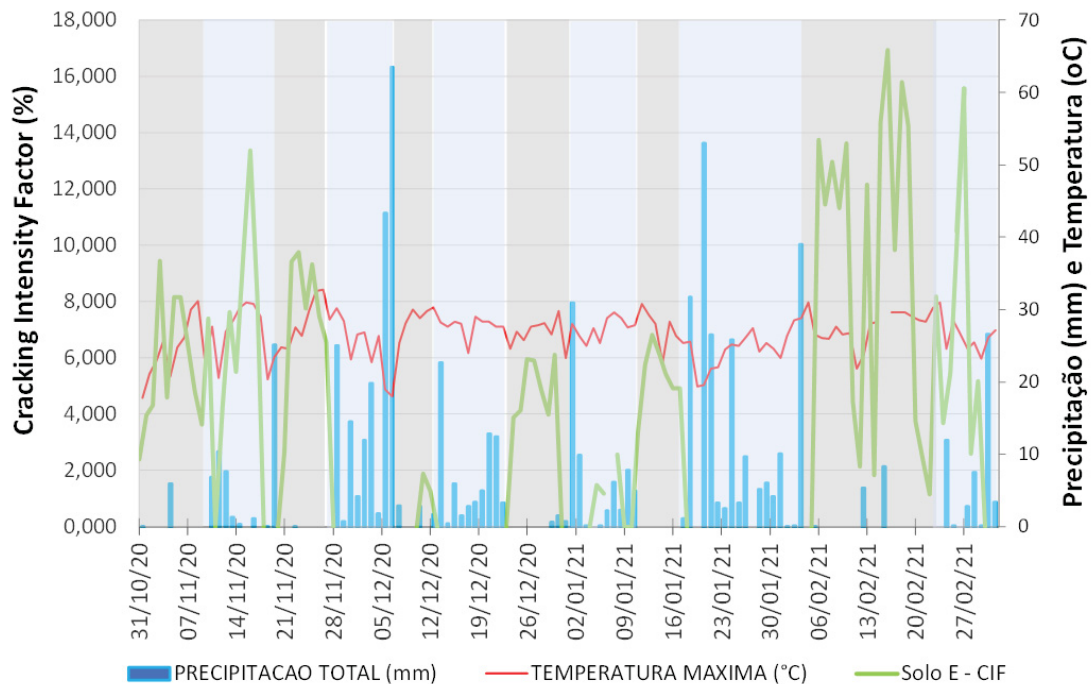
4.4.1.5 Solo MH_SAb (Solo E)

A

FIGURA 63 apresenta a evolução do fissuramento no Solo E juntamente com os dados de precipitação diária e temperatura máxima.

O solo E teve um comportamento similar ao do solo C, apresentando fissuramentos em todos os ciclos, porém em índices menores do que os observados no solo C. Assim como todos os outros, logo após o início da exposição este solo apresentou o desenvolvimento de fissuras. Ao final do primeiro período de secagem o solo se encontrava fissurado como pode ser observado na FIGURA 64a. No período úmido seguinte, bastou uma pequena interrupção para que o solo apresentasse um grau de fissuramento ainda maior do que aquele observado ao fim do ciclo seco. Assim como os solos B e C, ao entrar no segundo ciclo de secagem o solo E atingiu um nível de fissuramento superior àquele verificado no final do primeiro ciclo. Outra vez as altas temperaturas induziram uma auto cicatrização das fissuras, pois o solo provavelmente já havia atingido seu limite de contração (HEDAN *et al.*, 2012). Ao final do segundo ciclo o índice de fissuramento da amostra era maior do que ao final do primeiro ciclo como pode ser observado na FIGURA 64b.

FIGURA 63 – CIF, PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA AO LONGO DE TODO O PERÍODO DE MONITORAMENTO PARA O SOLO E. OS PERÍODOS DE UMEDECIMENTO E SECAGEM ESTÃO INDICADOS AO FUNDO.

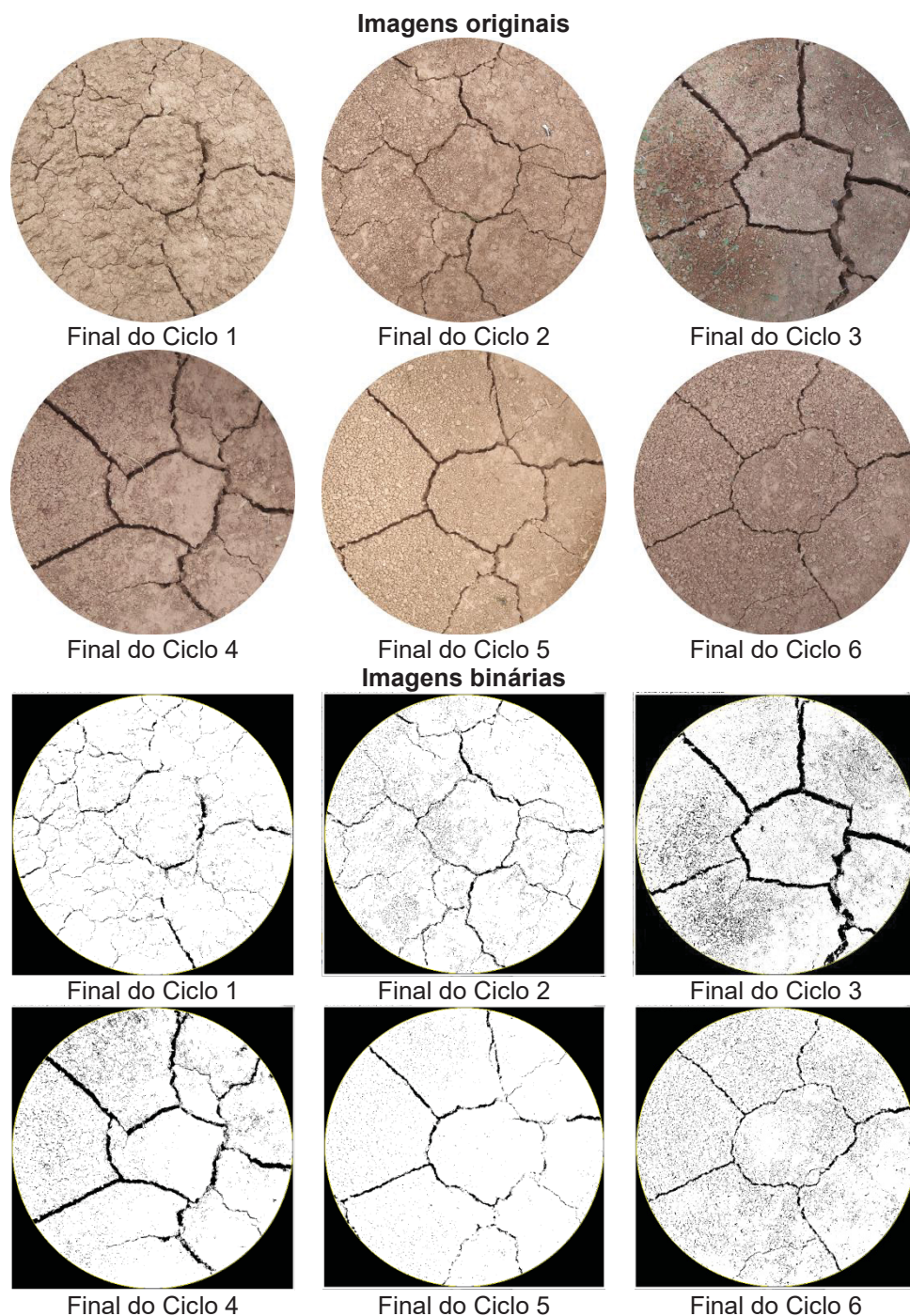


FONTE: A autora (2021)

Assim como no solo C, foi observada a abertura de fissuras durante o terceiro ciclo de secagem. Novamente, quatro dias secos foram suficientes para que os níveis de sucção necessários ao desenvolvimento de fissuras fossem atingidos e, no quinto dia, elas apareceram. O CIF medido não foi elevado, pois embora as fissuras estivessem bem definidas e com grande abertura, eram poucas em número. Microfissuras não foram observadas. A imagem do final do ciclo 3 pode ser vista na FIGURA 64c.

No Ciclo 4 e no Ciclo 5 o solo apresentou comportamento similar. Houve o desenvolvimento de fissuras em ambos e os índices de fissuramento CIF atingiram valores próximos entre si. As imagens (FIGURA 64d e FIGURA 64e) mostram que as fissuras estão bem abertas e embora em quantidade semelhante, apresentam configuração diferente, evidenciando que o ciclo úmido (10 dias e 65 mm acumulados) que intermediou os dois ciclos secos fez com que a geometria das fissuras no Ciclo 4 se perdesse e desse lugar a uma novo padrão poligonal de fissuras no Ciclo 5.

FIGURA 64 - FOTOGRAFIAS DA EVOLUÇÃO DO FISSURAMENTO SUPERFICIAL NAS IMAGENS ORIGINALIS E BINÁRIAS AO FINAL DE CADA PERÍODO DE SECA PARA O SOLO E



FONTE: A autora (2021)

Durante o Ciclo de secagem seis, o surgimento de outra nova configuração de fissuramento foi observado. Igualmente ao solo C no período úmido precedente (acumulado de 222 mm) todas as fissuras já formadas foram fechadas. Os índices

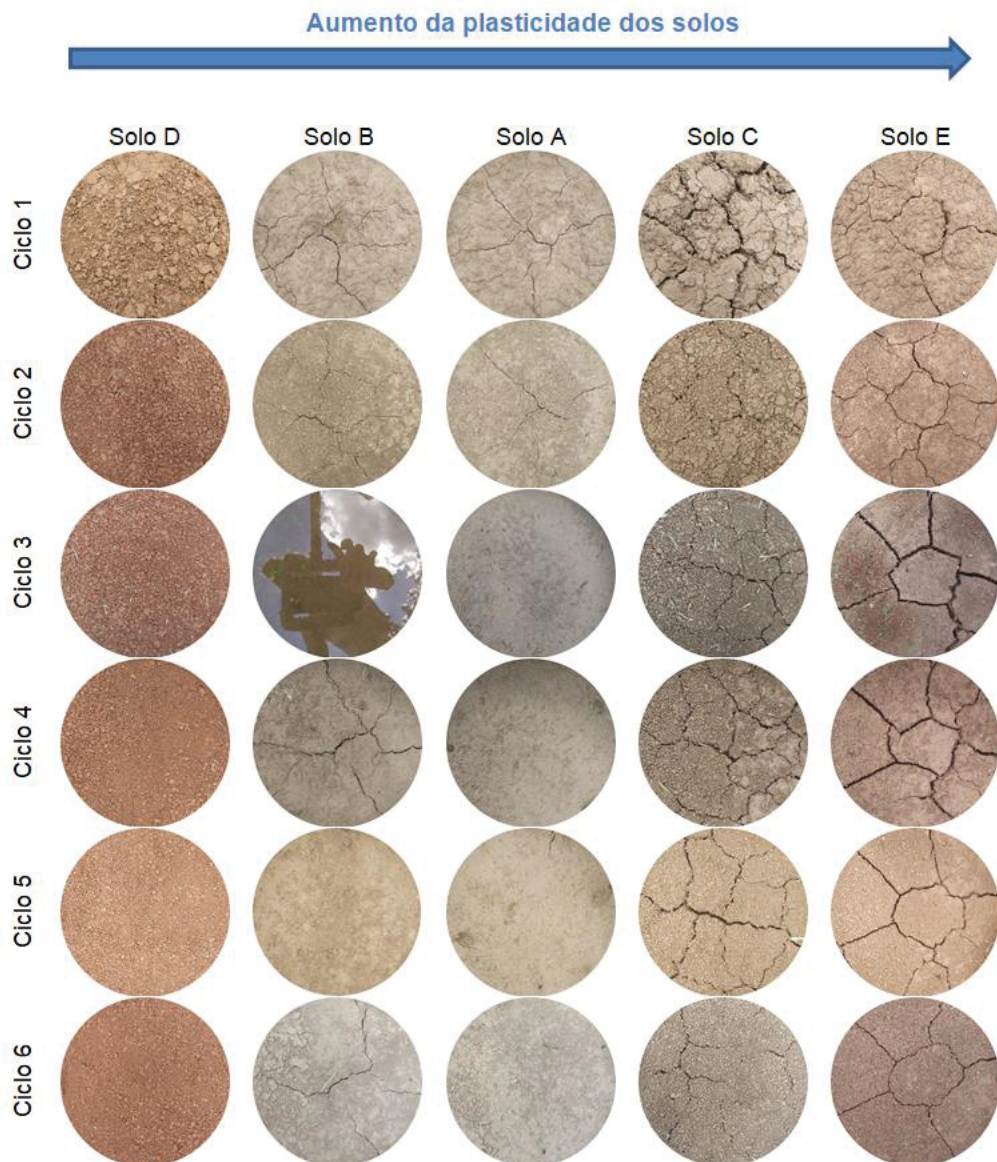
de fissuramento mais elevados foram observados neste ciclo. Vale ressaltar que se trata do ciclo mais longo de secagem (20 dias). Este tipo de comportamento, que também foi observado no solo C e que a cada ciclo vai apresentando um maior grau de fissuramento, também já foi observado por Tang *et al.* 2011. A imagem registrada ao final do ciclo está indicada na FIGURA 64f.

Tendo sido observado o comportamento dos cinco solos ao longo do período de monitoramento, destaca-se que o teor de umidade mínimo necessário para o surgimento de fissuras não necessariamente aumentou com o passar dos ciclos, contrariando o experimento de Tang et al (2011b). No entanto, confirmou-se que não apenas o umedecimento do solo é capaz de “fechar” fissuras previamente abertas mas também altas temperaturas são capazes de induzir o solo a uma autocicatrização (HEDAN *et al.*, 2012). Finalmente, constatou-se que o padrão geométrico de fissuras pré-existentes pode ser completamente apagado durante processos de umedecimento devido ao aumento de volume total que provoca uma distensão da massa de solo, dando lugar posteriormente a uma nova configuração de fissuras, ou seja, um padrão de fissuras pré-existentes não implica necessariamente na abertura de novas fissuras nos mesmos lugares.

4.4.2 Fissuramento x Caracterização Completa

O solo E é o que tem o maior índice de plasticidade (32%). O solo C tem o mesmo limite de liquidez que o D, porém é mais plástico, com um IP de 24%, enquanto o solo D tem um IP de apenas 4%. Os solos B e A são semelhantes em Liquidez e Plasticidade, com 8 e 10% de índice de plasticidade respectivamente. Numa escala de plasticidade teríamos então os solos E, C, A, B e D, do mais plástico para o menos plástico. A FIGURA 65 apresenta os cinco solos ao final de cada ciclo de secagem numa escala de plasticidade. Da esquerda para a direita os solos estão apresentados do menos plástico para o mais plástico.

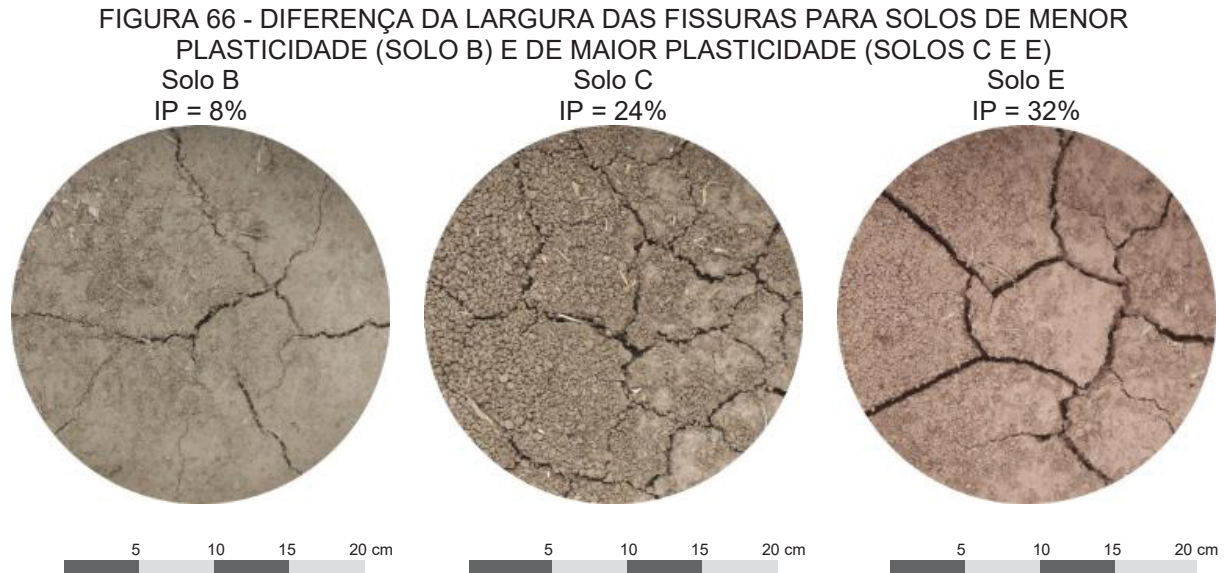
FIGURA 65 - COMPARAÇÃO DO FISSURAMENTO ENTRE OS CINCO SOLOS. DA ESQUERDA PARA A DIREITA ESTÃO APRESENTADOS OS SOLOS DO MENOS PLÁSTICO PARA O MAIS PLÁSTICO



FONTE: A autora (2021)

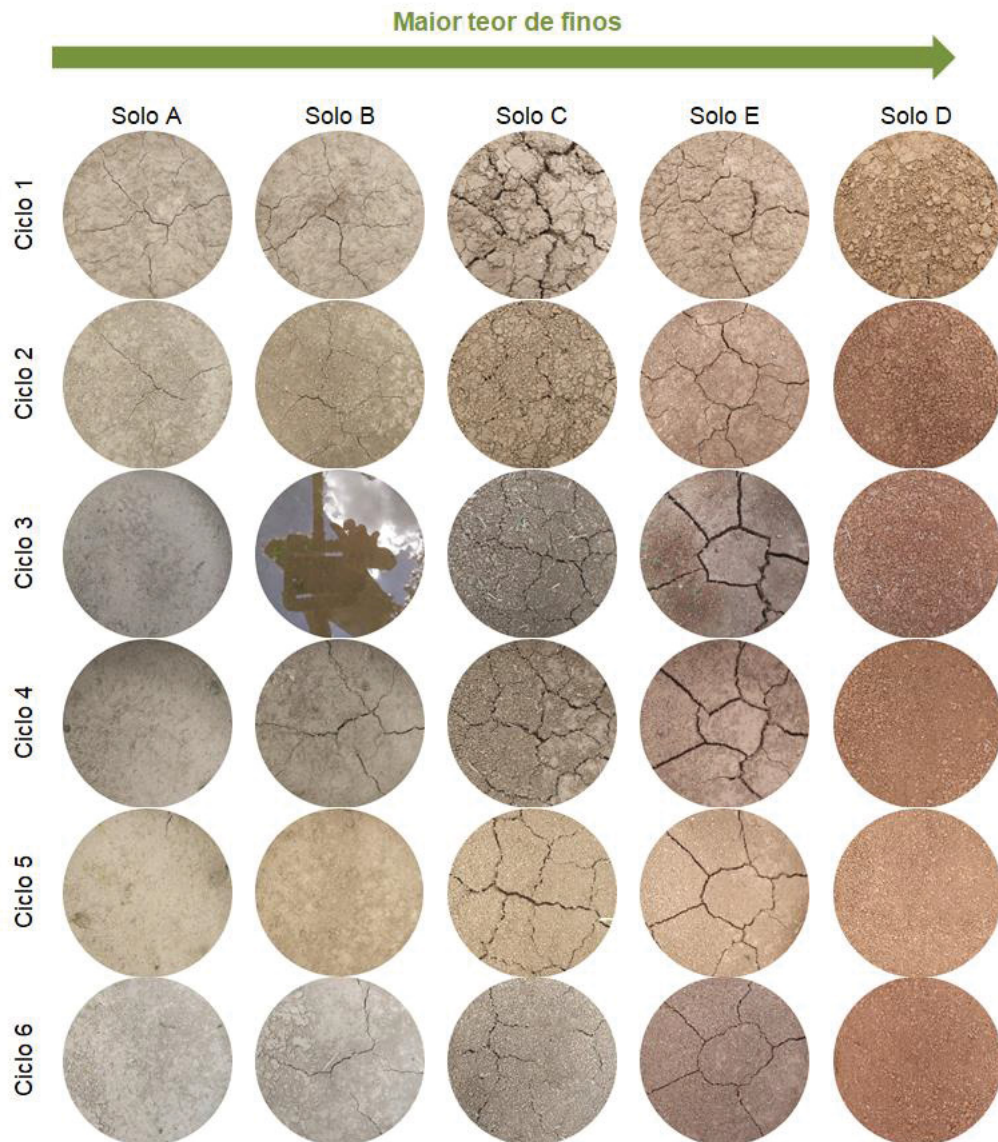
Nota-se que os solos mais plásticos (C e E) apresentaram um fissuramento mais bem definido, com fissuras mais largas e que reapareciam ao final de todos os ciclos de secagem, mesmo que sob uma configuração diferente. A geometria das fissuras seguiu um padrão poligonal. No caso dos solos menos plásticos (B e A), as fissuras desenvolvidas foram mais finas e aparentemente menos profundas do que as observadas nos solos mais plásticos. A geometria das fissuras remete a ramificações em uma folha. Além disso, o retorno do fissuramento ao final do ciclo 3 e do ciclo 5 não ocorreu para estes solos. Para o solo D, o menos plástico dos cinco

estudados, não houve o desenvolvimento de fissuras aparentes. A FIGURA 66 ressalta a diferença existente entre a largura das fissuras nos solos B, C e E. Enquanto o solo B, de baixa plasticidade, apresentou fissuras da ordem de 0,5 a 1 mm, os outros dois, mais plásticos, desenvolveram fissuras a partir de 1 até 3 mm.



Com relação ao teor de finos e teor de argila, os solos podem ser elencados do menos para o mais fino na seguinte ordem: A, B, C, E e D. É interessante observar na FIGURA 67 que os solos com menos finos (A e B) são os que apresentam menos fissuras ao longo dos ciclos e também os que cicatrizam mais rápido. Por sua vez, os solos com mais finos (D e E) são os que maiores graus de fissuramento e fissuras mais evidentes apresentaram. De acordo com Lakshmikanta (2009) solos com maior tendência ao fissuramento são os que possuem maiores porcentagens de material fino em sua composição e também os maiores índices de plasticidade, já que esses solos possuem uma maior capacidade de reter água. A FIGURA 67 apresenta os cinco solos ao final de cada ciclo de secagem numa escala de teor de finos. Da esquerda para a direita os solos estão apresentados do que apresenta menor teor de finos para o que apresenta maior teor de finos.

FIGURA 67 - COMPARAÇÃO DO FISSURAMENTO ENTRE OS CINCO SOLOS. DA ESQUERDA PARA A DIREITA ESTÃO APRESENTADOS OS SOLOS DO MENOS FINO PARA O MAIS FINO



FONTE: A autora (2020)

Quanto menor a quantidade de finos presente no solo, e também o teor de argila, menos espessas foram as fissuras observadas (solos A e B). As fissuras mais largas foram observadas nos solos com maior teor de finos (solos C e E). O solo D, com alto teor de finos porém baixo índice de plasticidade, apresentou erosão superficial da amostra e, conseqüentemente, uma resposta ruim a metodologia aplicada, uma vez que as partículas de solo que se soltavam da superfície durante os ciclos de umedecimento e secagem, ali permaneciam e acabavam encobrendo possíveis fissuras que eventualmente pudessem aparecer.

Em relação a área fissurada (CIF), desconsiderando-se o solo E, para o qual a metodologia não permitiu conclusões consistentes, os solos A e B mostraram valores de CIF oscilando entre 0 e 5% e 0 e 10%, respectivamente. Os solos E e C por sua vez, valores de CIF oscilando entre 0 e 17% e 0 e 20%, também respectivamente (FIGURA 53). Estes dados confirmam que os solos menos plásticos e com menos finos fissuram menos do que aqueles mais plásticos e com maior teor de finos.

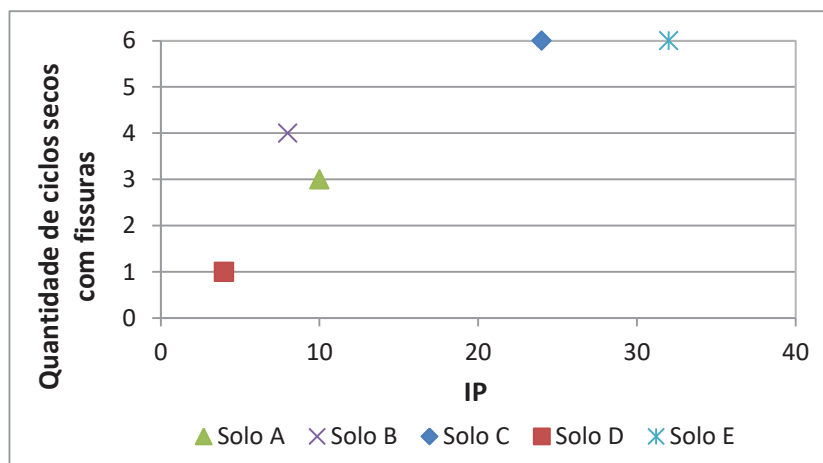
Com relação a densidade seca máxima de cada solo, os solos A e B atingiram os maiores valores, seguidos pelos solos C, D e E. Considerando-se que os solos estavam compactados na sua densidade seca máxima inicialmente (e na sua umidade ótima), os que apresentaram menores valores de CIF foram os que maior densidade apresentavam.

As argilas com propriedades expansivas, ou seja, aquelas compostas por minerais expansivos, se caracterizam pela significativa expansão e retração que pode ocorrer por alterações em sua umidade. Nestas argilas, um processo de ressecamento poderia provocar uma retração volumétrica ainda mais considerável e níveis de fissuramento muito elevados. Dentre os solos aqui estudados, os solos A, B e D apresentaram expansibilidade baixa, o solo E apresentou expansibilidade média e solo C apresentou expansibilidade baixa/média, ou seja, no limiar entre baixa e média (TABELA 12).

O solo C foi àquele que apresentou a maior quantidade de fissuras ao longo do monitoramento. O solo E teve um comportamento similar, apresentando fissuramentos em todos os ciclos. Não há dúvidas de que a característica de expansibilidade de ambos também contribuiu para seu maior fissuramento, como pode ser observado na FIGURA 67.

A quantidade de ciclos secos que apresentaram fissuras nos solos não saturados, coesivos e moldados na sua umidade ótima, mostrou-se diretamente proporcional ao índice de plasticidade e ao teor de finos.

FIGURA 68 – ÍNDICE DE PLASTICIDADE DE CADA SOLO VERSUS O NÚMERO DE CICLOS COM FISSURAS QUE APRESENTARAM



Fonte: A autora (2021)

Os solos com maiores teores de finos (C e E) desenvolveram maiores quantidade de fissuras em área, fissuras mais largas com padrão poligonal. Os solos com menor quantidade de finos (A e B) desenvolveram menores quantidades de fissuras em área, porém fissuras menos espessas com geometria que remete a ramificações em uma folha.

Há indícios de que a expansibilidade das argilas, mais especificamente do argilomineral Caulinita, tenha contribuído para um surgimento maior de fissuras nos solos C e E.

Conclui-se que encostas não saturadas compostas por materiais mais plásticos e argilosos serão mais impactadas pelo surgimento de fissuras de dessecação num cenário futuro de clima predominantemente seco intercalado com chuvas intensas. A abertura de fissuras tanto mais largas quanto em maior quantidade neste tipo de material, assim como o surgimento de novas fissuras a cada novo ciclo de secagem, tornam estas encostas as mais suscetíveis aos impactos das mudanças climáticas até o final deste século.

Vale destacar que os cenários de mudanças climáticas previstos, a depender da intensidade que se confirmem, podem também acelerar o processo de intemperismo e decomposição das encostas de solos não saturados, contribuindo, especialmente na Região da Serra do Mar, para o surgimento de camadas mais espessas de solos residuais maduros que, por natureza, são ricos em argilominerais expansivos.

4.4.3 Fissuramento x Variação da Umidade e Sucção

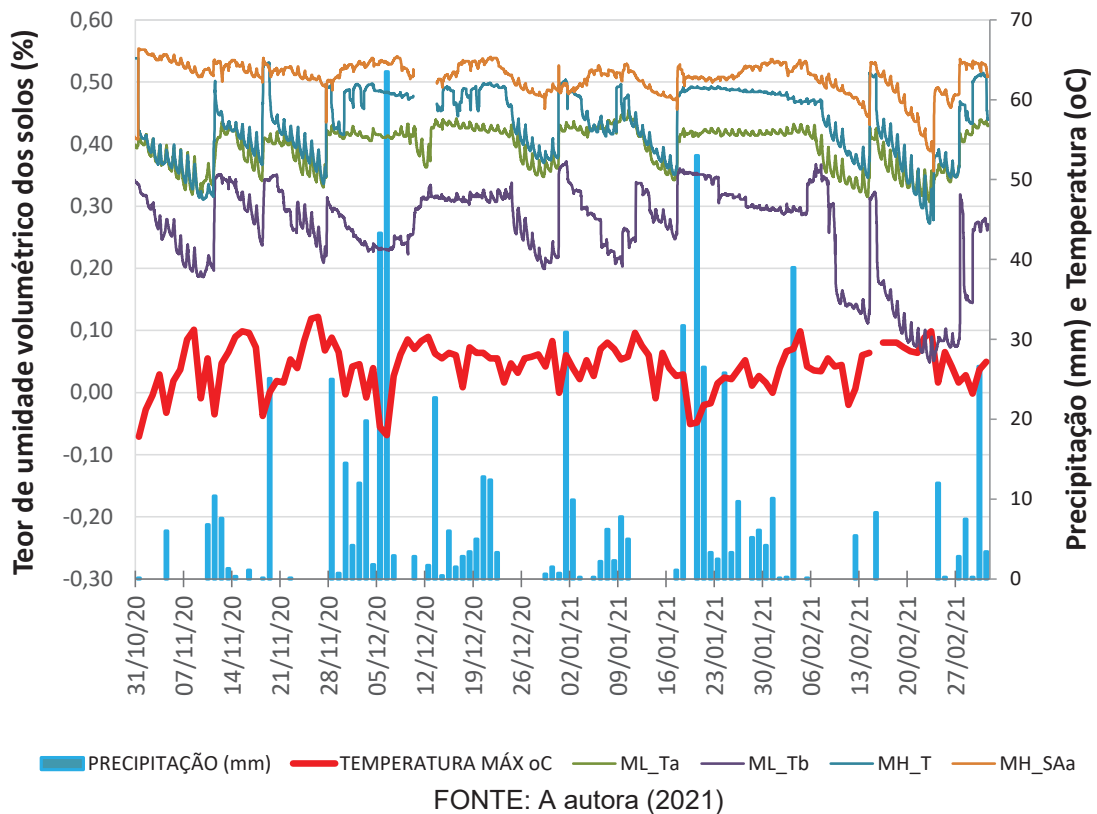
O solo A teve o seu teor de umidade volumétrico variando entre aproximadamente 0,30 e 0,45. O valor máximo, atingido algumas vezes, corresponde a sua porosidade, ou seja, ao seu teor de umidade saturado. É possível observar vários patamares de saturação deste solo ao longo do período de monitoramento. A amplitude de variação de sua umidade é comparável apenas a do solo D, para o qual os valores medidos oscilaram entre 0,40 e 0,54. No entanto, o solo A difere deste solo quando se compara a forma menos íngreme da curva que indica sua perda de umidade com a forma do solo D. A diferença principal entre eles está relacionada ao valor de entrada de ar que, para o solo A é de 26.000 e para o solo D é de 100.000, conforme apresenta a TABELA 14.

Os solos B e C têm valores de entrada de ar ainda menores, de 4.000 e 7.000 kPa respectivamente (TABELA 14), o que faz com que o tempo de resposta de ambos para a perda de umidade nos períodos de seca seja ainda mais lento e o que pode também justificar a amplitude maior de umidade experimentada por estes solos. No caso do solo B, a umidade variou entre 0,05 e 0,35 (quando saturado) e no caso do solo C entre 0,27 e 0,50 (quando saturado).

O solo E também tem um valor de entrada de ar baixo, da ordem de 10.000kPa (TABELA 14). Assim como os demais com esta característica (solo B e solo C) também apresentou uma amplitude de variação de umidade grande, da ordem de 0,30. Os solos A e D, cujos VEA são maiores, oscilaram em apenas 0,15 e 0,18.

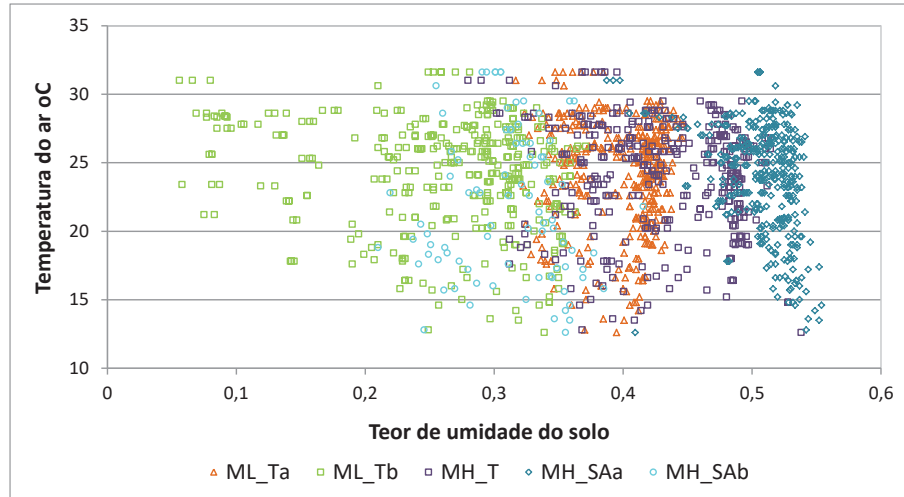
Espera-se que haja uma concordância entre a leitura observada nos sensores de umidade e os episódios de precipitação ocorridos ao longo do período de monitoramento. A FIGURA 69 mostra que ela existe.

FIGURA 69 – TEOR DE UMIDADE VOLUMÉTRICO MEDIDO NOS SOLOS (À ESQUERDA) E DADOS DE PRECIPITAÇÃO E TEMPERATURA NO PERÍODO (À DIREITA)



Espera-se também que haja uma relação inversa entre as leituras e as temperaturas máximas registradas a cada dia. Ou seja, quando do aumento da temperatura ambiente, espera-se a diminuição da umidade dos solos. No entanto, a FIGURA 70 mostra que esta relação não é clara e direta. Os dados foram plotados para o mesmo dia, ou seja, temperatura do ar e umidade do solo no mesmo instante, de forma que não conseguem representar o efeito do atraso entre aumento da temperatura do ar e diminuição do teor de umidade, como consequência da evaporação. Por esta razão, o que se observa são nuvens de pontos para cada solo onde só é possível perceber que a amplitude de variação de umidade de cada um é distinta. Esta amplitude está diretamente ligada ao índice de vazios de cada amostra, ou seja, ao teor de umidade volumétrico saturado.

FIGURA 70 – RELAÇÃO ENTRE A VARIAÇÃO DA TEMPERATURA DO AR E O TEOR DE UMIDADE LIDO EM CADA SOLO



FONTE: A autora (2021)

Conhecendo-se as curvas características de cada solo (FIGURA 52) e o teor de umidade de cada amostra ao longo do tempo (FIGURA 54), a faixa de sucção experimentada por cada amostra de solo pôde ser estimada. Os valores encontram-se resumidos na TABELA 16.

TABELA 16 – VALORES DE SUCÇÃO EXPERIMENTADOS POR CADA SOLO

	Teor de umidade máximo $\theta_{\text{máx}}$	Teor de umidade mínimo $\theta_{\text{mín}}$	Sucção correspondente a $\theta_{\text{máx}}$ ψ (kPa)*	Sucção correspondente a $\theta_{\text{mín}}$ ψ (kPa)*
Solo A	0,45	0,30	0,00	17.500
Solo B	0,35	0,05	0,00	100.000
Solo C	0,50	0,20	0,00	150.000
Solo D	0,54	0,36	0,00	10.000
Solo E	0,57	0,20	0,00	200.000

* o método descrito na ASTM D5298-16 pode avaliar a sucção em uma faixa que varia de 10 a 100.000 kPa.

FONTE: A autora (2021)

Todos os solos registraram valores de umidade máximos iguais ao teor de umidade volumétrica saturado, indicando a saturação do solo e, conseqüentemente, valores de sucção iguais a zero.

Os teores de umidade mínimos atingidos oscilaram entre 0,05 e 0,36 e corresponderam a valores de sucção entre 10.000 e 200.000 kPa.

O solo A e o solo D novamente apresentaram resultados semelhantes. Os solos não experimentaram valores de sucção superiores a 17.500 e 10.000 kPa, respectivamente.

Os solos B, C e E experimentaram sucções com uma magnitude a mais em sua ordem de grandeza, de 100.000, 150.000 e 200.000, respectivamente.

Levando-se em consideração que os cinco solos experimentaram as mesmas condições ambientais, é possível concluir que os solos B, C e E, quando submetidos a períodos de seca são capazes de atingir valores de sucção muito superiores do que os demais, em função do surgimento das fissuras de dessecação. Isso implica que numa condição de estabilidade de encosta, taludes compostos por estes tipos de materiais, após períodos de seca, estariam em condições muito mais favoráveis do que aqueles que atingiram valores menores de sucção após a seca. Assim, num evento de precipitação, os solos B, C e E levariam mais tempo para atingir condições de instabilidade do que os solos A e D.

Ao se observar o VEA de cada solo juntamente com o valor máximo de sucção registrado pelos teores de umidade TABELA 17 nota-se que o solo A e o solo D não atingiram valores de sucção correspondentes a seus valores de entrada de ar.

TABELA 17 – VALOR DE ENTRADA DE AR DE CADA SOLO E SUCÇÃO MÁXIMA EXPERIMENTADA

	Sucção correspondente a $\theta_{mín}$	VEA (kPa)
	ψ (kPa)*	
Solo A	17.500	26.000
Solo B	100.000	4.000
Solo C	150.000	7.000
Solo D	10.000	100.000
Solo E	200.000	10.000

Fonte: A autora (2021)

Os VEA's estão associados ao tempo de resposta (infiltração) da perda de sucção destes solos. Os solos B, C e E são os que apresentam menores valores de

entrada de ar, ou seja, respondem mais rápido a infiltração, enquanto os solos A e D são os que mais tempo levam para absorver a água após um dado período de seca. Isto pode ser também um dos motivos pelos quais estes solos não apresentaram um desenvolvimento de fissuras representativo, conforme já discutido anteriormente. Ensaios de permeabilidade a carga variável em todas as amostras de solo podem vir a elucidar esta discussão.

Verificou-se que diferentes solos, cada qual compactado na sua umidade ótima e densidade seca máxima ($\pm 5\%$), apresentam comportamentos totalmente distintos no que se refere à formação de fissuras de dessecação quando expostos a ciclos de umedecimento e secagem.

Vale destacar que o estudo foi feito em solo nu, sem nenhum tipo de proteção de vegetação.

Por fim, sabendo-se que as rachaduras se abrem devido a uma perda da resistência a tração do solo, conclui-se que os diferentes materiais cruzam este limite para valores distintos de sucção, a depender do VEA de cada solo. Ou seja, alguns solos apresentam as primeiras fissuras de dessecação já logo com um pequeno aumento da sucção enquanto outros necessitam de valores maiores para que as fissuras possam se desenvolver. Trata-se, portanto de outra variável a ser mais bem compreendida no estudo do impacto das mudanças climáticas em encostas não saturadas. Assim, num evento de precipitação, os solos B, C e E levariam mais tempo para atingir condições de instabilidade do que os solos A e D. Portanto, os níveis de sucção necessários ao desenvolvimento de fissuras dependem da curva característica do solo.

5 MODELO NUMÉRICO PARA ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS DESLIZAMENTOS DE TERRA

5.1 MODELO SEM FISSURAS

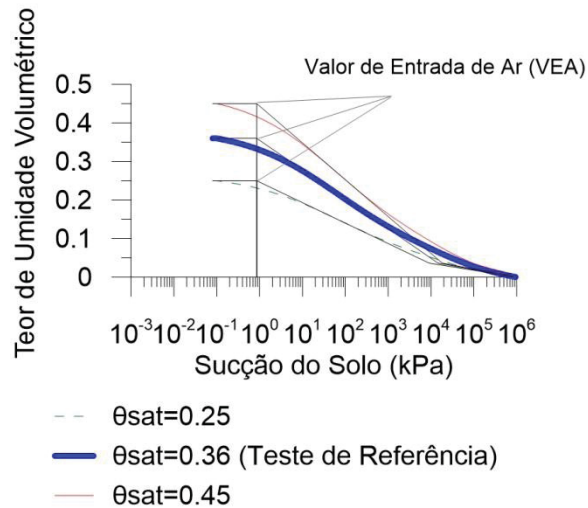
5.1.1 Análise Paramétrica

A importância relativa da geometria da encosta, da distribuição inicial de poropressões e das propriedades hidráulicas e mecânicas do solo na deflagração da instabilidade de um talude homogêneo sujeito a um evento pluviométrico foi investigada através de uma série de estudos paramétricos. Após a realização das 25 análises apresentadas na TABELA 9, os fatores de segurança encontrados foram plotados versus o parâmetro correspondente, a fim de quantificar a influência do parâmetro sobre a estabilidade ou ainda constatar a não influência dele sobre o fator de segurança. Os valores dos parâmetros, superior e inferior, foram escolhidos de modo que ao menos uma das análises resultasse num valor maior que um e ao menos uma das análises resultasse num valor menor que um. Quando os fatores de segurança encontrados não cruzaram a linha de estabilidade ($F.S.=1$), outros valores foram testados até que esta situação fosse alcançada.

5.1.1.1 Teor de umidade volumétrico saturado

Os parâmetros hidráulicos utilizados no teste de referência (Ref.) foram obtidos após ajuste da curva característica apresentada em Pretto *et al.* (2013). A FIGURA 71 mostra esta curva de retenção, bem como as demais associadas aos diferentes valores de teor de umidade volumétrico saturado.

FIGURA 71 – CURVAS CARACTERÍSTICAS ADOTADAS PARA DIFERENTES VALORES DE θ_{SAT}



FONTE: A autora (2020).

A TABELA 8 apresentou os parâmetros de ajuste de Fredlund e Xing (1994) associados à análise de referência (Ref.). O teor de umidade volumétrica residual assumido foi de 0,0365, que corresponde a uma porcentagem residual de 10,14% do teor de umidade volumétrica saturado de 0,36; o valor de entrada de ar (VEA) é de 0,86 kPa. A sucção na saturação e o teor de umidade volumétrica na saturação foram assumidos como 0,1 kPa e 0,3379, respectivamente para todas as análises.

Para o método de ajuste da curva de permeabilidade foi aplicado um valor mínimo de condutividade hidráulica de $8,64E-6$ m/dia (FREDLUND *et al.* 1994). A função de permeabilidade não é afetada pela variação do teor de umidade volumétrica. Foram estudados três valores de teor de umidade volumétrica saturado (θ_{sat}). Umidades maiores representam uma maior estabilidade da encosta. Entretanto, sua variação é ligeiramente perceptível, o que nos faz supor que sua variação não influencia significativamente na estabilidade do talude.

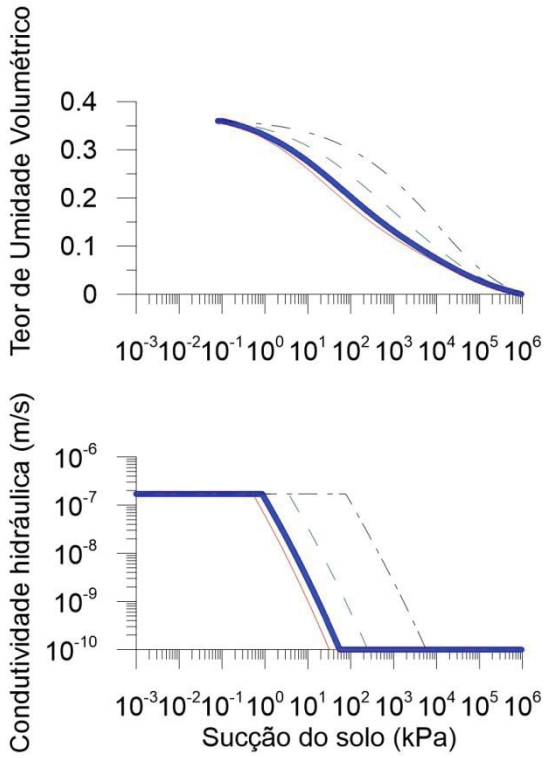
5.1.1.2 Parâmetros hidráulicos de ajuste de Fredlund e Xing

Para o parâmetro a_f , foram adotados valores iguais a 20; 100 e 1000 (FIGURA 72a) (FREDLUND; XING, 1994). Na FIGURA 73a, a relação entre a_f e F.S.

mostra que há uma tendência de queda na segurança conforme aumenta o valor de a_f . No entanto, a variação é muito pequena para afirmar que existe qualquer correlação importante. Como em todas as outras situações, as análises foram feitas considerando que todos os outros parâmetros associados com a curva permanecem constantes. O valor de entrada de ar (VEA) é uma função do valor a_f da curva e, portanto, ele também muda em cada análise. Segundo a definição, o VEA é o valor de sucção acima do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo. Ele é diretamente proporcional ao a_f , de modo que seu aumento também causa uma queda no fator de segurança. Análises realizadas com diferentes valores de a_f e outras propriedades do solo diferentes daquelas adotadas neste trabalho já demonstraram um comportamento distinto daquele observado aqui. Isto enfatiza a importância de avaliar um universo maior de possibilidades com relação à variação deste parâmetro cuja natureza é logarítmica, ou seja, sua influência pode ser observada apenas com uma oscilação mínima da ordem de uma magnitude.

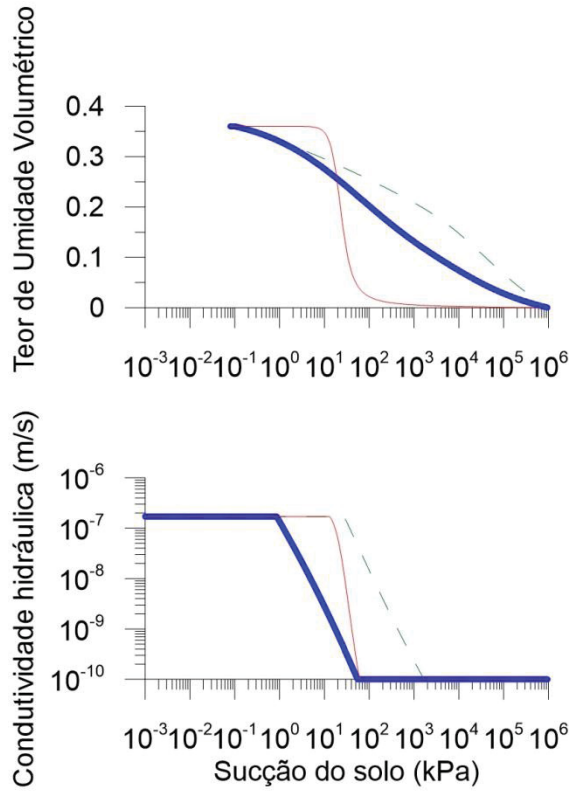
A FIGURA 72 mostra as curvas características e as funções de permeabilidade adotadas. Fica evidente que ambas as formas são influenciadas pelos parâmetros de ajuste adotados (FREDLUND; XING, 1994).

FIGURA 72 – CURVAS CARACTERÍSTICAS E FUNÇÕES PERMEABILIDADE PARA DIFERENTES VALORES DE PARÂMETROS DE FREDLUND E XING (A) a_f ; (B) n_f ; (C) m_f ; (D) h_r



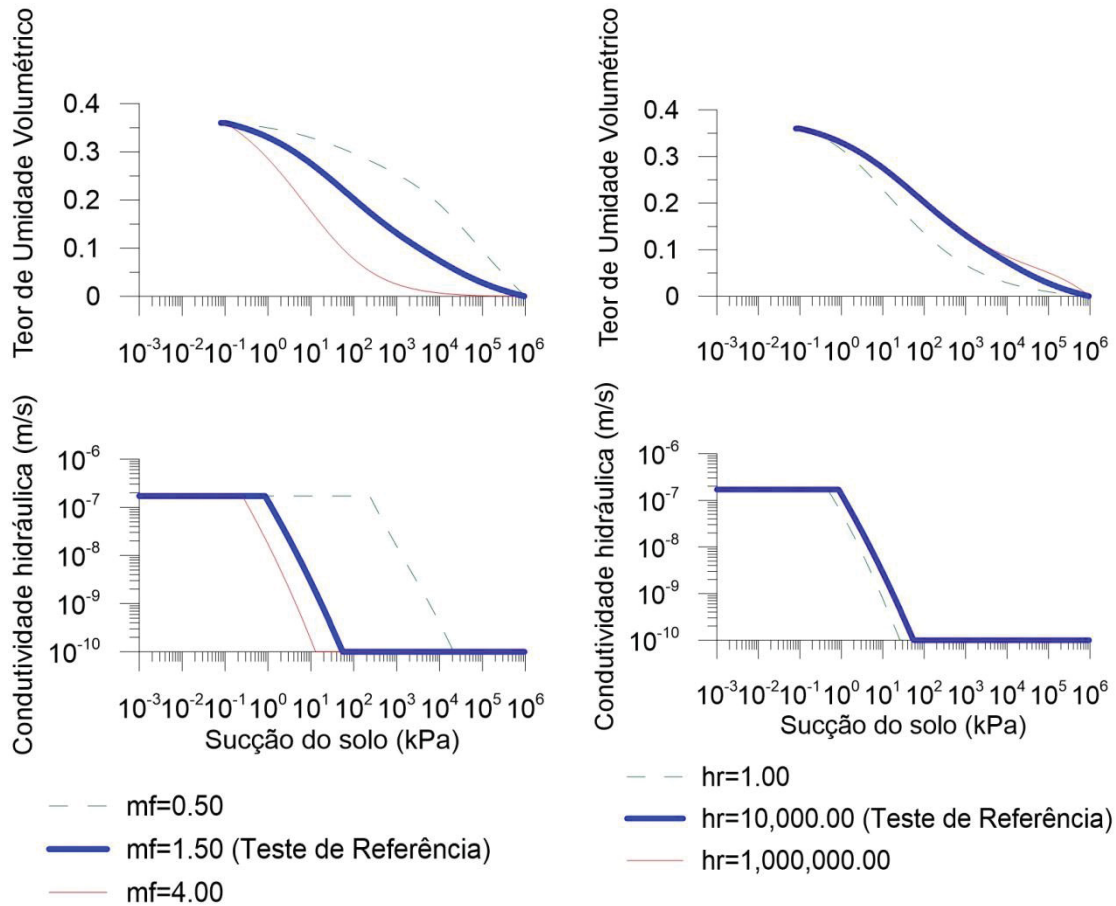
- $af=10$
- $af=20$ (Teste de Referência)
- - $af=100$
- - $af=1000$

(a)



- - $nf=0.20$
- $nf=0.40$ (Teste de Referência)
- $nf=4.00$

(b)



(c)

(d)

FONTE: A autora (2020)

Como referência, os valores de VEA associados a cada cenário estão mostrados nas figuras (FIGURA 72a e FIGURA 72b). Eles também estão resumidos na

TABELA 18, onde é possível ver como o VEA varia conforme variam os demais parâmetros de ajuste. Os valores de VEA são apresentados em ordem crescente para que sua grande variação devido à mudança dos parâmetros a_f , n_f , m_f e h_r possa ser facilmente observada.

TABELA 18 – VALORES DE ENTRADA DE AR PARA DIFERENTES COMBINAÇÕES DE PARÂMETROS DE AJUSTE DE FREDLUND E XING

a_f	n_f	m_f	h_r	VEA
20	0.4	4.0	10,000	0.25
20	0.4	1.5	1	0.47
20	0.4	1.5	1,000,000	0.84

20	0.4	1.5	10,000	0.86
1000	0.4	1.5	10,000	3.55
20	4.0	1.5	10,000	13.06
20	0.2	1.5	10,000	27.58
100	0.4	1.5	10,000	76.28
20	0.4	0.5	10,000	237.19

FONTE: A autora (2021)

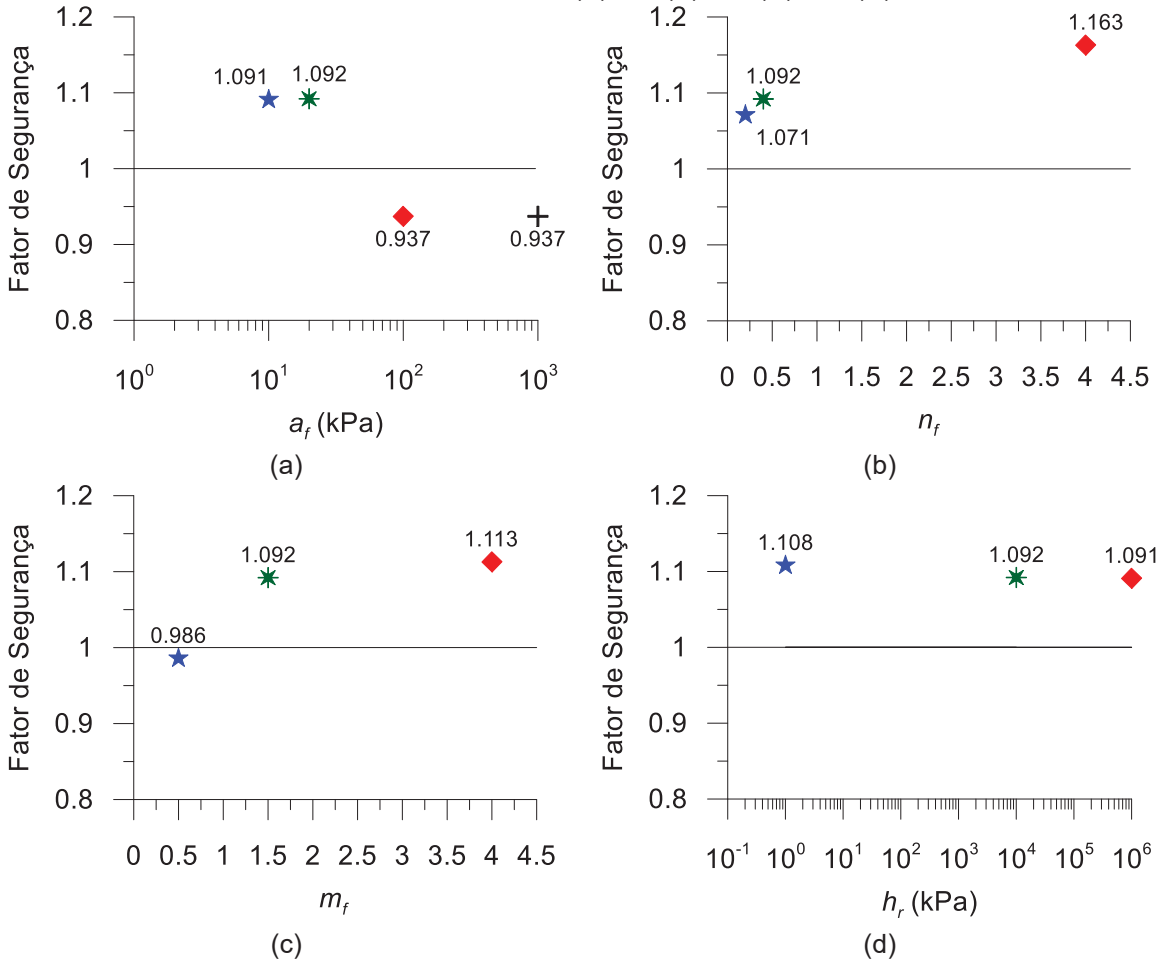
A FIGURA 72b mostra curvas características e funções de permeabilidade adotadas para diferentes valores de n_f . Também neste caso, como esperado, ambas as formas são influenciadas pelo parâmetro. Novamente três valores de n_f foram avaliados: 0,4 (Teste de referência), 0,2 e 4,0. A FIGURA 73b mostra que apesar da pequena mudança, um aumento em n_f representa um F.S. maior. A linha F.S.=1 não foi cruzada, mesmo quando outras tentativas foram feitas. De acordo com Leong e Rahardjo (1997) o aumento no valor de n_f indica um terreno mais uniforme. Isto significa que para a encosta em estudo, quanto mais uniforme o solo, mais estável ele tende a ser.

Foram adotados valores de m_f iguais a 1,5 (Teste de referência), 0,5 e 4,0 (FIGURA 72c). O aumento deste fator, associado a uma maior verticalização da curva e um menor teor de umidade volumétrico residual (LEONG; RAHARDJO, 1997), também indica um aumento do fator de segurança (FIGURA 73c). O teor de umidade volumétrico residual é o teor de umidade a partir do qual uma grande variação na sucção é necessária para remover mais água do solo, o que significa o valor de umidade abaixo do qual os aumentos na sucção não produzem mudanças expressivas no teor de umidade. Novamente, a variação observada é pequena, mas indica claramente a relação direta entre as duas variáveis. Neste caso, o ponto onde o talude cruza a linha de estabilidade ($m_f \sim 0,75$) pode ser visto.

Finalmente, foram adotados valores de h_r iguais a 10.000 (Teste de referência), 1 e 1.000.000 (FIGURA 72d). A FIGURA 73d mostra que mesmo considerando uma variação logarítmica para o parâmetro h_r , a segurança do talude (valor de F.S.) não é afetada. Este parâmetro representa a sucção existente no teor de umidade residual. Conforme apresentado anteriormente, abaixo do teor de umidade residual, os aumentos na sucção não produzem variações significativas no

teor de umidade. Não há, portanto, nenhuma influência exercida por este parâmetro para a situação estudada.

FIGURA 73 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS OS PARÂMETROS DE AJUSTE DE FREDLUND E XING (A) AF; (B) NF; (C) MF; (D) HR



FONTE: A autora (2020)

Outro estudo paramétrico também investigou os efeitos das propriedades hidráulicas do solo sobre rupturas de talude induzidas por chuva (RAHARDJO *et al.* 2007; RAHIMI *et al.* 2010). De acordo com os autores, as propriedades hidráulicas do solo definidas pela curva característica, a condutividade hidráulica saturada e a função permeabilidade juntamente com a intensidade da precipitação desempenham um papel de controle na instabilidade de taludes submetidos a precipitações.

A estabilidade das encostas formadas por solos com boa capacidade de drenagem não é sensível à variação dos parâmetros de ajuste da curva

característica (RAHIMI *et al.*, 2010). Esta afirmação está de acordo com os dados acima apresentados. Mais estudos podem ser conduzidos com solos em diferentes condições de drenagem, de modo que uma variação mais sensível seja esperada.

Na China, Song *et al.* (2015) estudaram rupturas de taludes em reservatórios como consequência da oscilação do nível de água. Esta flutuação foi considerada como o principal fator desencadeante deste tipo de ruptura. Seus estudos também mostraram que os parâmetros de ajuste da curva característica, ou seja, a_f , n_f e m_f para o modelo de Fredlund e Xing, têm um efeito significativo nos deslizamentos de terra que podem ocorrer em rebaixamento de reservatórios. O coeficiente de permeabilidade saturada do solo e a velocidade de rebaixamento do nível de água também foram fatores de controle da estabilidade. Sua resposta também pode ser ligada às condições de drenagem dos solos que compõem o reservatório.

5.1.1.3 Condutividade hidráulica saturada

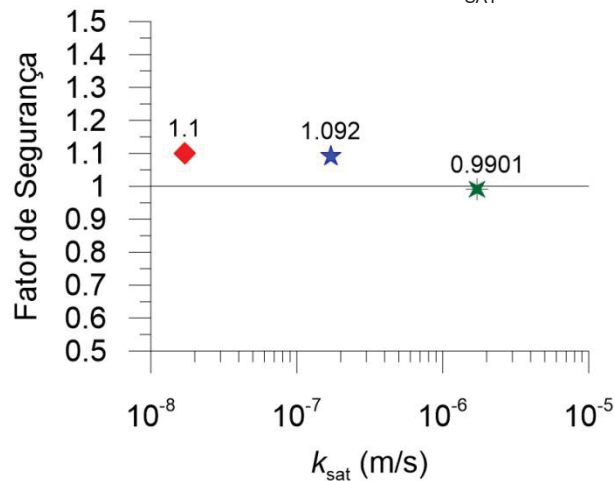
A FIGURA 74 mostra os três valores de k_{sat} avaliados no estudo paramétrico associados ao fator de segurança correspondente. Considerando uma mesma precipitação, quanto mais alto o coeficiente de permeabilidade saturada do solo, menor espera-se que seja a segurança da encosta. Isso acontece porque valores de k_{sat} mais elevados permitem que mais água seja absorvida pelo solo e, portanto, uma poropressão positiva mais alta é gerada levando a encosta a uma condição mais desfavorável em relação à segurança e, então, uma possível ruptura.

Como a precipitação considerada em todas as análises é a mesma, a relação k_{sat}/q , onde k_{sat} é a condutividade hidráulica saturada e q é a intensidade da precipitação, ilustra o aumento ou diminuição do k_{sat} . As análises foram realizadas para relações iguais a 0,01; 0,1 e 1. Análises para valores de k_{sat} superiores a intensidade de precipitação não foram realizadas.

Observa-se que quando a precipitação considerada é igual a condutividade hidráulica saturada do solo ($k_{sat}/q = 1$ FIGURA 75a), uma diminuição do k_{sat} (ou um aumento na precipitação) não é capaz de provocar mudança significativa na

estabilidade, já que o solo não tem capacidade de absorver a água excedente, que escorreria pela superfície compondo a parcela de *runoff*.

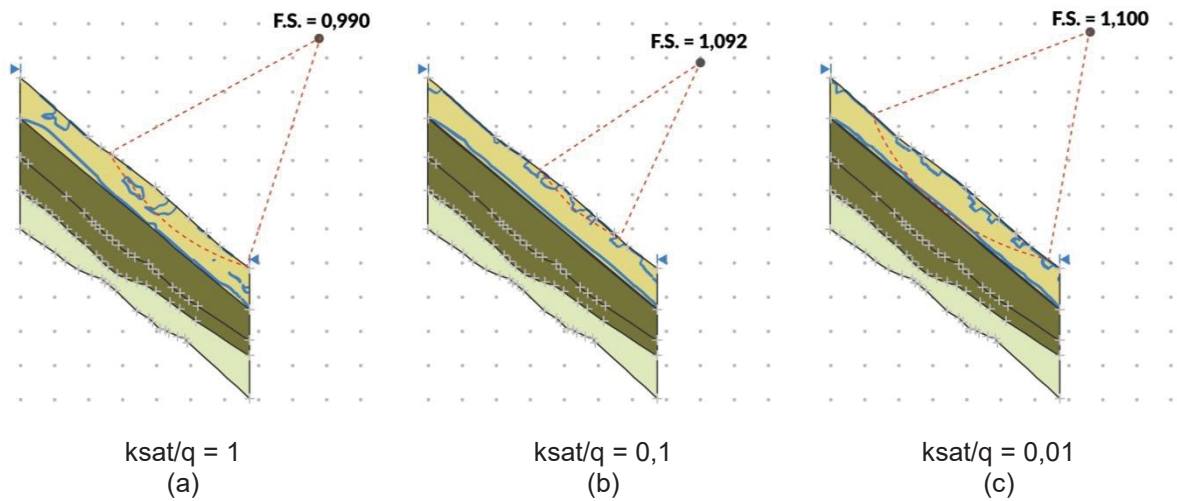
FIGURA 74 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA K_{SAT}



FONTE: A AUTORA (2020)

A FIGURA 75 mostra a diferença na frente de infiltração para os diferentes k_{sat} adotados. O maior valor de k_{sat} (FIGURA 75a) leva a poropressões positivas (linha azul) em profundidade maior, assim como faz com que o nível inicial do lençol freático se eleve. Esta condição de sucção no segundo dia de chuva é responsável pela ruptura. Por outro lado, o menor valor de k_{sat} (FIGURA 75c) altera insignificadamente o nível subterrâneo inicial de água e absorve água somente no primeiro metro de profundidade da encosta. A condição não é suficiente para levar a ruptura.

FIGURA 75 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS (A) $K_{SAT}=1,71E-6M/S$, (B) $K_{SAT}=1,71E-7M/S$ (TESTE DE REFERÊNCIA), (C) $K_{SAT}=1,71E-8M/S$



FONTE: A autora (2020)

Pesquisadores relatam que a variação da poropressão devido à precipitação ocorre em uma profundidade maior em relação à superfície em solos residuais com maior permeabilidade quando comparados com solos residuais com menor permeabilidade (RAHARDJO *et al.*, 2008). Ou seja, solos menos permeáveis têm seus perfis de sucção alterados até profundidades mais rasas do que àqueles menos permeáveis. Os dados aqui apresentados corroboram com este estudo, já que se observa que para $k_{sat}/q=1$ ocorre uma subida do lençol freático que não ocorre nas outras duas condições ($k_{sat}/q=0,1$ e $k_{sat}/q=0,01$). Além disso, a cunha de ruptura no primeiro caso (FIGURA 75a) sugere que a situação crítica, de ruptura, se dá pela água infiltrada pela superfície juntamente com a subida do lençol freático, que diminui a sucção a uma dada profundidade na frente de infiltração.

Segundo Rahimi *et al.* (2010), a condutividade hidráulica saturada k_{sat} do solo tem influência significativa na estabilidade tanto de declives com boas condições de drenagem ($k_{sat} \geq 10^{-4}$ m/s) quanto daqueles com más condições de drenagem ($k_{sat} \leq 10^{-6}$ m/s). Para os autores, a estabilidade dos taludes cuja permeabilidade é mais baixa é mais afetada por baixas intensidades de chuva.

Os valores de k_{sat} e de precipitação aqui adotados se encaixam nestas condições de baixa permeabilidade e baixa intensidade de precipitação proposta por Rahimi *et al.* (2010). Face o exposto, os dados sustentam a análise do presente trabalho. Dizer é uma coisa, provar é outra.

5.1.1.4 Geometria da encosta

A influência da geometria do talude foi avaliada em função do ângulo de inclinação do mesmo. A altura do talude foi fixada em 20m.

A influência do ângulo de inclinação do talude na estabilidade de um talude homogêneo foi avaliada a partir de três ângulos de declividade diferentes: 30, 40 e 50 graus. Os valores foram adotados porque, da bibliografia, são atribuídos a muitos solos brasileiros, de regiões de clima tropical, com comportamento de solos não saturados como os solos da Serra do Mar, por exemplo. O ângulo de quarenta graus foi o utilizado na análise de referência (Ref.). A FIGURA 76 mostra a clara relação existente entre a inclinação e a segurança do talude.

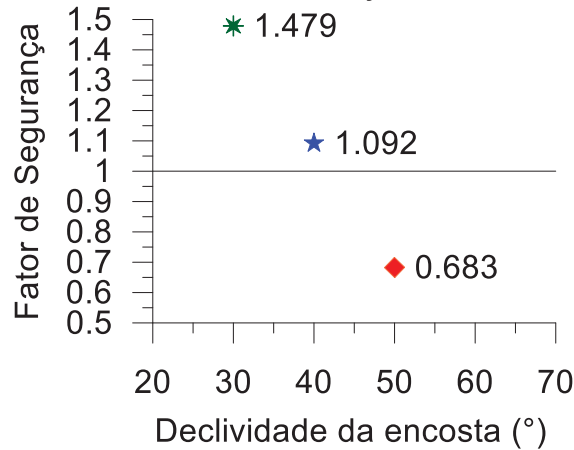
Outros pesquisadores já discutiram esta relação (RAHARDJO *et al.*, 2007; BORJA *et al.*, 2012; KOKUTSE *et al.*, 2016). Para alguns deles, Borja *et al.* (2012) e Kokutse *et al.* (2016), o ângulo de inclinação do talude foi o parâmetro que maior influência exerceu na variação do fator de segurança, ou seja, eles encontraram em seus estudos paramétricos que a inclinação de um talude é o parâmetro mais influenciável na estabilidade dentre todos os possíveis. Em outro estudo, a geometria da encosta teve um papel secundário, ficando atrás de parâmetros como propriedades do solo e intensidade da chuva dentre os fatores que controlam a instabilidade de taludes sujeitos a episódios de chuva (RAHARDJO *et al.*, 2007).

É importante mencionar que alguns autores já sugeriram que sob uma chuva de curta duração um talude de pequena inclinação necessita de dois requisitos cumpridos para que a ruptura ocorra (RAHARDJO *et al.*, 2007). Primeiro, a condutividade hidráulica saturada do solo deve ser alta e segundo, a intensidade da precipitação sobre o talude deve ser extremamente alta. Uma vez que o presente estudo inicialmente não avaliou diferentes eventos de precipitação, para o evento considerado a inclinação mais plana é estável.

Para os parâmetros adotados, a inclinação de 45 graus é a inclinação limite acima da qual o talude estaria estável para a precipitação considerada. Nas análises observadas, existe uma forte relação linear ($R^2=0,9848$) entre o aumento do ângulo

de inclinação da encosta e a queda do fator de segurança. Quanto maior o ângulo de inclinação, menor é o fator de segurança, conforme já apontado por pesquisas anteriores.

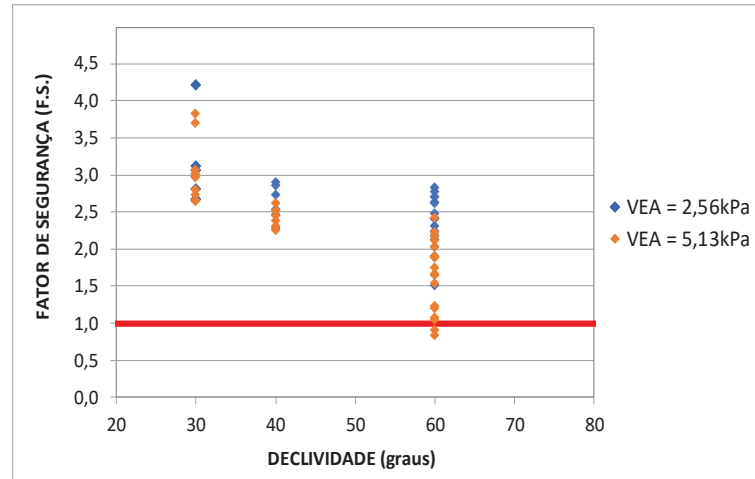
FIGURA 76 – VARIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM A DECLIVIDADE DA ENCOSTA



FONTE: A autora (2020)

Naturalmente que os taludes mais íngremes indicaram fatores de segurança menores. A figura parece carecer de provas suficientes de dados e a incerteza pode ser grande, uma vez que um único talude, com características específicas foi avaliado. No entanto, análises paralelas foram realizadas com a variação da curva característica, ou mais precisamente do VEA para observar sua influência qualitativa. Para uma curva, com valor de entrada de ar de 2,56kPa, os fatores de segurança obtidos foram muito superiores do que para a outra, cujo valor de entrada de ar é de 5,13kPa (FIGURA 77). Isso indica que curvas paralelas àquela apresentada na FIGURA 76 serão obtidas caso se opte por variar outros parâmetros envolvidos na análise, mas a relação direta entre declividade da encosta e seu fator de segurança, se confirma.

FIGURA 77 – FATORES DE SEGURANÇA X DECLIVIDADE X VALOR DE ENTRADA DE AR

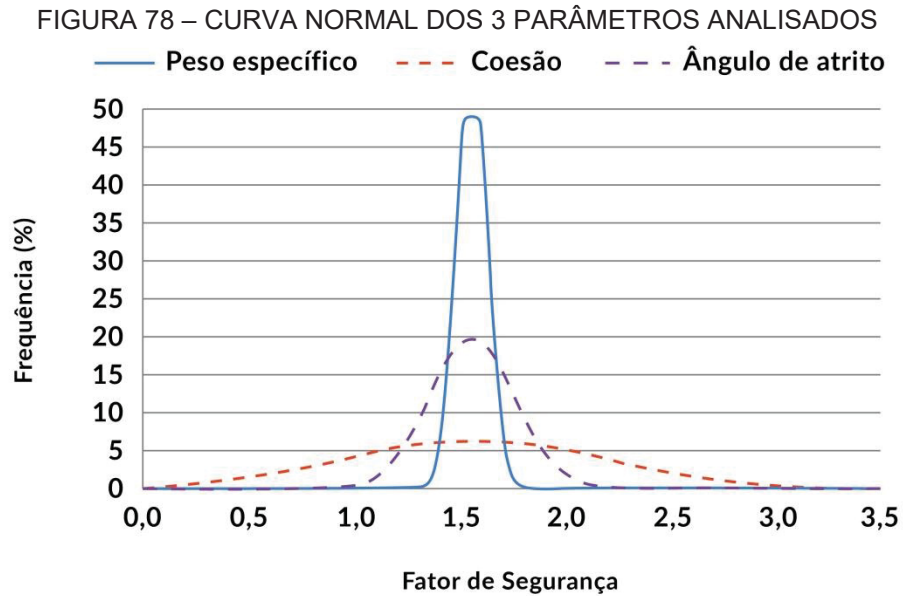


FONTE: A autora (2019)

5.1.1.5 Coesão

Estudos de análises de sensibilidade já estimaram as variâncias dos parâmetros mecânicos dos solos a partir de valores típicos do coeficiente de variação. A variância consiste no valor do desvio padrão sobre a média. Sandroni e Sayão, (1993), USACE, (1999) e Da Silva, (2017) realizaram uma análise de sensibilidade de alguns parâmetros relacionados à estabilidade de encostas, dentre eles o peso específico natural do solo, sua coesão efetiva e seu ângulo de atrito efetivo, com o objetivo de determinar a influência de cada um deles sobre o F.S., indicando quais variáveis tendem a ser mais críticas e quais possuem menor importância na avaliação da estabilidade de um talude. Os autores apontaram que dentre os parâmetros de resistência de um solo saturado, a variável que mais interfere na estabilidade de um talude é a coesão efetiva, cujo coeficiente de variação encontra-se entre 20 e 80%. O ângulo de atrito efetivo tem o coeficiente de variação entre 3,7 e 20% enquanto o do peso específico está entre 2 e 8%. Desta forma, fica evidente que a variação da coesão tem maior influência no resultado das análises de estabilidade (F.S.) quando comparado com as outras duas variáveis. Assim, atentou-se neste trabalho para que a determinação dos valores de coesão efetiva fosse feita de forma mais criteriosa. Deve-se levar em conta também que a coesão é o parâmetro que mais irá variar com a infiltração de água no solo, fazendo com que a escolha por um determinado valor deva ser ainda mais rigorosa e precisa. As análises realizadas pelos autores foram em modelos totalmente

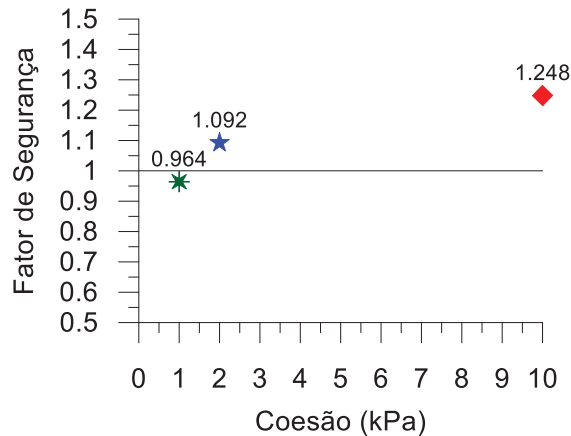
saturados, mas conseguem refletir a sensibilidade macro dos três importantes parâmetros de resistência. A FIGURA 78 apresenta os resultados encontrados por Da Silva 2017.



FONTE: Da Silva (2017).

Conforme esperado, de acordo com a equação que determina o fator de segurança (Equação 10), a coesão é um parâmetro independente, ou seja, ou não depende ou não é afetado por outros parâmetros da equação. Sua variação é diretamente proporcional ao aumento ou diminuição do fator de segurança. Valores de coesão mais elevados representam uma condição de estabilidade mais favorável ao talude (FIGURA 79).

FIGURA 79 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS COESÃO APARENTE DO SOLO



FONTE: A autora (2020)

Em seu estudo, Kokutse *et al.* (2016) elegeram a coesão como o segundo parâmetro mais importante que influencia o fator de segurança. Nesse caso, foi avaliada uma coesão extra adicionada por uma cobertura vegetal. De acordo com os autores, o ângulo de inclinação da encosta e a coesão desempenham um papel importante em rupturas rasas de taludes e afetam significativamente a estabilidade de um talude, independentemente do tipo de solo que o compõe.

Estudando solos não saturados, outros autores realizaram análises de estabilidade para mostrar os efeitos da sucção do solo sobre os fatores de segurança em um declive (CHING *et al.* 1984). O aumento da resistência do solo devido à sucção foi para eles incluído em termos de uma maior coesão. Os fatores de segurança também acompanham o aumento da coesão, ou seja, são diretamente proporcionais a ela. Todas estas análises anteriores confirmam os resultados apresentados acima.

5.1.1.6 Ângulo de atrito

Os ensaios de laboratório corriqueiramente executados no meio geotécnico são realizados em materiais saturados, de forma que pouca referência a valores experimentais de ϕ_b se encontra na bibliografia. Fredlund *et al.* (1978) apresentam uma tabela com valores experimentais de ϕ_b obtidos em diferentes solos. A partir desta tabela, criou-se a relação ϕ_b/ϕ' conforme apresentado na TABELA 19.

TABELA 19 – VALORES EXPERIMENTAIS DE Φ_B

Tipo de solo	w (%)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	ϕ_b (graus)	ϕ_b/ϕ' (%)
Xisto compactado	18,6	15,8	24,8	18,1	73%
Argila de pedra	11,6	9,6	27,3	21,7	79%
Argila Dhanauri	22,2	37,3	28,5	16,2	57%
Argila Dhanauri	22,2	20,3	29,0	12,6	43%
Argila Dhanauri	22,2	15,5	28,5	22,6	79%
Argila Dhanauri	22,2	11,3	29,0	16,5	57%
Argila cinza de Madrid	29,0	23,7	22,5*	16,1	72%
Granito decomposto não perturbado (Hong Kong)	-	28,9	33,4	15,3	46%
Riolito decomposto não perturbado (Hong Kong)	-	7,4	35,3	13,8	39%
Silte de Tappen-Notch	21,5	0,0	35,0	16,0	46%
Terreno compactado Glacial	12,2	10,0	25,3	7,0-25,5**	28%

*valor médio.

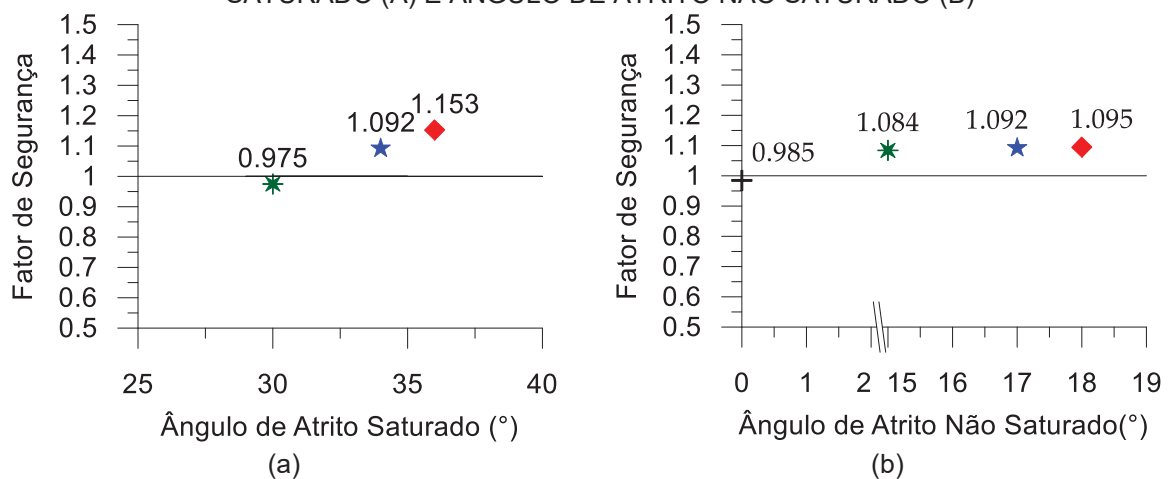
**para a relação f_b/f' foi utilizado o menor valor de f_b

FONTE: Adaptado de FREDLUND; RAHARDJO (1993).

A relação entre ϕ_b e ϕ' é muito diversa, de forma que o valor de ϕ_b varia entre 28 e 79% de ϕ' .

Da mesma forma que para a coesão, valores mais altos de ângulo de atrito do material, tanto saturado como não saturado, representam uma condição mais favorável de estabilidade (FIGURA 80).

FIGURA 80 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS ÂNGULO DE ATRITO SATURADO (A) E ÂNGULO DE ATRITO NÃO SATURADO (B)



FONTE: A autora (2020)

O parâmetro ϕ_b da Equação 10 é usado para quantificar o aumento da resistência ao cisalhamento devido à sucção. De acordo com Zhang *et al.* (2013),

quando o valor ϕ_b é desconhecido, um ϕ_b igual a 15° é às vezes utilizado no estudo de estabilidade de taludes para avaliar a influência da sucção matricial no F.S. Em muitos casos, entretanto, um valor ϕ_b de zero é empregado, significando que o efeito da sucção matricial é desprezado. O autor afirma que se o valor de entrada de ar (VEA) de um solo for menor que 1 kPa, o efeito da sucção matricial sobre o fator de segurança é mínimo, e o valor de ϕ_b pode ser negligenciado, ou seja, assumido como sendo zero. Neste estudo, o teste de referência (Ref.) tem um VEA de 0,86 kPa. Assim, o ângulo de atrito não saturado (FIGURA 80b) poderia ser reduzido a zero para mostrar a variação do Fator de Segurança, provocando o deslizamento de terra.

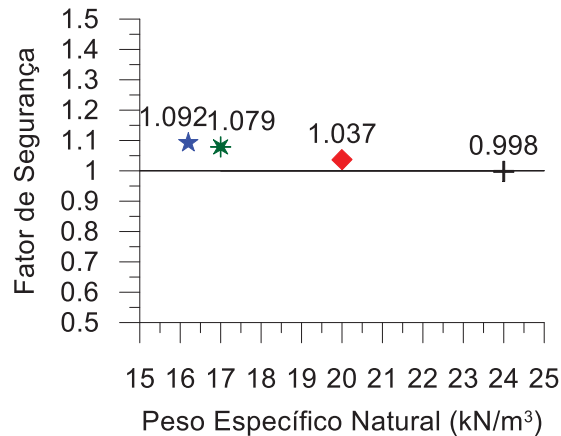
Ainda de acordo com Zhang *et al.* (2013), se o VEA de um solo estiver entre 1 e 20 kPa, as equações não lineares de resistência ao cisalhamento não saturado devem ser adotadas. Para solos com um VEA entre 20 e 200 kPa, um valor de ϕ_b igual a 15° fornece uma estimativa razoável dos efeitos da resistência ao cisalhamento não saturado na maioria dos casos. Para solos com um VEA superior a 200 kPa, no entanto, pode-se supor que ϕ_b seja igual ao ângulo de atrito efetivo do solo.

5.1.1.7 Peso específico

O peso específico do solo, assim como seus parâmetros de resistência mecânica, tem impacto direto sobre sua condição de estabilidade. Esta propriedade está diretamente relacionada com o tipo de solo, a geologia associada e as densidades de partículas minerais presentes no substrato, o que indica que quanto maior a densidade, menor o fator de segurança (

FIGURA 81).

FIGURA 81 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS PESO ESPECÍFICO NATURAL

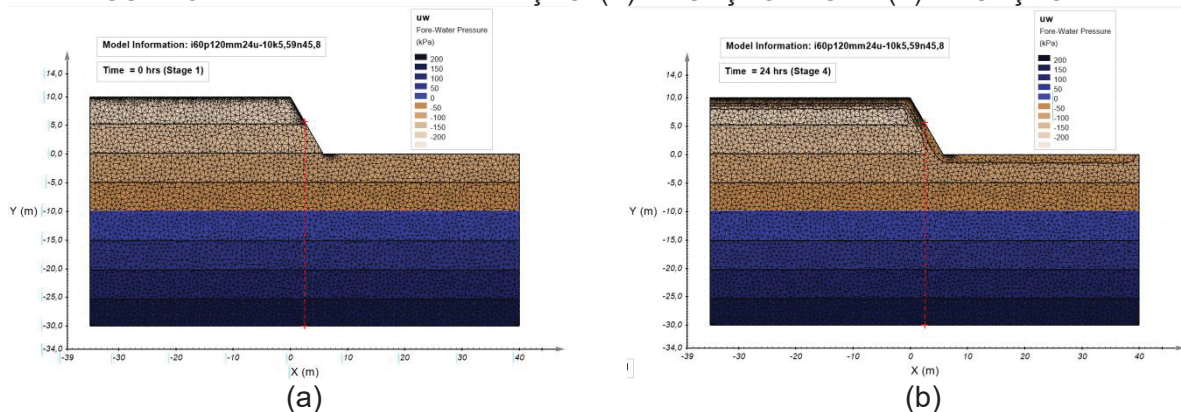


FONTE: A autora (2020)

5.1.1.8 Perfil de poropressão inicial

A FIGURA 82 mostra uma situação inicial e final de uma análise de fluxo com precipitação de 300 mm acumulados em 48h.

FIGURA 82 – ANÁLISE DE INFILTRAÇÃO. (A) SITUAÇÃO INICIAL (B) SITUAÇÃO FINAL



FONTE: A autora (2019).

De acordo com Rahardjo *et al.* (2008) e Borja *et al.* (2012), as características das mudanças na distribuição da poropressão são parâmetros associados à análise da estabilidade de taludes envolvendo solos não saturados. Os autores dizem que os mecanismos desencadeantes são complexos e incluem a redução da pressão capilar devido ao aumento da saturação e que as poropressões que antecedem um evento chuvoso significativo, bem como a magnitude do evento pluviométrico,

desempenham um papel importante no desenvolvimento de uma condição não favorável de distribuição de poropressões em um talude.

Em Singapura, Rahardjo *et al.* (2007) afirmaram que a localização inicial do lençol freático só teve um papel secundário, ficando atrás das propriedades do solo e da intensidade da precipitação em seu estudo paramétrico. Rahardjo *et al.* (2010) também realizaram estudos paramétricos para avaliar o efeito da posição do lençol freático, das intensidades de chuva e das propriedades do solo na estabilidade de um talude. Três diferentes posições do lençol freático correspondentes aos períodos chuvosos, típicos e de estiagem foram utilizados nas análises numéricas. Os fatores de segurança obtidos durante as chuvas não foram afetados significativamente pelo nível inicial do lençol freático.

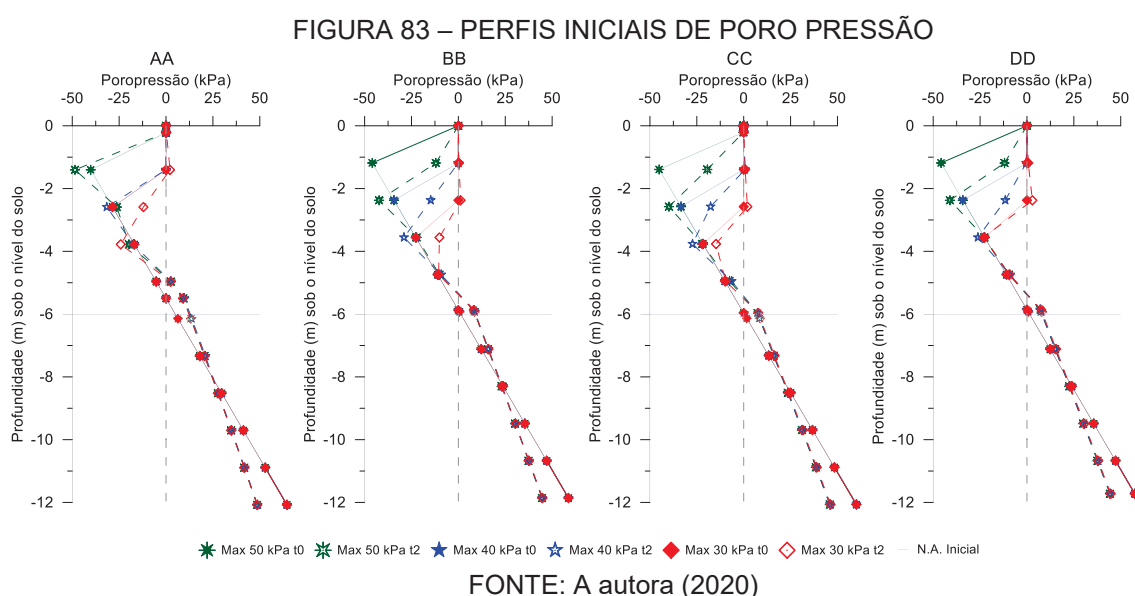
A distribuição das poropressões numa encosta, no início de uma chuva gatilho, para um deslizamento de terra é fundamental para definir o instante da ruptura. No modelo aqui estudado, o lençol freático inicial estava localizado a 6 metros de profundidade. Isso significa que uma análise em estado estacionário mostraria valores máximos de sucção devido à capilaridade de até 60 kPa na superfície do solo (6 m multiplicados por 10 kN/m³). Entretanto, para a análise de referência, foi considerado que os valores de sucção poderiam atingir até 40 kPa acima do nível do lençol freático e então retornar a zero. Este comportamento é mostrado FIGURA 83 com as séries "Máx 40 kPa". O comportamento é compatível com o observado na literatura para taludes parcialmente saturados (SMETHURST *et al.*, 2011; SMETHURST *et al.*, 2012).

Para as outras análises, as sucções máximas permitidas foram de 30 e 50 kPa, simulando situações de estação chuvosa e estação seca, respectivamente. Os três cenários iniciais considerados (t_0) foram submetidos a uma intensidade de precipitação igual a 6,156 mm/h em 2 dias (48h). A intensidade da precipitação foi escolhida para ser intensa, mas não superior ao coeficiente de permeabilidade saturada em qualquer análise.

Rahimi *et al.* (2010) apresentaram uma relação entre fator de segurança e intensidade de chuvas para diferentes condutividades hidráulicas saturadas em solos com capacidade boa e ruim de drenagem. De acordo com eles, se a

intensidade da precipitação for inferior ao limiar pluviométrico de duas encostas de solo com diferentes condutividades hidráulicas saturadas porém com os mesmos parâmetros de curva característica, o nível de estabilidade de ambas as encostas de solo será o mesmo. Portanto, a magnitude da intensidade da precipitação é importante para avaliar a estabilidade de encostas com diferentes coeficientes de permeabilidade saturados.

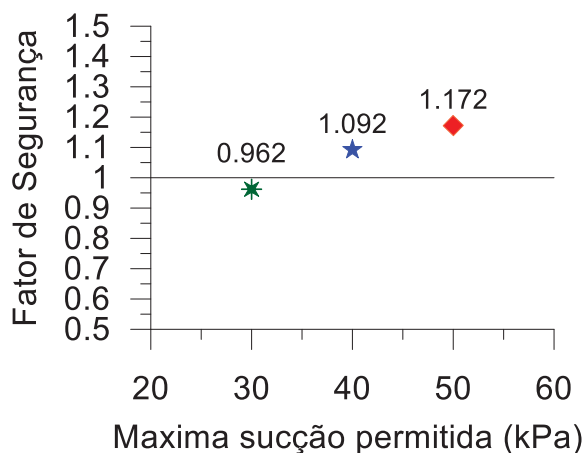
Após 2 dias, os perfis de sucção apresentaram as formas t2 indicadas na FIGURA 83. As quatro sessões instrumentadas (AA, BB, CC e DD) estão apresentadas.



A FIGURA 84 mostra os fatores de segurança associados às 3 condições iniciais de poropressão. Sob a condição máxima de 40 kPa (Teste de referência – Ref.), a precipitação imposta reduz os valores de sucção em até 10 kPa nas seções BB e DD em aproximadamente 2 m abaixo do nível do solo. Mesmo assim, a redução não é suficiente para causar a ruptura do talude. Espera-se então que valores iniciais de sucção inferiores a isto sob a mesma pluviosidade levem à falha. Isto é observado com o perfil cuja sucção máxima inicial é de 30 kPa (perfil associado com a estação chuvosa). Por outro lado, valores iniciais de sucção de até 50 kPa (perfil associado à estação seca) mantêm altos valores de sucção após a ocorrência da precipitação padrão imposta, de modo que o talude seja ainda mais

estável. Deve-se observar que a razão existente é quase linear para a faixa de sucção considerada.

FIGURA 84 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA VERSUS CONDIÇÕES INICIAIS DE POROPRESSÃO



FONTE: A autora (2020)

Na FIGURA 84 fica evidente a influência do nível de sucção na superfície da encosta em seu comportamento frente a uma possível instabilidade. Mais evidências podem ser encontradas se encostas com outras propriedades físicas fossem modeladas sistematicamente para diferentes valores de sucção máxima permitida, como esta.

5.1.2 Análise de sensibilidade

Ao realizar uma análise de sensibilidade, os fatores de entrada são alterados um de cada vez, a fim de estimar a influência deste parâmetro no resultado final de um modelo. Este procedimento foi adotado neste trabalho com os doze parâmetros de entrada do modelo genérico sem fissuras já apresentado. A TABELA 20 mostra o resumo das análises de sensibilidade. O quociente encontrado entre a variação do F.S. e a variação do parâmetro representa o quão sensível o modelo é àquele parâmetro em específico.

TABELA 20 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Parâmetro	$\Delta F.S. / \Delta \text{parâmetro}^a$
Ângulo de inclinação da encosta	1,458
Ângulo de atrito	0,930
Condição inicial de poropressão/sucção	0,385
Peso específico natural	0,225
Coesão	0,135
m_f	0,079
θ_{sat}	0,073
Ângulo de atrito não saturado	0,072
n_f	0,023
k_{sat}	0,009
h_r	0,007
a_f	0,002

^amédia do valor absoluto

FONTE: A autora (2020)

Depois desta análise, foi possível escolher os parâmetros para os quais uma mudança alterará as condições de estabilidade da encosta. Elencados do mais para o menos sensível lista-se: inclinação do talude de solo, ângulo de atrito, perfil inicial de poropressão/sucção, peso específico do solo, coesão, parâmetro de ajuste m_f de F&X, teor de umidade volumétrico saturado, ângulo de atrito não saturado ϕ_b , parâmetro de ajuste n_f de F&X, condutividade hidráulica saturada e parâmetro de ajuste h_r e a_f de F&X. Com estas informações será possível analisar posteriormente a influência de cada parâmetro na definição e posição de limiares pluviométricos.

5.2 MODELO COM FISSURAS

No Capítulo 4 discutiu-se como surgem as fissuras de dessecação em solos coesivos expostos a ciclos de umedecimento e secagem. Foi observada a forte influência da plasticidade do solo no aparecimento de fissuras mais largas. No entanto, o monitoramento das fissuras ocorreu apenas no plano, enquanto o processo em si de fissuramento por dessecação ocorre tridimensionalmente. Infelizmente não foi possível investigar se fissuras mais largas estariam ligadas a fissuras mais profundas.

O modelo com fissuras aqui avaliado representa o mesmo talude estudado até o momento, porém com a presença de uma camada fissurada. Este modelo também se dá em duas dimensões, porém, é transversal ao plano. A camada fissurada representa fissuras de tração que surgiram por dessecação após o talude ter passado por ciclos de umedecimento e secagem.

Após o surgimento das fissuras, caso haja uma precipitação intensa, estas ficarão totalmente preenchidas por água. Quando uma fenda de tração é preenchida com água, surge uma força horizontal hidrostática que precisa ser levada em consideração na análise de estabilidade de taludes. A magnitude desta força hidrostática é definida como se segue:

$$F_w = \frac{\gamma_w [r * H]^2}{2}$$

onde:

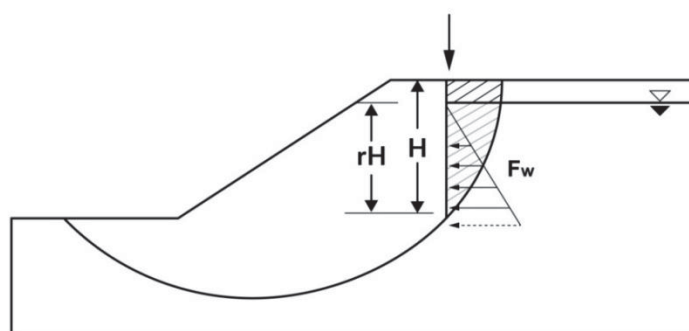
γ_w = Peso unitário da água na fenda de tração;

H = profundidade da fenda de tração e

r = porcentagem da fenda preenchida com água a partir do fundo.

Esta força foi considerada nas análises de estabilidade realizadas para o talude em condições extremas, ou seja, com superfície fissurada e sujeito a chuvas mais fortes. A FIGURA 85 mostra um diagrama representativo da força hidrostática que surge dentro de uma fissura preenchida por água. Em todas as análises de estabilidade a espessura fissurada foi considerada totalmente preenchida por água.

FIGURA 85 - FORÇA HIDROSTÁTICA GERADA NA FISSURA DE TRAÇÃO



FONTE: Soilvision Theory Manual (2020)

O modelo utilizado nas análises não permitiu discretizar o solo fissurado em fissuras/matriz, de forma que foi preciso trabalhar com um meio poroso equivalente. Trata-se de uma limitação das análises porém, ajustes nas propriedades hidráulicas do meio equivalente foram capazes de reproduzir efeito similar ao esperado para o caso de um solo fissurado. O talude de solo original, cuja altura total é de 6 m foi então dividido em duas camadas sendo a mais superficial representativa da camada com fissuras e a subjacente a ela, representativa do solo em seu estado original, ainda não atingido por fissuras.

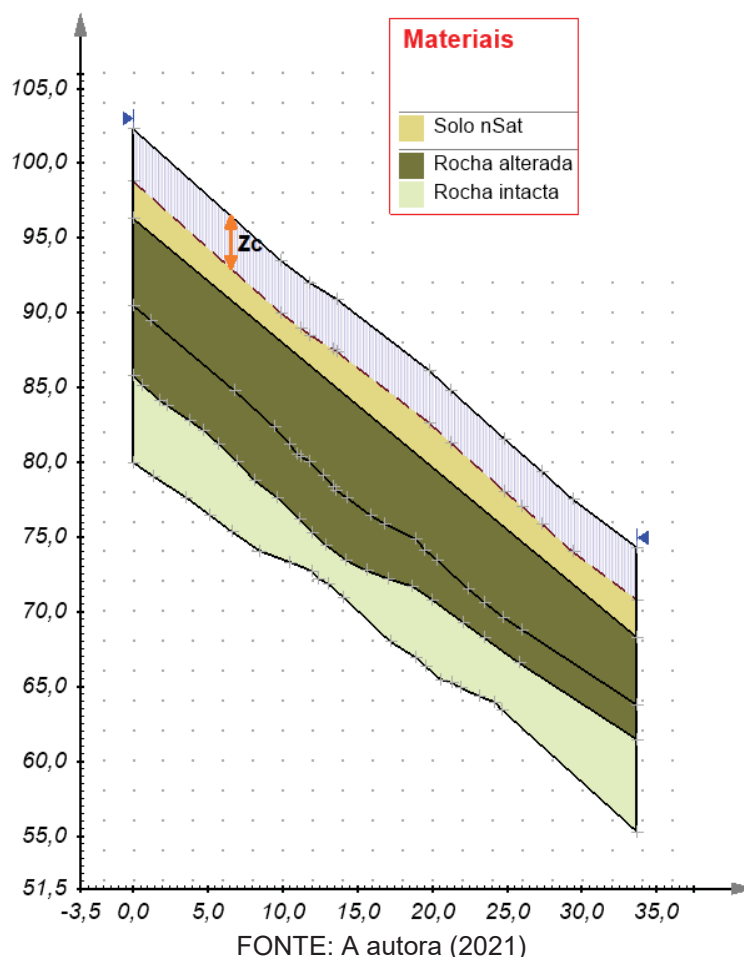
As propriedades da camada representativa do solo fissurado foram então imputadas. As propriedades do solo subjacente permaneceram as mesmas. Uma análise transiente simulando a chuva de interesse e a infiltração no solo fissurado foi realizada. O perfil de poropressões encontrado ao final do episódio de chuva foi então exportado para a análise de estabilidade pelo método do equilíbrio limite. Na análise de estabilidade, foi possível considerar, além do perfil de poropressões gerado na análise transiente, a presença de uma camada fissurada para a qual forças hidrostáticas entre as fissuras puderam ser consideradas, conforme explicado anteriormente. A análise de estabilidade foi feita, da mesma forma que para o talude em condições não extremas, e um resultado de F.S. encontrado.

5.2.1 Influência da profundidade das fissuras

De acordo com o apresentado no item 3.2.6.1 a profundidade fissurada de solos sujeitos a ressecamento pode variar da ordem de centímetros até a ordem de metros. Esta conclusão foi obtida após análise de bibliografia relacionada a questão que buscou tornar o modelo proposto o mais próximo possível da realidade. Portanto, na presente pesquisa foram então realizadas análises de estabilidade de talude para profundidades pré-fixadas de fissuramento. Ao talude genérico utilizado na análise de referência do modelo sem fissuras, uma camada de solo fissurado foi considerada com as espessuras de 0,1; 0,3; 0,5; 1,0; 1,5; 2,5; 3,5 e 5,0 m. A espessura total da camada de solo não saturado no topo do talude genérico

estudado é de 6 m. A FIGURA 86 ilustra a forma como então os modelos foram ajustados para representar a condição de fissuramento, de forma a abranger as possíveis situações reais.

FIGURA 86 – MODELO AJUSTADO PARA REPRESENTAR A CONDIÇÃO DE FISSURAMENTO. EXEMPLO PARA $Z_c = 3,5$ M. INCLINAÇÃO DA ENCOSTA APROXIMADAMENTE DE 40°



Para o cenário de chuva utilizado nas análises sem fissuras, estas oito profundidades foram testadas e a estabilidade em cinco tempos diferentes foi avaliada. As análises realizadas foram apresentadas na TABELA 10.

O coeficiente de permeabilidade saturado da camada de solo não atingida pelas fissuras (k_s) permaneceu o mesmo que para o talude não fissurado. A condutividade hidráulica da camada fissurada (k_{sc}), por sua vez, foi considerada 10 vezes maior. A intensidade de chuva considerada também foi a mesma que para o

talude não fissurado e se deu por 48 h ininterruptas. Estes valores e a relação existente entre eles estão apresentados na TABELA 21. Os resultados encontrados para as profundidades de 0,1; 0,3; 0,5; 1,0; 1,5 e 2,5 m estão na FIGURA 87.

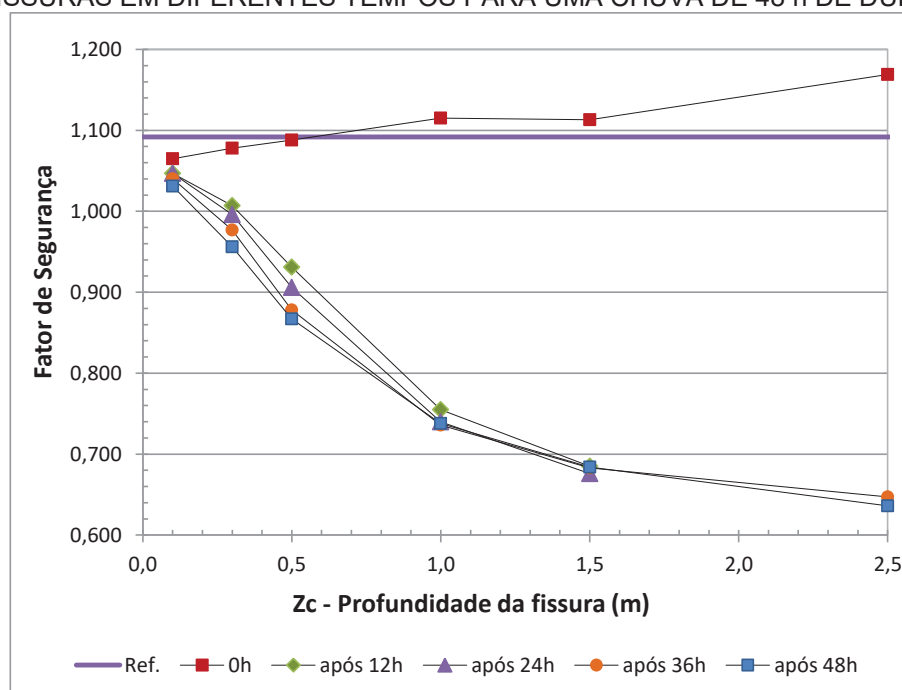
TABELA 21 – PARÂMETROS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DAS FISSURAS

Parâmetro	Valor
ks (m/h)	6,16E-04
ksc* (m/h)	6,16E-03
q (mm/h)	6,156
ks/q	0,10
ksc/q	1,00

NOTA: c refere-se à *cracked*, ou seja, a camada de solo com fissuras.

FONTE: A autora (2021)

FIGURA 87 – VARIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM DIFERENTES TEMPOS PARA UMA CHUVA DE 48 h DE DURAÇÃO



NOTA: Ref. refere-se ao F.S. obtido no teste de referência que não considerou fissuramento (Item 5.1.1).

FONTE: A autora (2020)

Os resultados das análises mostram que à medida que a profundidade da camada fissurada (Z_c) aumenta, a estabilidade da encosta diminui 40% para todas as situações onde há chuva, o que era esperado, já que a camada fissurada é

composta por um material de condutividade hidráulica maior e, portanto, satura mais rapidamente. Para o tempo $t=48$ h, por exemplo, o F.S. que para uma espessura fissurada de 10 cm é de 1,031, diminui para 0,636 para uma espessura fissurada de 2,5 m.

Para as análises no tempo $t=0$ h, quando a chuva ainda não se iniciou, as fissuras foram consideradas não preenchidas por água. Desta forma, quanto maior a profundidade fissurada, maior é também a região onde prevalecem altos valores de sucção, de modo que a tendência é que a encosta fique mais estável quanto maiores os valores de sucção na camada superficial.

Há, por exemplo, uma queda de 34% na segurança observada antes do início da chuva (0h) e ao final dos dois dias (após 48h) para a profundidade Z_c de 1,0m. A TABELA 22 resume a queda em porcentagem do F.S. para as diferentes profundidades analisadas.

TABELA 22 – QUEDA NO F.S. OBSERVADA APÓS DETERMINADO TEMPO DE CHUVA

Zc (m)	após 12h	após 24h	após 36h	após 48h
0,1	2%	2%	2%	3%
0,3	7%	8%	9%	11%
0,5	14%	17%	19%	20%
1,0	32%	34%	34%	34%
1,5	38%	39%	39%	39%
2,5	17%*	35%*	45%	46%

FONTE: A autora (2021)

Com a análise observa-se que fissuras da ordem de centímetros, pouco impacto exercem sobre o F.S. das encostas, chegando a no máximo 11% de queda para fissuramentos de 30 cm de profundidade. A partir de meio metro de fissura, o impacto já começa a ser considerável, já que o F.S. chega a ser 20% menor após 48h de chuva. Para fissuras da ordem de 2,5 m, F.S. quase 50% menores foram encontrados, evidenciando o forte impacto de camadas fissuradas mais espessas na estabilidade de encostas.

Conforme anteriormente discutido (FIGURA 40), a depender das propriedades de cada solo e também da espessura total de solo não saturado presente em uma encosta, fissuras podem surgir da ordem de centímetros até

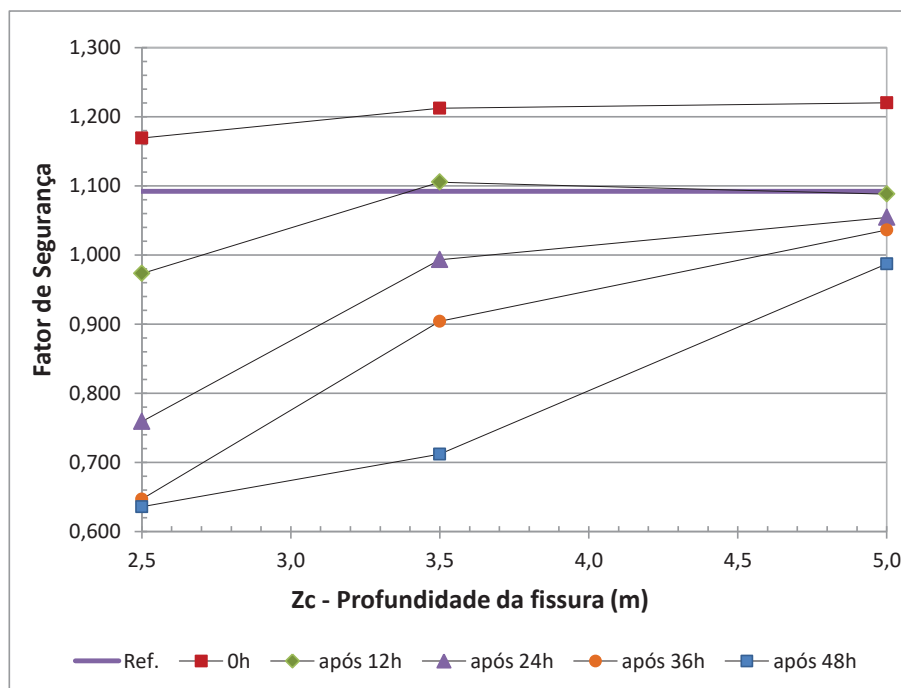
metros, principalmente em situações de seca, onde não haja infiltração de água, apenas evaporação.

Num cenário futuro, que considere longos períodos de seca, de acordo com aqueles previstos nos atuais relatórios que apontam as possíveis mudanças climáticas, taludes que atualmente são estáveis podem vir a se romper. Mesmo considerando chuvas cujo tempo de recorrência atualmente seja de aproximadamente 2 anos, como a considerada nas análises, o impacto no F.S. como consequência apenas do fissuramento do solo pode chegar a uma queda de 46%.

Apenas a simulação com 10 cm de camada fissurada não se rompe, mesmo após 48h de chuva. Para o talude com 30 cm de camada fissurada a ruptura se dá entre 12 e 24. Para os outros três casos, com 50, 100, 150 e 250 cm de camada fissurada, a ruptura acontece antes das 12h de chuva. O Fator de segurança para estes quatro casos é tanto menor quanto maior é o comprimento das fissuras, indicando que fissuras mais profundas representam situações mais críticas.

Os resultados encontrados nas análises realizadas para profundidades maiores que 2,5 m estão na FIGURA 88. Para estas análises, a resposta do modelo não pareceu coerente. Encontraram-se valores de fator de segurança maiores do que àqueles observados para as profundidades menores, indicando que o talude estaria mais estável na presença de fissuras mais profundas. Entende-se que esta resposta do modelo numérico estaria ligada ao entendimento do problema como um meio contínuo. Nas análises, o solo é modelado como um contínuo poroso, assim como realizado por Fredlund et al. (2010), que confirmaram em seu trabalho que o solo com fissuras de dessecação pode ser tratado como um meio contínuo. Uma vez que fissuras de tração muito profundas ($> 2,5$ m) dividiriam o solo em blocos, acredita-se que a consideração de modelo contínuo nestes casos não faria sentido, ficando então as análises aqui consideradas limitadas a profundidades de fissuras de até 2,5m.

FIGURA 88 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM DIFERENTES TEMPOS PARA UMA CHUVA DE 48 h DE DURAÇÃO

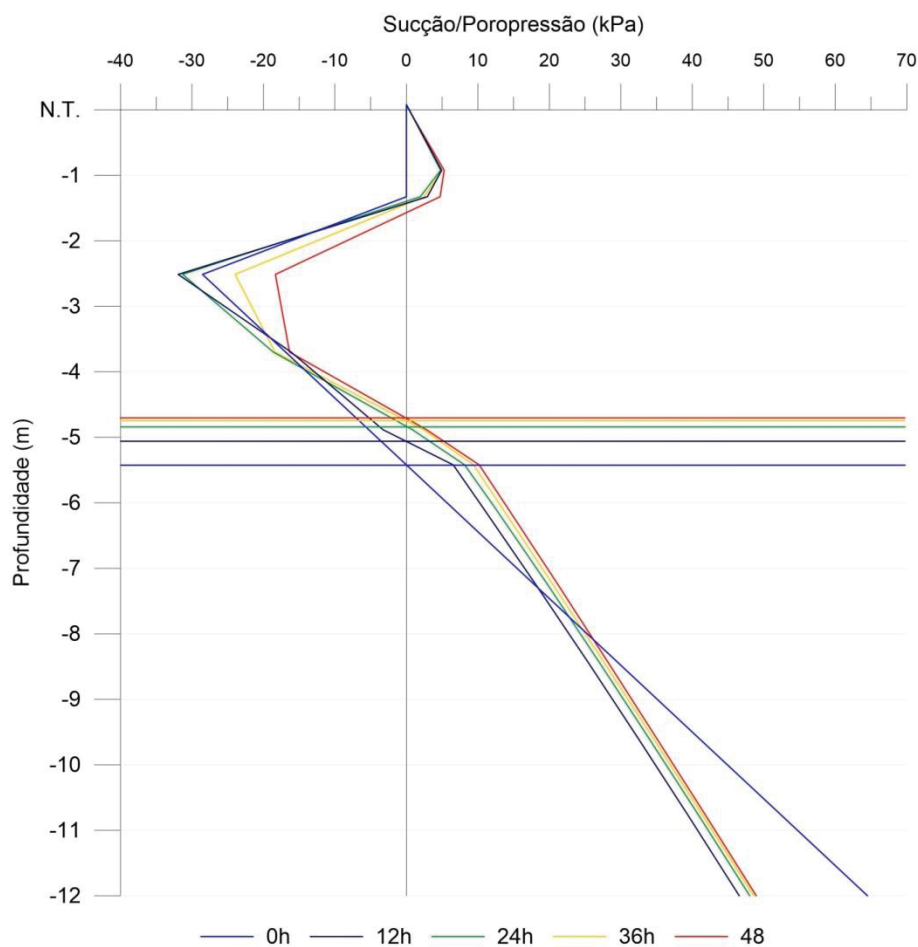


FONTE: A autora (2020)

A FIGURA 89 indica as condições de poropressão correspondentes aos tempos $t=12, 24, 36$ e $48h$. As séries horizontais correspondem ao nível do lençol freático em cada tempo considerado.

Nota-se que há uma subida do nível de água com o passar do tempo bem como o surgimento de poropressões positivas na superfície, como decorrência da infiltração na camada fissurada. O nível de água que na condição inicial estava a $5,5$ m de profundidade, sobe para $5,1$ m após $12h$, para $4,85$ m após $24h$, para $4,7$ m após $36h$ e finalmente para $4,6$ m após $48h$. As poropressões por sua vez, se desenvolveram já a partir das primeiras 12 h de chuva e foram da ordem de 5 kPa nos primeiros $1,3$ m para este exemplo, que considera 100 cm de camada fissurada. As cinco condições de poropressão foram estudadas nas análises de estabilidade do talude com presença de fissuras.

FIGURA 89 – CONDIÇÃO INICIAL DE POROPRESSÃO ADOTADA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS



N.T. = Nível do terreno

FONTE: A autora (2020)

5.2.2 Influência da Curva Característica

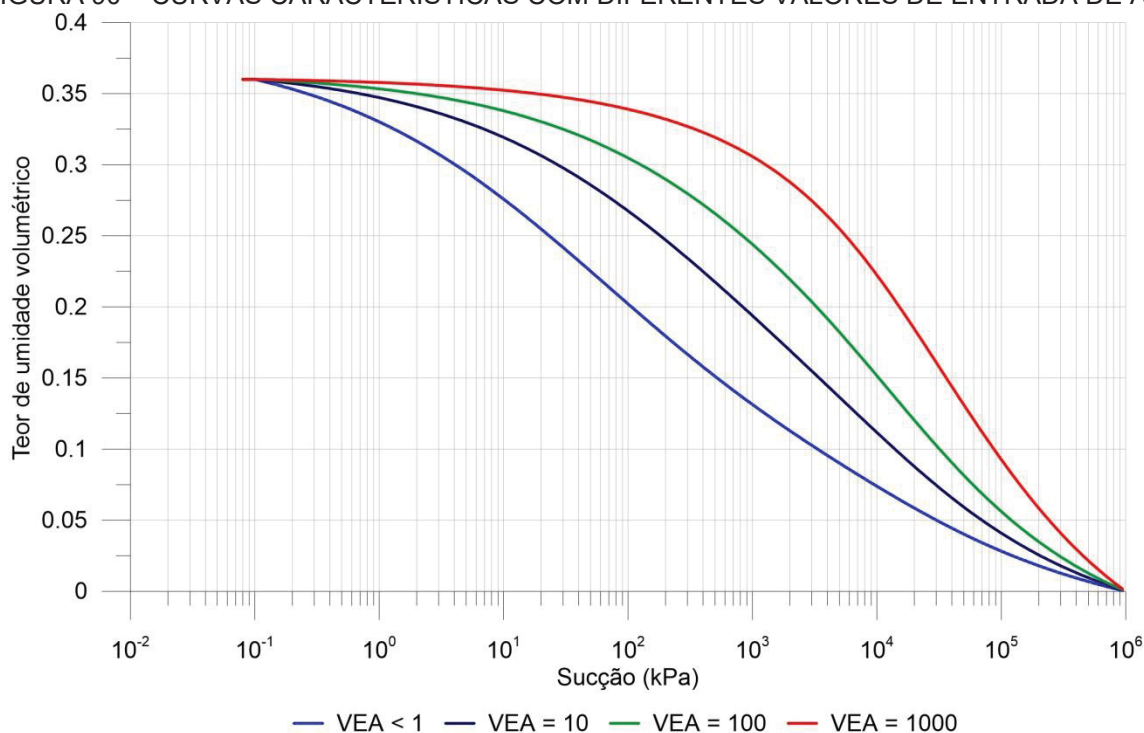
Ao se simular um talude de solo não saturado, fissurado por dessecação, sujeito a infiltração da chuva, o conhecimento da curva característica do solo fissurado é necessário.

Discutiu-se no item 3.2.6.2 o formato da curva característica para solos fissurados. Embora então alguns autores defendam um formato bi-modal de curva de retenção para solos fissurados, esta alteração não é significativa em relação a curva característica do solo intacto, uma vez que só atinge a parte da curva associada a baixos valores de sucção.

O presente estudo trabalha com perfis de solos não saturados e sucções iniciais que podem chegar a 40 kPa. Diante desse cenário admitiu-se que a curva característica adotada para o solo fissurado tivesse o mesmo formato daquela utilizada no solo sem fissuras, porém variando o seu VEA para avaliar o impacto do aumento deste valor nas condições de estabilidade.

Assim, neste item foi dada importância ao valor de entrada de ar. Foram então realizadas análises de estabilidade de talude para as mesmas profundidades pré-fixadas de fissuramento com curvas características correspondentes a diferentes valores de entrada de ar. A FIGURA 90 ilustra a forma das curvas características adotadas, com seus diferentes VEA's.

FIGURA 90 – CURVAS CARACTERÍSTICAS COM DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR

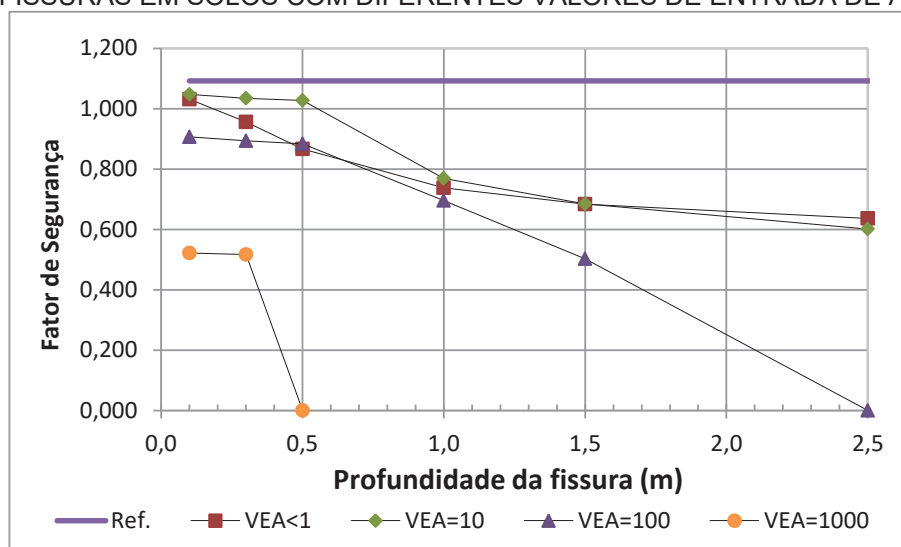


FONTE: A autora (2021)

O efeito da variação do VEA foi estudado para o mesmo cenário de chuva utilizado nas análises sem fissuras e para as oito profundidades de fissuramento discutidas no item anterior. A estabilidade para os diferentes valores de entrada de ar foi avaliada. As análises realizadas foram apresentadas na TABELA 10.

O coeficiente de permeabilidade saturado da camada de solo não atingida pelas fissuras (k_s), aqui também chamado de solo intacto, e a condutividade hidráulica da camada fissurada (k_{sc}), também permaneceram os mesmos utilizados nas análises que avaliaram a influência da profundidade do fissuramento. Estes valores e a relação existente entre eles estão apresentados na TABELA 21. Os resultados encontrados estão apresentados na FIGURA 91.

FIGURA 91 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR



FONTE: A autora (2021)

Para fins de comparação, a FIGURA 91 mostra o resultado obtido para a análise de referência (Ref.), àquela realizada para o talude sem fissuras. Para o talude fissurado, porém com o mesmo VEA do talude não fissurado ($VEA = 0,86$), ou seja, apenas uma permeabilidade saturada superior na camada fissurada (TABELA 21), os valores obtidos para o fator de segurança são menores. A encosta só permaneceria estável se o fissuramento fosse mínimo (10 cm). A partir daí a ruptura se torna cada vez mais crítica até atingir a profundidade de 2,5m.

Os F.S.'s iguais a zero no gráfico indicam saturação completa do talude. À medida que se aumenta o valor de entrada de ar em 10 vezes, a saturação completa do talude acontece para profundidades cada vez menores de região fissurada. Para

um VEA de 100 o talude satura completamente quando considerado 2,5m de fissuras e para um VEA de 1000, isso acontece para apenas 0,5m.

Isso já era esperado, já que os valores de entrada de ar afetam a função de condutividade hidráulica de um solo e, conseqüentemente, sua resposta ao tempo de infiltração. Quanto menor o VEA de um solo, menor será a condutividade hidráulica para uma determinada sucção matricial.

Como observado na FIGURA 91, as diferenças entre os fatores de segurança aumentam com o aumento da camada fissurada para os diferentes VEA's. Ou seja, quanto maior a taxa de infiltração, maior a perda de sucção matricial, o que leva a um F.S. menor. Para um VEA baixo, o fator de segurança diminui a um ritmo mais lento do que para um solo com um VEA mais alto.

Para um Z_c de 10 cm, por exemplo, o F.S. que para um VEA menor do que 1 é de 1,031, diminui para 0,522 para um VEA de 1000. Há, portanto, uma queda de 49% na segurança observada para um valor de entrada de ar aproximadamente 1000 vezes maior. A TABELA 23 resume a variação em porcentagem do F.S. para os diferentes VEA's analisados quando comparados com o VEA utilizado na análise de referência, que é de 0,86 kPa. Valores negativos indicam aumento do fator de segurança.

TABELA 23 – VARIACÃO NO F.S. (%); LOCAL DA CUNHA DE RUPTURA (NO SOLO INTACTO OU NO FISSURADO) E SUBIDA DO LENÇOL FREÁTICO (m) OBSERVADAS PARA DIFERENTES VEA'S

Zc (m)	VEA = 0,86	VEA = 10kPa	VEA = 100kPa	VEA = 1000kPa
	-	-2%	12%	49%
0,1	SOLO INTACTO 0,8	SOLO INTACTO 1,3	SOLO INTACTO 2,4	SOLO INTACTO N.T. em 36h
	-	-8%	6%	46%
0,3	SOLO INTACTO 0,7	SOLO INTACTO 1,2	SOLO INTACTO 2,7	SOLO INTACTO N.T. em 24h
	-	-18%	-2%	
0,5	SOLO INTACTO 0,8	SOLO INTACTO 1,2	SOLO INTACTO 2,7	-
	-	-4%	6%	
1,0	SOLO FISSURADO 0,8	SOLO FISSURADO 1,3	SOLO FISSURADO N.T. em 48h	-
	-	0%	26%	
1,5	SOLO FISSURADO	SOLO FISSURADO	SOLO INTACTO	-

	0,7	1,4	N.T. em 48h
	-	6%	
	SOLO FISSURADO	SOLO FISSURADO	
2,5	0,7	N.T. em 48h	-

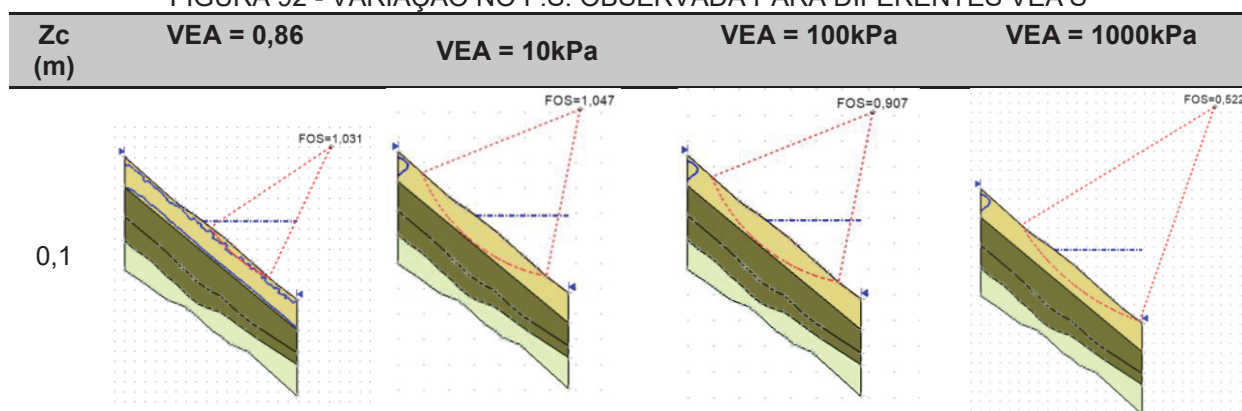
FONTE: A autora (2021)

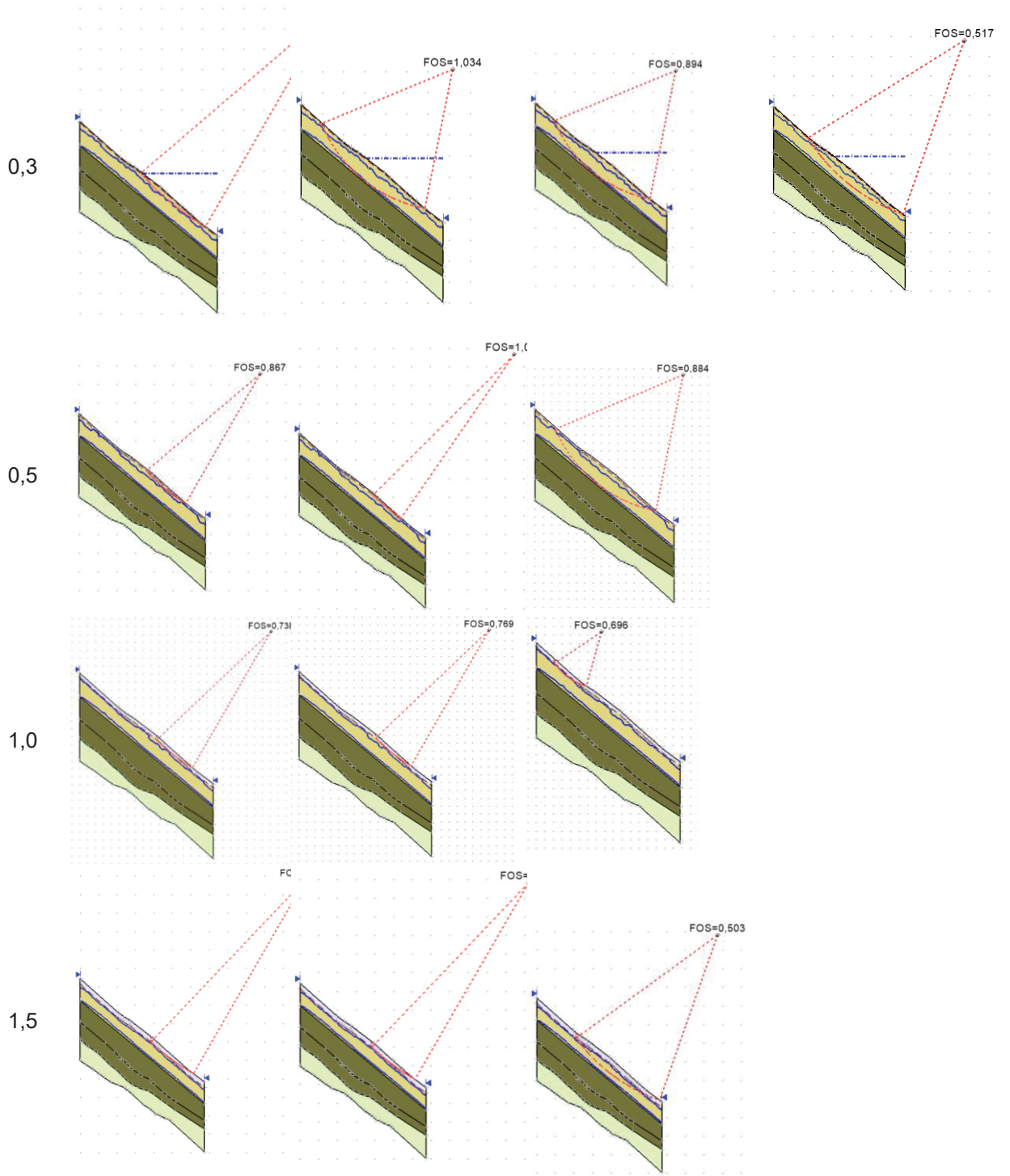
Com a análise observa-se que a depender da variação do valor de entrada de ar, forte impacto sobre o F.S. das encostas pode ser verificado.

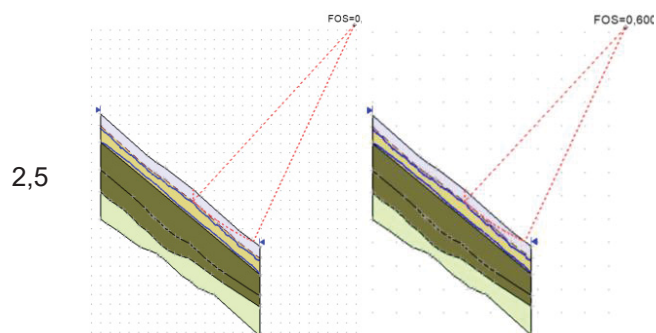
É importante destacar que por tratar-se de análises determinísticas, o valor do F.S. não pode ser observado de forma isolada. É preciso também avaliar a cunha crítica de ruptura associada a cada um dos valores de modo a observar se o mecanismo de ruptura estaria associado ou não a presença da camada com fissuras. Isso foi observado nas análises com diferentes valores de entrada de ar.

Para as menores profundidades de fissuras, ou seja, camadas fissuradas de 0,1; 0,3 e 0,5 m, o deslizamento da cunha crítica se dá no solo intacto, não atingido por fissuras, ou seja, não é a camada fissurada que condiciona o escorregamento. Ao contrário, para as análises feitas com profundidades fissuradas de 1,0; 1,5 e 2,5 m, a cunha crítica de ruptura está dentro da região de solo fissurado. Estes resultados sugerem que fissuras de dessecação que se desenvolvem até profundidades inferiores a um metro não seriam responsáveis diretamente pela queda no F.S.. Por outro lado, fissuras que se desenvolvem em profundidades a partir de um metro de profundidade impactariam diretamente no F.S. das encostas. As cunhas de ruptura estão apresentadas na FIGURA 92.

FIGURA 92 - VARIAÇÃO NO F.S. OBSERVADA PARA DIFERENTES VEA'S







FONTE: A autora (2021)

Os cenários previstos de seca ainda para este século, conforme já discutido, preveem períodos cada vez mais longos de seca e temperaturas mais elevadas. Estas condições climáticas favorecerão o surgimento de fissuras de dessecação. A depender das propriedades do solo, as fissuras que podem surgir poderão ter profundidades da ordem de metros.

Assim, estes resultados sugerem que as mudanças climáticas previstas impactarão os solos cujas propriedades estejam atreladas ao desenvolvimento de fissuras mais profundas, independentemente de sua curva característica e de seu valor de entrada de ar.

Conforme anteriormente discutido, os resultados encontrados nas análises realizadas para profundidades maiores que 2,5 m não pareceram coerentes. Uma vez que fissuras de tração profundas dividiriam o solo em blocos, acredita-se que nestes casos a consideração de modelo contínuo não se aplique.

De acordo com Fredlund *et al.* (2010), a entrada de água em um solo e consequentemente o perfil de poropressões gerado, dependem principalmente de a sucção matricial inicial na superfície do solo ser menor ou maior do que o valor de entrada de ar num solo fissurado. Considerando o perfil inicial de poropressões adotado em todas as análises, que considera a sucção matricial na superfície do solo igual a zero (FIGURA 89), todos os valores de entrada de ar avaliados são maiores. O perfil inicial de poropressões adotado é o mesmo utilizado no modelo sem fissuras, ou seja, admite efeito da capilaridade até 40 kPa de sucção e, após atingir este valor máximo, retorna para zero.

O local da cunha crítica de ruptura encontrada para cada situação está ligado as condições de poropressão que se desenvolveram no talude e que são

consequência do VEA do solo, já que a intensidade da chuva permanece constante em todas as análises.

A FIGURA 93 apresenta a evolução das poropressões com o tempo para solos com valores de entrada de ar de 0,86; 10, 100 e 1000 considerando uma profundidade de fissuramento de 10 cm.. Os perfis são tirados da seção AA do talude (FIGURA 34). É possível observar as diferentes posições da frente de infiltração com o tempo. O solo com um valor de entrada de ar de 0,86 não perde sua sucção matricial nem após as 48h de precipitação. Já os solos com 10 e 100 kPa de VEA perdem quase que totalmente sua sucção após as 48h. O solo com 1000 kPa de VEA perde toda sua sucção muito antes disso, já após 24h de chuva. O solo com o menor valor de entrada de ar não chega a apresentar uma frente de infiltração. Nos solos com valor intermediários de entrada de ar, a frente é mais distinta. No solo com o maior valor de entrada de ar, a saturação se dá muito rapidamente, não sendo possível perceber a frente de infiltração.

Em todos os casos ocorre uma elevação do nível do lençol freático como consequência da infiltração da chuva. No entanto, a magnitude desse aumento é bem distinta para os diferentes VEA's. No caso do VEA igual a 0,86, a subida do lençol freático é de apenas 80 centímetros. Para o VEA de 10, a elevação é de 1,3 metros. Para o VEA de 100, a ascensão é de 2,4 metros. Para o maior valor de entrada de ar, conforme já mencionado, a saturação completa do talude ocorre após 24h, tornando difícil avaliar em que instante a subida do lençol se encontrou com o avanço da frente de infiltração. As elevações dos níveis de água observadas estão também apresentadas, para todas as análises, na TABELA 23.

FIGURA 93 - DISTRIBUIÇÃO DA POROPRESSÃO AO LONGO DO TEMPO PARA DIFERENTES VALORES DE ENTRADA DE AR E PROFUNDIDADE DE FISSURAMENTO ZC DE 10 CM

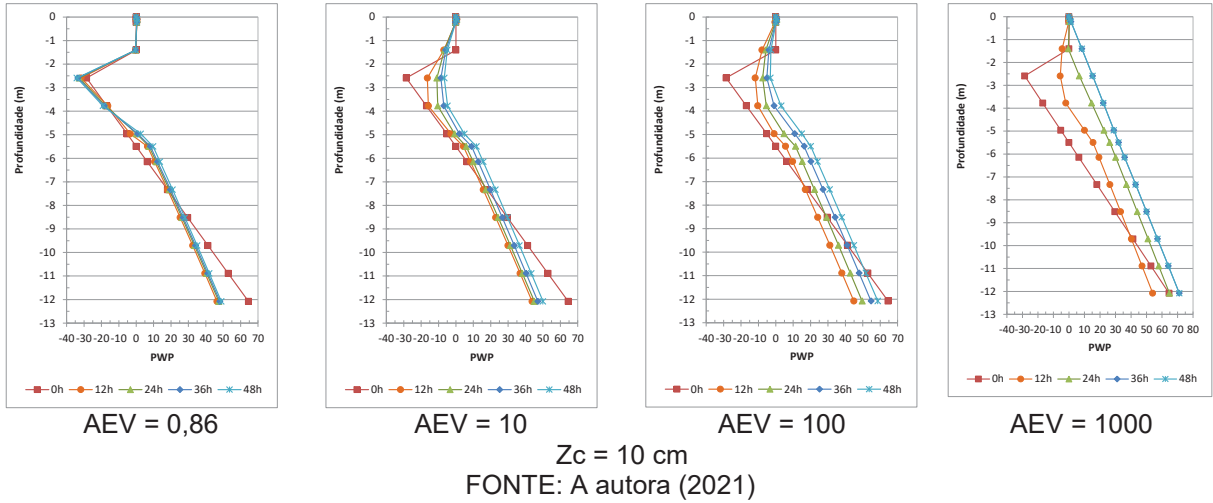
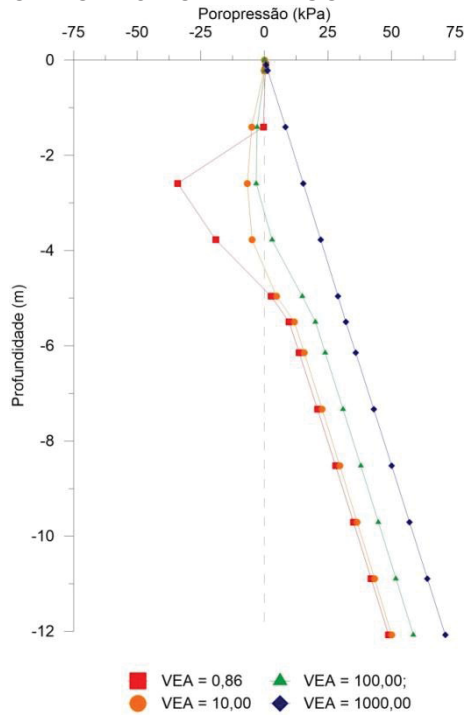


FIGURA 94 - EFEITO DO VALOR DE ENTRADA DE AR SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DA POROPRESSÃO APÓS 48 HORAS DE CONSTANTE INFILTRAÇÃO



FONTE: A autora (2021)

A FIGURA 94 mostra alguns resultados quando um solo com diferentes valores de entrada de ar (0,86-1000) é submetido a uma infiltração constante durante um período de 48 horas. Como ilustrado por esta figura, quanto mais alto o VEA, mais rápida é a perda de sucção matricial. Abaixo da frente de infiltração, o

perfil de sucção permanece essencialmente constante. Este fato também foi observado por outros autores (Zhang et al. 2004; L'Heureux et al. 2006).

5.2.3 Influência da Função Permeabilidade

O conhecimento da função permeabilidade do solo fissurado também é necessário ao realizar as análises de infiltração. Fredlund *et al.* (2010), Li *et al.* (2011) e Abbaszadeh *et al.* (2015) também estudaram o formato da função permeabilidade para solos fissurados.

Para medir a influência da condutividade hidráulica do solo, foram avaliados diferentes valores de condutividade hidráulica saturada tanto para o solo ainda intacto (k_s) quanto para a região fissurada (k_{sc}). A maior permeabilidade dos solos fissurados, facilitando a chegada da água até o solo ainda intacto, favoreceria a instabilidade da encosta.

Nas análises realizadas, não foi possível discretizar a questão das fissuras de forma que, conforme já discutido, um meio poroso equivalente com coeficiente de permeabilidade maior do que o do solo intacto foi utilizado para representar a região de solo fissurado.

Desta forma, com base nos trabalhos citados, a condutividade hidráulica saturada do solo fissurado (k_{sc}) foi adotada como sendo 10 e 16 vezes maior do que aquela adotada para o solo sem fissuras. Os valores são compatíveis com o estágio 3 de fissuramento proposto por Zhang *et al.* 2020.

A condutividade hidráulica do solo abaixo da camada fissurada (k_s) também foi variada. Empregaram-se valores de k compatíveis com os estágios 2 e 3 propostos por Zhang *et al.* 2020. Os valores empregados estão na TABELA 24.

TABELA 24 – COEFICIENTES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EMPREGADOS NAS ANÁLISES

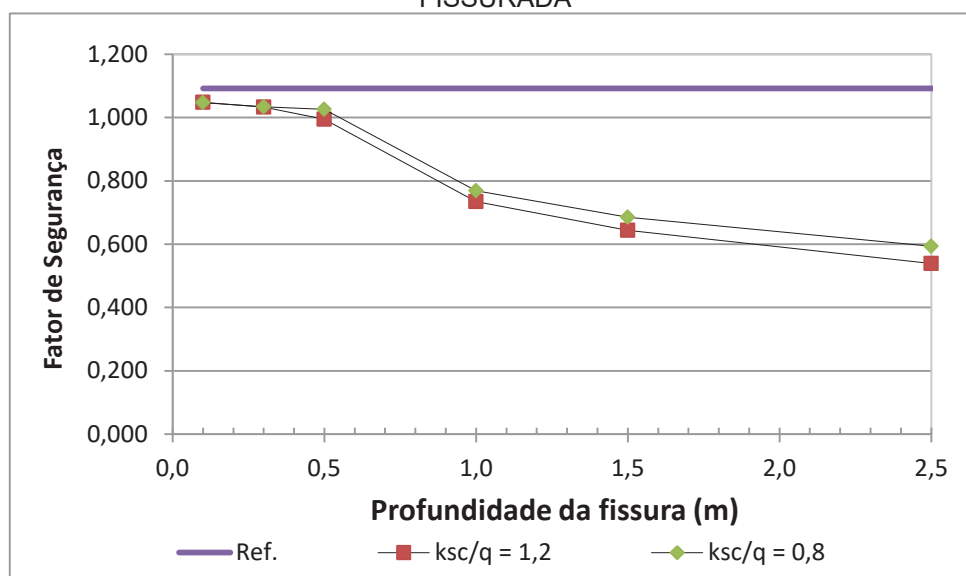
Estágio	Permeabilidades adotadas para a camada com fissuras (k_{sc} - m/h)	Permeabilidades adotadas para a camada de solo intacto (k_s - m/h)
Estágio 2	-	$1 \times k_0 = 6,16E-04$
Estágio 3	$10 \times k_0 = 6,16E-03$	$10 \times k_0 = 6,16E-03$
	$16 \times k_0 = 1E-02$	$13 \times k_0 = 8,00E-03$

NOTA: k_0 corresponde a condutividade hidráulica do solo não fissurado ($6,156 \text{ E-}4 \text{ m/h}$).

FONTE: A autora (2021)

Primeiramente avaliaram-se solos com diferentes condutividades hidráulicas da região fissurada (k_{sc}). Nestas análises, o coeficiente de permeabilidade do solo intacto permaneceu o mesmo que nas análises anteriores e a relação k_s/q também permaneceu igual a 0,1, que é a mesma relação que existe na análise de referência (Ref.). Os resultados encontrados estão apresentados na FIGURA 95.

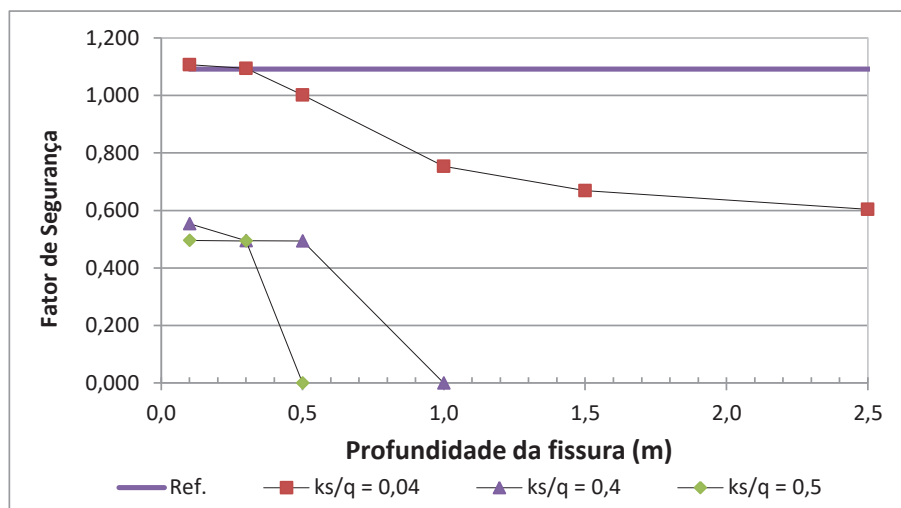
FIGURA 95 – VARIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS DA REGIÃO FISSURADA



FONTE: A autora (2020).

Em seguida avaliaram-se solos com diferentes condutividades hidráulicas da região não fissurada (k_s). Os resultados encontrados estão apresentados na FIGURA 96.

FIGURA 96 – VARIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS EM SOLOS COM DIFERENTES CONDUTIVIDADES HIDRÁULICAS DA REGIÃO NÃO FISSURADA



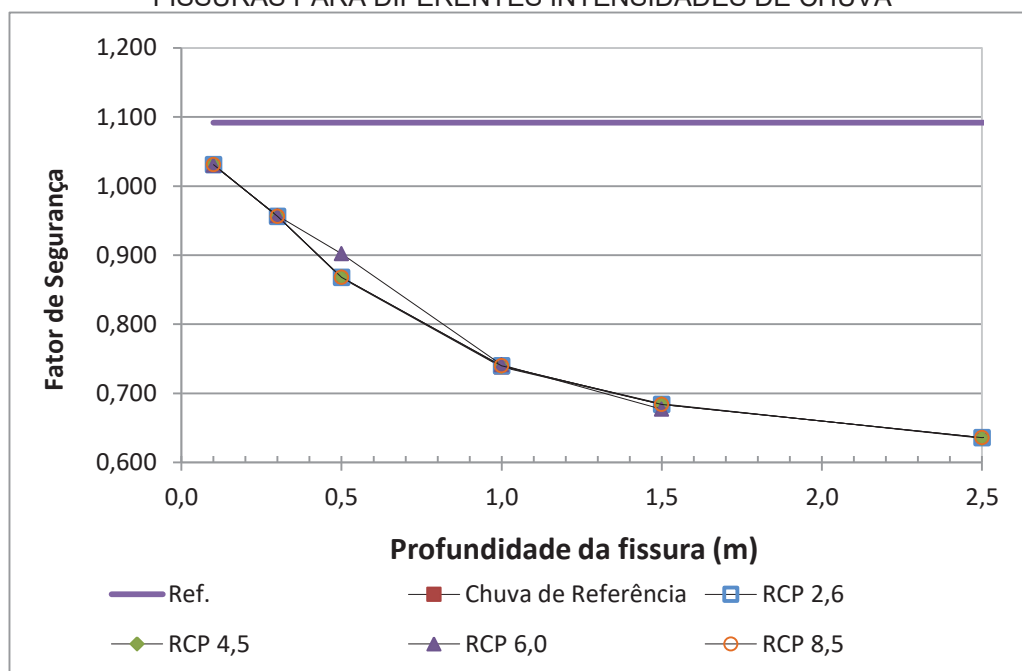
FONTE: A autora (2020).

Nestas análises, a condutividade hidráulica da região fissurada permaneceu a mesma com a relação k_{sc}/q igual a 0,7. Na análise de referência para o talude não fissurado (Teste de referência – Ref.), a relação k_s/q foi de 0,1. Como a intensidade da chuva considerada foi a mesma em todos os casos, o aumento da relação k_s/q indica um aumento da permeabilidade do solo intacto. Observa-se que para uma condutividade hidráulica cuja ordem de grandeza é muito menor ($k_s/q = 0,04$) do que a precipitação incidente, novamente o Fator de Segurança cai até atingir um limite. Para valores de fissuras superiores a 2,5m, o talude satura e se rompe. Nas análises cuja relação entre condutividade hidráulica e precipitação são da ordem de 0,4 e 0,5, a segurança da encosta é muito menor. Para as profundidades fissuradas de 0,1; 0,3 e 0,5m, o valor do F.S cai em 50, 55 e 51%, respectivamente. O talude satura mais rapidamente e o limite inferior do fator de segurança para as duas situações é o mesmo (F.S. = 0,495), já que a relação k_s/q é muito próxima.

5.2.4 Influência da Precipitação

Os resultados encontrados para a variação dos cenários de chuva estão plotados na FIGURA 97.

FIGURA 97 - VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES DE FISSURAS PARA DIFERENTES INTENSIDADES DE CHUVA

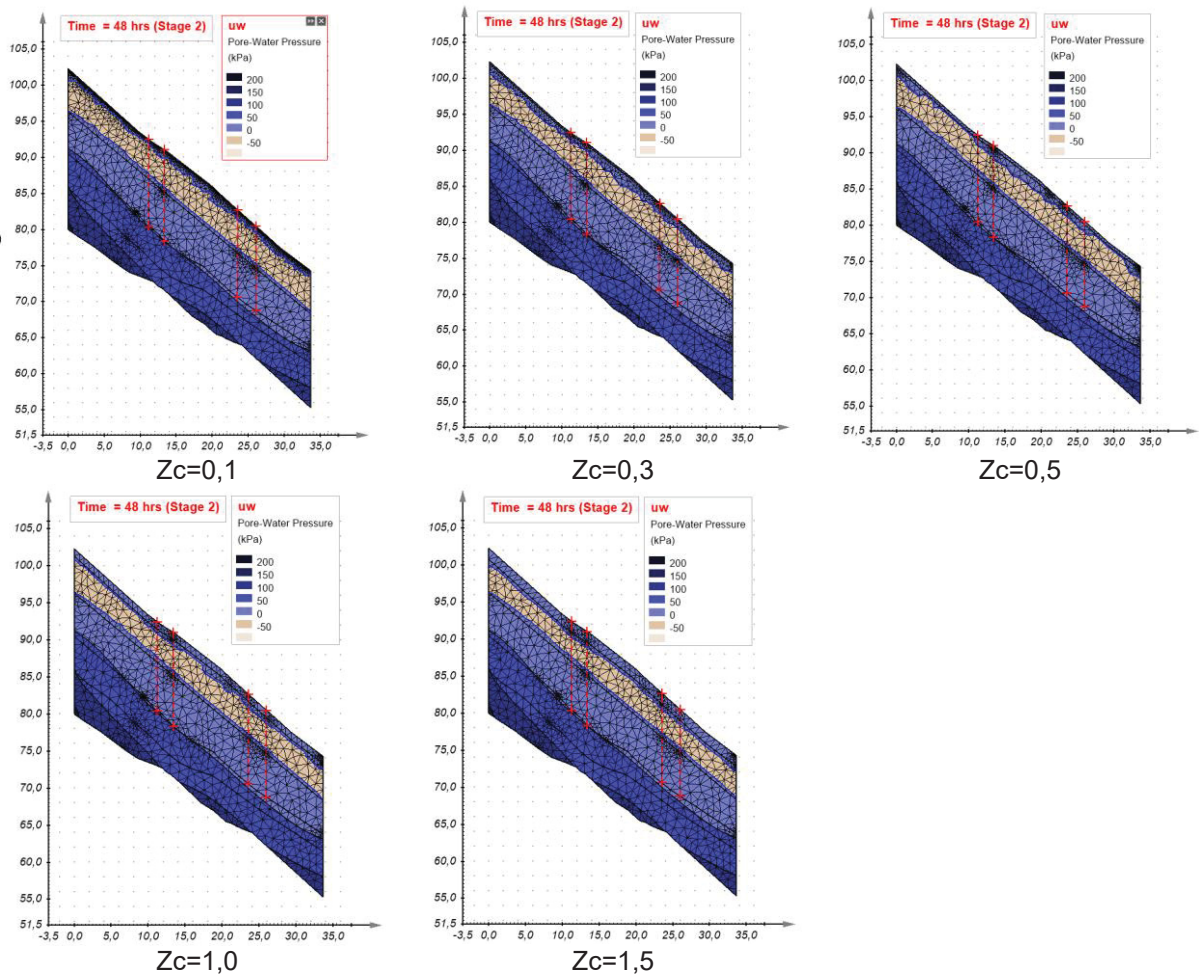


FONTE: A autora (2021)

A FIGURA 98 mostra o talude com diferentes profundidades de região fissurada após 48h de infiltração de uma chuva intensa de 12 mm/h. Nota-se que a camada superficial saturada é tão mais espessa quanto maior é a profundidade da camada considerada fissurada. É este aumento que faz com que o fator de segurança diminua à medida que a profundidade fissurada aumenta (FIGURA 97). O nível do lençol freático pouco se altera para as profundidades de fissuras consideradas.

Outras profundidades maiores de fissuras foram avaliadas. Conforme já discutido no item 5.2.1, o comportamento para profundidades maiores de fissuras mostra-se inconsistente. A consideração do modelo que trata as análises como sendo de infiltração em meio contínuo possivelmente é a causa para que, a partir de uma determinada profundidade de fissura, o modelo já não mais responda de forma satisfatória.

FIGURA 98 - DIFERENÇAS ENTRE AS FRENTES DE INFILTRAÇÃO QUE OCORREM PARA AS DIVERSAS PROFUNDIDADES DE FISSURAS CONSIDERADAS APÓS 48H DE PRECIPITAÇÃO



FONTE: A autora (2021)

Collison *et al.* (2000) tentaram explicar os efeitos que solos fissurados poderiam exercer no processo de infiltração em taludes. Os autores prescreveram diferentes propriedades do solo para diferentes camadas de solo em um modelo numérico que acoplou também análise de fluxo e de estabilidade. Maior condutividade saturada foi atribuída a camada superior de solo, de 0,3 metros de profundidade, permitindo assim que a água fosse capaz de atravessar para a camada seguinte fazendo com que esta camada superior representasse as vias preferenciais de infiltração que teriam sido proporcionadas por fissuras de dessecação. No entanto, a abordagem por eles adotada foi relativamente simplista na medida em que assumiu uma única profundidade de fissura, enquanto que na realidade a profundidade da fissura pode variar não apenas em função do teor de umidade do solo (NOVAK *et al.*, 2000) mas também de outras propriedades

intrínsecas do material (LU; LIKOS, 2004). A consideração da espessura da camada fissurada e os resultados obtidos não foram validados com dados reais.

Após este trabalho, Fredlund *et al.* (2010) utilizaram uma abordagem da mecânica do contínuo para modelar as variações na sucção matricial abaixo de uma fundação rasa sobre um perfil de solo argiloso fissurado. Os autores discutiram como vários níveis de fissuramento (larguras de fissuras e espaçamento entre elas) impactariam no perfil de sucção do solo para um caso de evaporação e um caso de infiltração. Embora tenham concluído a partir de suas considerações de curva característica e função permeabilidade que o solo fissurado pode ser tratado como um meio contínuo, o estudo não conseguiu validar as modelagens, pois não dispunha de dados disponíveis de solos fissurados. Ou seja, ainda que se monitorem as sucções desenvolvidas em várias situações de infiltração e evaporação, a existência de fissuras ou não e a magnitude e densidade das mesmas não costumam ser monitoradas.

Da mesma forma, no presente trabalho, não se dispunha de dados para validação dos resultados das modelagens realizadas nos solos com fissuras. Embora seja possível encontrar um vasto banco de dados de encostas rompidas em região de clima tropical/subtropical, em nenhuma situação se tem conhecimento da existência de uma camada previamente fissurada e ainda menos da profundidade desta camada. No entanto, os resultados deste estudo marcam mais um passo no sentido de contribuir com a avaliação do efeito das fissuras em solos, e também das mudanças climáticas, sobre a estabilidade de um talude não saturado.

5.3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A estabilidade de um talude de solo não saturado sujeito a infiltração da chuva pode ser até 40% menor quando da presença de fissuras de dessecação quando comparada com a estabilidade do mesmo talude sem fissuras de dessecação. O fator de segurança é tão menor quanto maior é a profundidade de solo fissurado. Os resultados mostraram que quanto maior a profundidade fissurada de uma encosta, mais instável ela irá se apresentar. Quanto mais profunda a fissura

no solo, maior também a sua capacidade de infiltração e maior será a poropressão nesta mesma profundidade. Fissuras de ordem de 10 cm não afetam a estabilidade da encosta.

Com relação a condutividade hidráulica do solo, tanto um aumento na capacidade de infiltração do solo fissurado quanto um aumento na capacidade de infiltração do solo intacto, abaixo da camada fissurada, farão com que o talude evolua para um estado "instável", comparando-se com o talude não fissurado. No entanto, se o coeficiente de permeabilidade saturado do solo fissurado (k_{sc}) for 50% maior, para uma mesma chuva, a estabilidade da encosta praticamente não se altera para nenhuma profundidade de fissura considerada.

Por sua vez, se o coeficiente de permeabilidade saturado do solo intacto (k_s) for dez vezes maior, para uma mesma chuva, a estabilidade da encosta pode ser até 50% menor, no caso de fissuras de 0,5 m. Isto indica que se a condutividade hidráulica do solo saturado não for afetada mas o solo intacto abaixo desta camada, ao contrário, tiver sua condutividade hidráulica alterada, ainda assim a estabilidade será afetada, como consequência da subida mais rápida do lençol freático.

Chuvas de intensidade compatíveis com àquelas previstas no último relatório do IPCC para ocorrerem até o final deste século como consequência das mudanças no clima, por si só não afetam significativamente a estabilidade da encosta para relações de k_s/q inferiores a 1. Ou seja, um aumento na precipitação, ainda que para valores 50 e 100% superiores aos episódios críticos de chuva que vivenciamos nos dias atuais, não altera significativamente a estabilidade do talude se as propriedades hidráulicas do solo não se alterarem. Recomenda-se que relações de k_s/q maiores que 1 sejam avaliadas.

As análises que tratam o solo como meio contínuo podem ser utilizadas até profundidades de fissuras da ordem de 2,5 m.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A possível influência das mudanças climáticas na estabilidade de taludes e nas consequências dos movimentos de massa têm se tornado cada vez mais objeto de estudo no Brasil. A localização, a frequência e a magnitude dos deslizamentos de terra em resposta às mudanças climáticas projetadas são desconhecidas, embora diversos países na Ásia, Europa e América do Norte já tenham avançado neste entendimento nas últimas décadas. Há ainda uma lacuna na América do Sul e mais especificamente no Brasil, onde a predominância de encostas íngremes e não saturadas em diversas regiões ocupadas torna a questão ainda mais urgente.

Desta forma, este trabalho buscou avançar no entendimento de algumas variáveis envolvidas nesta problemática tais como a evolução de fissuras por dessecação em solos coesivos não saturados expostos a ciclos de umedecimento e secagem e as mudanças que aconteceriam no processo de infiltração de água das chuvas como consequência de encostas de solo com propriedades alteradas pelas mudanças do clima.

Inicialmente foi quantificada a fissuração em cinco amostras diferentes de solo e o desenvolvimento das fissuras foi relacionado com suas propriedades físicas. Solos de Irati-PR, Brasil, com predominância de argila, foram coletados e caracterizados. Amostras de solo não saturado foram preparadas e submetidas às condições reais do ambiente, a fim de verificar progressivamente as consequências causadas pelo clima em solos com diferentes propriedades. O experimento durou quatro meses.

As amostras foram submetidas a ciclos naturais de umedecimento e secagem, pois estavam sujeitas a radiação solar, aquecimento e resfriamento e precipitação. Após quatro meses de monitoramento, as fissuras se desenvolveram livremente na superfície das cinco amostras de solo de diferentes maneiras, em diferentes quantidades e seguindo padrões geométricos também distintos.

O monitoramento em campo para avaliar o processo de fissuração por dessecação das cinco amostras argilosas de solo visou fornecer dados qualitativos e quantitativos relativos à magnitude do fissuramento e a relação existente entre o

surgimento das fissuras e as propriedades mensuráveis dos solos. O CIF (*Crack Intensity Factor*) foi introduzido para quantificar as rachaduras nos solos. Uma mudança significativa no CIF foi observada logo no início do monitoramento em todas as amostras.

Não se esperava que a fissuração por dessecação fosse significativa para solos de baixa plasticidade (DANIEL, 1991), embora outros autores já tenham encontrado rachaduras significativas, com larguras de fissuras próximas a 10 mm no primeiro ciclo de secagem em argilas de baixa plasticidade (IP=6%) (MILLER *et al.* 1998). No presente estudo, confirmou-se o aumento do desenvolvimento de fissuras com o aumento do índice de plasticidade do solo. Para o solo D, cujo índice de plasticidade é de 4% e o menor dentre os solos estudados, nenhum fissuramento foi observado.

As características das fissuras foram altamente dependentes das características dos solos e do ciclo de umedecimento e secagem sendo observado. O padrão inicial de fissuras nos solos menos plásticos foi principalmente linear com muitos ramos pequenos, da ordem de 2 a 3 cm de comprimento e espessuras da ordem de 1 mm. Já nos solos de maior plasticidade as fissuras que se formaram desenvolveram um padrão poligonal de redes de fissuras com espessuras da ordem de 2 a 3 mm. A profundidade atingida pelas fissuras não foi monitorada.

Todos os solos foram capazes de auto cicatrizarem-se sob altas temperaturas.

A quantidade de ciclos secos que apresentaram fissuras nos solos não saturados, coesivos e moldados na sua umidade ótima, mostrou-se diretamente proporcional ao índice de plasticidade de cada solo, ou seja, quanto mais plástico o solo, maior velocidade de recobrar seu padrão fissurado após a passagem de novos ciclos de umedecimento e secagem.

Solo com teor de finos maiores que 95% desenvolveram fissuras mais largas com padrão poligonal. Solos com teor de finos da ordem de 90% desenvolveram fissuras menos espessas com geometria que remete a ramificações em uma folha.

Há indícios de que a expansibilidade das argilas tenha contribuído para um surgimento maior de fissuras em solos classificados como de expansibilidade média.

Encostas não saturadas compostas por materiais mais plásticos e argilosos serão mais impactadas pelo surgimento de fissuras de dessecação num cenário futuro de períodos de estiagem. A abertura de fissuras mais largas, provavelmente mais profundas e em maior quantidade, tornam estas encostas mais suscetíveis aos impactos das mudanças climáticas previstas para ocorrer até 2100. O surgimento de novas fissuras a cada novo ciclo de umedecimento e secagem nestes solos, também contribui para isso.

A depender da intensidade que os cenários de mudanças climáticas previstos sejam confirmados, as mudanças podem acelerar o processo de amadurecimento dos solos das encostas não saturadas e, assim, contribuir para o surgimento de camadas mais espessas de solos residuais maduros, que podem conter quantidades significativas de argilominerais expansivos. Todo o estudo foi realizado em solo nu, sem nenhum tipo de proteção de vegetação.

Os solos apresentam as primeiras fissuras de dessecação com valores bem distintos de sucção. Assim, num evento de precipitação, o estado inicial de poropressões, que é indiscutivelmente importante na definição da estabilidade, será muito diferente a depender das propriedades de cada solo, mesmo que todos tenham sido submetidos ao mesmo período crítico de estiagem. Solos para os quais o início do fissuramento ocorre com valores menores de sucção merecem maior atenção.

Acompanhar o fissuramento em campo de solos coesivos sujeitos a ciclos de umedecimento e secagem a fim de estabelecer correlações deste fissuramento com as propriedades dos solos foi um dos objetivos deste trabalho. No entanto, para melhor avaliar a possível influência das mudanças climáticas nos deslizamentos de terra foi preciso incorporar tais fissuras num modelo numérico capaz de simular o processo de infiltração da chuva em taludes anteriormente expostos que desenvolveram uma camada superficial fissurada. Para isto, inicialmente foi preciso entender o comportamento de um modelo genérico sem fissuras e a sensibilidade do modelo a cada parâmetro de entrada.

As propriedades hidráulicas e mecânicas de um talude de solo, além da geometria da encosta, apresentam-se como fatores predisponentes para os

deslizamentos de terra. Embora a influência de diversos parâmetros nos escorregamentos já tenha sido investigada, a compreensão da forma como cada um pode atuar no desencadeamento de um movimento de massa pelas chuvas pôde neste trabalho ser aprofundada. À sensibilidade do modelo aos parâmetros de ajuste utilizados para construir a curva característica do solo, relação ainda pouco estudada, foi dada especial atenção.

Ainda que as análises tenham sido baseadas em um único modelo de curva característica, e, portanto, o estudo paramétrico esteja restrito ao desempenho deste modelo, entende-se que os resultados e conclusões obtidos tem um amplo interesse científico, uma vez que se trata de um dos modelos mais abrangentes retratados na literatura.

O ângulo de inclinação do talude teve o maior impacto na instabilidade da encosta, como já apresentado em outros trabalhos e discutido anteriormente. Em outros trabalhos, só desempenhou um papel secundário quando foram testadas diferentes intensidades de precipitação, o que não foi o objetivo nesta etapa da tese.

A declividade da encosta foi seguida pelo ângulo de atrito do solo. Valores de ângulo de atrito mais elevados, tanto saturado como não saturado, refletiram uma maior estabilidade do talude. Enquanto uma variação do ângulo de atrito de 100% pode afetar até 93,02% no F.S. da encosta, uma variação de 100% no ângulo de atrito não saturado ϕ_b afeta apenas 7,23% no F.S. da mesma encosta.

O ângulo de atrito está diretamente ligado à resistência ao cisalhamento do material, o que justifica a grande influência exercida. Entretanto, o ângulo correspondente ao solo não saturado (ϕ_b) está relacionado ao efeito de sucção matricial que, mesmo contribuindo para a resistência ao cisalhamento em solos não saturados, desempenha um papel secundário se comparado ao próprio ângulo de atrito. O modelo é, portanto, muito mais sensível à variação do ângulo de atrito do solo do que a variação do ângulo ϕ_b , o que torna a correta e precisa determinação do primeiro fundamental para modelagens representativas e confiáveis.

Dentre todos os parâmetros, os mecânicos mostraram mais relevância sob a estabilidade, em geral, quando comparados aos hidráulicos. Deve-se considerar que o estudo avaliou a mesma intensidade e quantidade de chuva em todas as análises,

o que pode justificar a menor influência da variação dos parâmetros hidráulicos na estabilidade da encosta.

Além do ângulo de inclinação do talude e do ângulo de atrito do solo, o perfil de poropressões inicial mostrou grande influência na estabilidade da encosta, indicando uma variação na segurança de 38,46%. Os cenários estudados consideraram um valor máximo de sucção na zona vadosa acima do qual a sucção retorna para zero. Todos eles representam diferentes antecedentes de chuva que levam a uma condição inicial de perfil de poropressões específico. As chuvas antecedentes que causaram os perfis não foram discutidas e não têm relevância. Quanto maior o valor máximo de sucção adotado, mais espessa é a zona de capilaridade e maiores são os valores de sucção a serem superados pela infiltração da chuva para que ocorra um possível deslizamento. Isso significa que, para a mesma quantidade de chuva, a estabilidade será preservada por mais tempo. O oposto também foi verificado.

O peso específico do solo e a coesão, também parâmetros mecânicos, seguiram o perfil de sucção/poropressões inicial. O peso específico do solo, que depende das características geológicas do material, teve uma influência significativa na análise de sensibilidade atingindo 22,54%. Por sua vez, a coesão, um parâmetro que contribui diretamente para a estabilidade dos taludes em solos coesivos, teve uma influência de 13,51%.

A variação do teor de umidade volumétrico saturado implica em uma relação solo/água diferente quando a encosta está totalmente saturada. Entretanto, ela não afeta os mecanismos de resistência ao cisalhamento envolvidos em uma possível ruptura. Esta é provavelmente a razão pela qual a segurança relacionada a valores diferentes não foi perceptível. Embora a variação de sensibilidade tenha mostrado 7,29% de influência, o parâmetro em si pode variar apenas dentro de uma pequena faixa ($\pm 30\%$), o que significa que os fatores de segurança não são significativamente afetados.

A condutividade hidráulica saturada mostrou 0,93% de influência na estabilidade da encosta estudada. Isto poderia indicar que a variação do k_{sat} exerce uma baixa influência na estabilidade da encosta. Entretanto, a ideia de ordem de

magnitude na condutividade hidráulica saturada deve ser levada em consideração. Quando analisada, a variação de uma ordem de magnitude, que representa um aumento de 900%, pode indicar uma influência na estabilidade de mais de 8%, ou seja, superior à influência de outros parâmetros mecânicos anteriores discutidos.

Dentre os parâmetros de ajuste de Fredlund e Xing, nenhuma influência significativa foi observada. Enquanto m_f mostrou 7,86% de influência e n_f 2,28%, a_f mostrou apenas 0,16%. A pequena influência observada no parâmetro m_f é provavelmente devido à natureza do parâmetro cuja variação também se deu em escala logarítmica. Isso significa que ao analisar a variação percentual do parâmetro em relação à variação percentual do F.S., a razão encontrada será necessariamente menor do que aquelas encontradas para os parâmetros que variam em escala não logarítmica.

Verificou-se que a segurança do talude de solo estudado neste trabalho foi mais afetada pelo ângulo de inclinação da encosta, seguido pelo ângulo de atrito, e pelo perfil inicial de distribuição das poropressões, dentre os observados neste trabalho. Verificou-se ainda que a variação dos parâmetros hidráulicos do solo tais como condutividade hidráulica saturada e os parâmetros de ajuste da curva característica exercem influência muito menor na estabilidade quando comparados com os parâmetros mecânicos.

De fato, a variação do $ksat$ não impactou a estabilidade da encosta quando a relação $ksat/q$ é inferior a 1, ou seja, quando a permeabilidade saturada do solo é menor do que a quantidade precipitada. Nestes casos, o excesso de água não absorvido pelo solo escoou superficialmente (*runoff*) e as poropressões na subsuperfície permaneceram a mesma.

Embora os modelos constitutivos adotados tenham se mostrado satisfatórios para representar o comportamento hidráulico e mecânico de solos não saturados, os resultados apresentados devem sempre ser analisados considerando-se as limitações do modelo numérico utilizado neste estudo. Além disso, o fator de segurança não é a única forma de quantificar a margem de segurança de um talude, pois taludes idênticos, que apresentem o mesmo fator de segurança determinístico, podem ter diferentes probabilidades de ruptura devido à variabilidade nas

propriedades do solo. Assim, a análise probabilística deste tipo de estudo paramétrico é altamente recomendada para complementar à interpretação dos resultados.

As conclusões relacionadas a modelagem do talude sem fissuras, sugerem que maior atenção deve ser dada a obtenção dos parâmetros mecânicos de uma encosta do que a obtenção dos parâmetros hidráulicos, com exceção do perfil inicial de poropressões. Num contexto de previsão de mudanças climáticas, no entanto, são os parâmetros hidráulicos que tendem a ser mais afetados, tais como a condutividade hidráulica saturada do solo. Conclui-se então que para melhor definição de limiares pluviométricos futuros, baseados em análises probabilísticas, por exemplo, uma correta e precisa estimativa do coeficiente de permeabilidade saturado do solo e da sua condição inicial de poropressão é fundamental.

Finalmente, esta tese discutiu a estabilidade de taludes sujeitos a infiltração da água da chuva, considerando o solo num estado fissurado do ponto de vista de um aumento da capacidade de infiltração no solo. As fissuras teriam se desenvolvido num período prolongado de seca, cenário previsto no último relatório sobre mudanças do clima emitido pelo IPCC. As análises são úteis para compreender melhor a relação entre a infiltração da água da chuva em encostas sob estas condições e variações na estabilidade, ou mais precisamente no fator de segurança destas encostas.

Conclui-se que a estabilidade de um talude de solo não saturado sujeito a infiltração da chuva pode ser até 40% menor quando da presença de fissuras de dessecação. Quanto maior a profundidade fissurada de uma encosta, mais instável ela irá se apresentar. Fissuras de ordem de 10 cm não afetaram a estabilidade da encosta.

Se o coeficiente de permeabilidade saturado do solo fissurado (k_{sc}) for 50% maior, para uma mesma chuva, a estabilidade da encosta praticamente não se altera para nenhuma profundidade de fissura considerada. Ao contrário, se o coeficiente de permeabilidade saturado do solo intacto (k_s) for dez vezes maior, também para uma mesma chuva, a estabilidade da encosta pode ser até 50% menor, no caso de fissuras de 0,5 m.

Para encostas e intensidades de chuva cujas relações de ks/q seja inferior a 1, chuvas de magnitude compatíveis com àquelas previstas no último relatório do IPCC para ocorrerem até 2100, por si só não são capazes de alterar os limiares de estabilidade da encosta aqui estudada. Relações de ks/q maiores que 1 devem ser avaliadas.

Finalmente, análises como as neste trabalho realizadas, que tratam o solo fissurado como meio contínuo, podem ser aplicadas até profundidades de fissuras de 2,5 m.

Os resultados deste trabalho representam um avanço no entendimento sobre o que esperar do futuro no que tange as mudanças climáticas associadas aos deslizamentos de terra. Embora os cenários previstos para chuvas muito fortes possam em princípio ser alarmantes, concluiu-se aqui que é a combinação destes com um solo mais susceptível a infiltração da água que é de fato preocupante. Simulações de estabilidade de encostas com chuvas torrenciais utilizando modelos constitutivos com os quais se vem trabalhando não apresentaram perda significativa de segurança. Por outro lado, quando considerados possíveis novos comportamentos dos solos fissurados frente a sua exposição a períodos de seca, os riscos de deslizamentos se mostraram substancialmente maiores.

Para dar continuidade ao trabalho aqui iniciado, sugere-se para trabalhos futuros:

- Realizar o monitoramento da evolução das fissuras em campo em recipientes de acrílico transparente, de forma a acompanhar também a evolução da profundidade das fissuras;
- Validar o modelo que representa o talude fissurado a partir de ensaios físicos em laboratório;
- Monitorar a evolução de fissuras em solos em ambiente controlado, onde se possa controlar o tempo de seca e a temperatura ambiente;
- Avaliar, a partir da análise de sensibilidade feita neste trabalho, como cada um dos parâmetros de entrada do modelo adotado afeta a posição e a magnitude de limiares pluviométricos;

- Estudar recomendações para estratégias de redução de riscos de deslizamentos no âmbito de um clima em aquecimento e
- Acrescentar estudo estatístico às análises de estabilidade com chuvas fortes, de forma a melhor quantificar o risco de deslizamentos em cenários futuros previstos pelo IPCC.

REFERÊNCIAS

- ABBASZADEH, M. M.; HOUSTON, S. L.; ZAPATA, C. E. Influence of soil cracking on the soil-water characteristic curve of clay soil. **Soils and Rocks**, v. 38, n. 1, p. 49–58, 2015.
- ABNT NBR 7181:2016 **Solo–análise granulométrica**. ABNT Rio de Janeiro, 2016a.
- ABNT NBR 6459:2016 **Solo-Determinação do limite de liquidez**. ABNT Rio de Janeiro, 2016b.
- ABNT NBR 7180:2016 **Solo-Determinação do limite de plasticidade. Método de Ensaio**. ABNT Rio de Janeiro, 2016c.
- ADDISON, K. Debris flow during intense rainfall in Snowdonia, North Wales: A preliminary survey. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 12, n. 5, p. 561–566, 1987.
- ALBRIGHT, W. H. *et al.* Field Performance of a Compacted Clay Landfill Final Cover at a Humid Site William. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 5, p. 591–602, 2006.
- ALEOTTI, P. A warning system for rainfall-induced shallow failures. **Engineering Geology**, v. 73, n. 3–4, p. 247–265, 2004.
- ALESSIO, P. Spatial variability of saturated hydraulic conductivity and measurement-based intensity-duration thresholds for slope stability, Santa Ynez Valley, CA. **Geomorphology**, v. 342, p. 103–116, 2019.
- ALONSO, E., GENS, A., AND DELAHAYE, C., Influence of rainfall on the deformation and stability of a slope in overconsolidated clays: a case study, **Hydrogeol. J.**, 11, pp. 174-192, 2003
- ALVIOLI, M. *et al.* Implications of climate change on landslide hazard in Central Italy. **Science of the Total Environment**, v. 630, p. 1528–1543, 2018.
- ALVIOLI, M.; GUZZETTI, F.; ROSSI, M. Scaling properties of rainfall induced landslides predicted by a physically based model. **Geomorphology**, v. 213, p. 38–47, 2014.
- ANDERSLAND, O. B.; AL-MOUSSAW, H. M. Crack Formation In Soil Landfill Covers Due To Thermal Contraction. **Waste Management & Research**, v. 5, n. September 1987, p. 445–452, 1987.
- ANDERSON, M.G., HUBBARD, M.G. & KNEALE, P.E. 1982. The influence of shrinkage cracks on pore-water pressures within a clay embankment. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, 15,9–14, <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1982.015.01.03>

ARHONDITSIS, G. B.; BRETT, M. T. Eutrophication model for Lake Washington (USA): Part I. Model description and sensitivity analysis. **Ecological Modelling**, v. 187, n. 2–3, p. 140–178, 2005.

ARNONE, E. *et al.* Accounting for soil parameter uncertainty in a physically based and distributed approach for rainfall-triggered landslides. **Hydrological Processes**, v. 30, n. 6, p. 927–944, 2016.

ARNONE, E. *et al.* Physically-based and distributed approach to analyze rainfall-triggered landslides at watershed scale. **Geomorphology**, v. 133, n. 3–4, p. 121–131. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.03.019>.

AU, S. W. C. Rain-induced slope instability in Hong Kong. **Engineering Geology**, v. 51, n. 1, p. 1–36, 1998.

AVILA-DIAZ, A. *et al.* Assessing current and future trends of climate extremes across Brazil based on reanalyses and earth system model projections. **Climate Dynamics**, v. 55, n. 5–6, p. 1403–1426, 2020. <https://doi.org/10.1007/s00382-020-05333-z>.

AVILA-DIAZ, A. *et al.* Extreme climate indices in Brazil: evaluation of downscaled earth system models at high horizontal resolution. **Climate Dynamics**, v. 54, n. 11–12, p. 5065–5088, 2020.

AYAD, R., KONRAD, J.M., SOULIE, M., 1997. Desiccation of a sensitive clay: application of the model CRACK. **Canadian Geotechnical Journal** 34 (6), 943–951

BACK, Á. J.; OLIVEIRA, J. L. R.; HENN, A. Relações entre precipitações intensas de diferentes durações para desagregação da chuva diária em Santa Catarina. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 16, n. 4, p. 391–398, 2012.

BAKER, R. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes. **Soils and foundations**, v. 21, n. 2, p. 1–17, 1981.

BAO, C. G. Stress-strain relation and strength characteristic for unsaturated soils. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, v. 7, n. 1, p. 1–4, 1986.

BAUM, R. L.; GODT, J. W. Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. **Landslides**, v. 7, n. 3, p. 259–272, 2010.

BENSON, C. H. *et al.* Comparison of four methods to assess hydraulic conductivity. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 10, p. 929–937, 1997.

BEYABANAKI, S. A. R.; BAGTZOGLU, A. C.; ANAGNOSTOU, E. N. Effects of groundwater table position, soil strength properties and rainfall on instability of earthquake-triggered landslides. **Environmental Earth Sciences**, v. 75, n. 4, p. 1–13, 2016.

BEZAK, N.; JEMEC AUFLIČ, M.; MIKOŠ, M. Application of hydrological modelling for temporal prediction of rainfall-induced shallow landslides. **Landslides**, v. 16, n. 7, p. 1273–1283, 2019.

BISHOP, A. W. *et al.* Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils, 1960.

BOGAARD, T.; GRECO, R. Invited perspectives: Hydrological perspectives on precipitation intensity-duration thresholds for landslide initiation: Proposing hydro-meteorological thresholds. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 18, n. 1, p. 31–39, 2018.

BOHN, L. *et al.* Desertification susceptibility over Rio de Janeiro, Brazil, based on aridity indices and geoprocessing. **International Journal of Climatology**, v. 41, n. S1, p. E2600–E2614, 2021.

BONDER, B. H. **Curvas de Retenção de Água de um Solo Coluvionar de Campinas Obtidas Mediante Técnicas de Laboratório e de Campo**, Dissertação de Mestrado. UNICAMP. 2008.

BORJA, R. I. *et al.* Factor of safety in a partially saturated slope inferred from hydro-mechanical continuum modeling. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 36, p. 236–248, 2012.

BRAND, E. W. Correlation between rainfall and landslides. **Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro. Anais... . v. 1, p.70–72, 1989.

BRAND, E. W.; PREMCHITT, J.; PHILLIPSON, H. B. Relationship between rainfall and landslides in Hong Kong. **Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides**, Toronto, 1984. Anais... . p.276–284, 1984.

BRICEÑO S, BASABE P AND BONNARD C (2007) Landslides and climate change: a world perspective, but a complex question. **International Conference on Landslides and Climate Change**, pp. 3–6.

BROOKS H., R.; COREY, A. T. Hydraulic properties of porous media. **Hydrol. Pap. Colorado State Univ.**, v. 3, p. 1–27, 1964.

CAI, F.; UGAI, K. Numerical Analysis of Rainfall Effects on Slope Stability. **International Journal of Geomechanics**, v. 4, n. 2, p. 69–78, 2004.

CAMPBELL, J. **Pore pressures and volume changes in unsaturated soils**. 1973.

CAMPBELL, R. H. Debris flows originating from soil slips during rainstorms in Southern California. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 12, n. 4, p. 66, 1975.

CAMPBELL. **Soil slip, debris flows, and rainstorms in the Santa Monica Mountains and vicinity, Southern California**. US Geological survey professional, 1975.

CARVALHO, J. C.; LEROUEIL, S. Curva característica de sucção transformada. **Solos e Rochas**. São Paulo, 27, 3, 231-242, 2004.

CASTRO, J. M. G. **Pluviosidade e Movimentos de Massa nas Encostas de Ouro Preto**. 2006. 154 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto (MG), 2006.

CHAE, B. G. *et al.* Landslide prediction, monitoring and early warning: a concise review of state-of-the-art. **Geosciences Journal**, v. 21, n. 6, p. 1033–1070, 2017.

CHING, R. K. H.; SWEENEY, D. J.; FREDLUND, D. G. Increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes. **Fourth International Symposium on Landslides**, 1984.

CHOWDHURY, R. N.; ZHANG, S. Tension cracks and slope failure. Slope stability engineering. **Proc. international conference, Isle of Wight**, 1991, p. 27–32, 1991.

COSTA, S.; KODIKARA, J.; SHANNON, B. Salient factors controlling desiccation cracking of clay in laboratory experiments. **Geotechnique**, v. 63, n. 1, p. 18–29, 2013.

CROSTA, G. Regionalization of rainfall thresholds: An aid to landslide hazard evaluation. **Environmental Geology**, v. 35, n. 2–3, p. 131–145, 1998.

Cui, Y.J., Ta, A.N., Hemmati, S., Tang, A.M., and Gatmiri, B. 2013. Experimental and numerical investigation of soil-atmosphere interaction. **Engineering Geology**, 165: 20-28. doi:10.1016/j.enggeo.2012.03.018. Dong,

Cui, Y.J., Tang, C.S., Tang, A.M., Ta, A.N., 2014. Investigation of soil desiccation cracking using an environmental chamber. **Riv. Ital. Geotech.** 48 (1), 9–20.

CUNHA, A.P.M.A.; ZERI, M.; LEAL, K.D.; COSTA, L.; CUARTAS, L.A.; MARENGO, J.A.; TOMASELLA, J.; VIEIRA, R.M.; BARBOSA, A.A.; CUNNINGHAM, C.; GARCIA, J.V.C.; BROEDEL, E.; ALVALÁ, R.; RIBEIRO-NETO, G. Extreme Drought Events over Brazil from 2011 to 2019. **Atmosphere**, v. 10, n. 642, 20f, 2019.

D'ORSI, R. N. **Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da Serra dos Órgãos da rodovia federal BR-116 RJ (Rio-Teresópolis)**. Rio de Janeiro: Coppe - UFRJ, 2011.

DA ROCHA JUNIOR, R.L.; SILVA, F.D.S.; COSTA, R.L.; GOMES, H.B.; PINTO, D.D.C.; HERDIES, D.L. Bivariate Assessment of Drought Return Periods and

Frequency in Brazilian Northeast Using Joint Distribution by Copula Method. **Geosciences**, v. 10, n. 4, 135, 16f., 2020

DA SILVA, I. G. **Análise de sensibilidade de parâmetros geomorfológicos na avaliação da estabilidade de taludes**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2017.

DE CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. DE F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. DOS A.; DA SILVA FILHO, F. C. **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 759p., 2015.

DERECZYNSKI, Claudine; SILVA, Wanderson Luiz; MARENGO, Jose. Detection and projections of climate change in Rio de Janeiro, Brazil. **American Journal of Climate Change**. Vol.2 No.1(2013), Article ID:29084,9 pages 2013.

DI DONNA, A.; LALOUI, L. Response of soil subjected to thermal cyclic loading: Experimental and constitutive study. **Engineering Geology**, v. 190, p. 65–76, 2015.

DIJKSTRA, T. A.; DIXON, N. Climate change and slope stability in the UK: Challenges and approaches. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 43, n. 4, p. 371–385, 2010.

DLUGOKENCKY, E.; TANS, P. **Trends in Atmosphere Carbon Dioxide – Global. National Oceanic & Atmospheric Administration/ Earth System Research Laboratory**, 2017.

DOURADO, F.; COUTINHO ARRAES, T.; E SILVA, M. F. O Megadesastre da região serrana do Rio de Janeiro - as causas do evento, os mecanismos dos movimentos de massa e a distribuição espacial dos investimentos de reconstrução no pós-desastre. **Anuario do Instituto de Geociencias**, v. 35, n. 2, p. 43–54, 2012.

DUNCAN, J. M. F Actors of S Afety and R Eliability. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 4, p. 307–316, 2000.

ELBACHÁ, A. T.; CAMPOS, L. E. P. DE; BAHIA, R. F. C. Tentativa de correlação entre precipitação e deslizamentos na cidade de Salvador. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COBRAE, 1992. p.647–673.

ENDO, T. **Probable distribution of the amount of rainfall causing landslides**. 1970.

EYLES, R. J. **Slip-triggering rainfalls in Wellington City, New Zealand**. 1979.

FAVARO, J. W.; BURAS, M. ; SILVEIRA, R. M. ; DYCK, E. . **Relatório de Ensaios REL EC 15294 2019 R1 - Elisangela do Prado Oliveira**. LCTEC, 2021.

FERREIRA, K. S. DE M. **Análise hidromecânica de um talude rodoviário composto por solo residual no trecho de Serra do Mar da BR-376/PR**. 2017. 106f. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2017.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**, UFRGS, 332p. Tese de doutorado. 2007.

FOURIE, A.B., ROWE, D., BLIGHT, G.E. The effect of infiltration on the stability of the slopes of a dry ash dump. **Geotechnique** 49 (1), 1–13, 1999.

FREDLUND, D. G.; HOUSTON, S. L.; NGUYEN, Q.; FREDLUND, M. D. Moisture Movement Through Cracked Clay Soil Profiles. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 28, n. 6, p. 865–888, 2010.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian geotechnical journal**, v. 14, n. 3, p. 429–439, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, p. 313–321, 1978. Disponível em: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/10.1139/t78-029>. Acesso em: 13 fev. 2019.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 3, p. 286–321, 2006.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 6, p. 1026–1026, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 440–448, 1996. NRC Research Press.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 533–546, 1994.

FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 5, p. 1103–1117, 2002.

FUKUOKA; M. Landslides associated with rainfall. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 11, p. 1–29, 1980.

FURMAN, J. **Estudo da influência da Infiltração de águas pluviais no mapeamento de susceptibilidade de encostas rodoviárias através de modelos numéricos**, UFPR. 120p. Dissertação de Mestrado. 2018.

GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil Science**, v. 85, n. 4, 1958.

GITIRANA, G.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 2, p. 209–212, 2004.

GLENDINNING, S., HUGHES, P.N. et al. 2014. Construction, management and maintenance of embankments used for road and rail infrastructure: implications of weather induced pore water pressures. **Acta Geotechnica**, 9, 799–816.

GODT, J. W. *et al.* Transient deterministic shallow landslide modeling: Requirements for susceptibility and hazard assessments in a GIS framework. **Engineering Geology**, v. 102, n. 3–4, p. 214–226, 2008.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.019>

GODT, J. W.; BAUM, R. L.; CHLEBORAD, A. F. Rainfall characteristics for shallow landsliding in Seattle, Washington, USA. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 31, n. 1, p. 97–110, 2006.

GONZÁLEZ, A. A. M.; PASSINI, L. B.; KORMANN, A. C. M. Rainfall effects on pore pressure changes in a coastal slope of the Serra do Mar in Santa Catarina. **Soils and Rocks**, v. 40, n. 3, p. 263–278, 2017.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A. Studies on Soil Physics. **The Journal of Agricultural Science**, v. 4, n. 01, p. 1, 1911.

GUIDICINI, G.; IWASA, O. Y. Tentative correlation between rainfall and landslides in a humid tropical environment. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, v. 16, n. 1, p. 13–20, 1977.

GUZZETTI, F. *et al.* The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: An update. **Landslides**, v. 5, n. 1, p. 3–17, 2007.

GUZZETTI, F.; PERUCCACCI, S.; ROSSI, M.; STARK, C. P. Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe. **Meteorology and Atmospheric Physics**, v. 98, n. 3–4, p. 239–267, 2007.

HEDAN, S.; COSENZA, P.; VALLE, V.; et al. Investigation of the damage induced by desiccation and heating of Tournemire argillite using digital image correlation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 51, p. 64–75, 2012.

HEWITT, P. J.; PHILIP, L. K. Problems of clay desiccation in composite lining systems. **Engineering Geology**, v. 53, n. 2, p. 107–113, 1999.

HKO – Hong Kong Observatory. **Climate Projections for Hong Kong**. Disponível em: https://www.hko.gov.hk/en/climate_change/proj_hk_rainfall.htm. Acesso em 18 mai. 2019.

HSU, Y.-C. *et al.* Physical-based rainfall-triggered shallow landslide forecasting. **Smart Water**, v. 3, n. 1, 2018.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p. 167–194, 2014.

INMET, Instituto Nacional de Meteorologia. **BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa**. Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 6 mar. 2021

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E Estatística (IBGE). **População em Áreas de Risco no Brasil**. Rio de Janeiro: IBGE, 2018.

INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE (IPCC). **Climate Change 2014: Synthesis Report**. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Geneva: IPCC, 2014.

IVERSON, R. M. Landslide triggering by rain infiltration. **Water Resources Research**, v. 36, n. 7, p. 1897–1910, 2000.

JAKOB, M.; WEATHERLY, H. A hydroclimatic threshold for landslide initiation on the North Shore Mountains of Vancouver, British Columbia. **Geomorphology**, v. 54, n. 3–4, p. 137–156, 2003.

KANJI, M. A. *et al.* Basic and Common Characteristics os Debris Flows. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro. 1997.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAUJO, F. H. A. Basic and Common Characteristics os Debris Flows. In: PANAMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro. 1997.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. A unique relationship of chi for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnique**, v. 48, n. 5, 1998.

KIM, J.; JEONG, S.; PARK, S.; SHARMA, J. Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils. **Engineering Geology**, v. 75, n. 3–4, p. 251–262, 2004.

- KNUTTI, R.; SEDLÁČEK, J. Robustness and uncertainties in the new CMIP5 climate model projections. **Nature Climate Change**, v. 3, n. 4, p. 369–373, 2013. Nature Publishing Group.
- KODIKARA, J. K. & CHOI, X. (2006). A simplified analytical model for desiccation cracking of clay layers in laboratory tests. **Proc. 4th Int. Conf. on Unsaturated Soils**, Carefree, AZ 2, 2558–2569
- KOKUTSE, N. K.; TEMGOUA, A. G. T.; KAVAZOVIĆ, Z. Slope stability and vegetation: Conceptual and numerical investigation of mechanical effects. **Ecological Engineering**, v. 86, n. November 2004, p. 146–153, 2016.
- LACHENBRUCH, A.H., 1961. Depth and spacing of tension cracks. **J. Geophys. Res.** 66 (12), 4273–4292
- LAKSHMIKANTHA, M.R., PRAT, P.C. & LEDESMA, A. 2012. Experimental evidence of size effect in soil cracking. **Canadian Geotechnical Journal**, 49, 264–284.
- LAM, L.; FREDLUND, D. G.; BARBOUR, S. L. Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 24, n. 4, p. 565–580, 1987.
- LEACH, B.; HERBERT, R. The genesis of a numerical model for the study of the hydrogeology of a steep hillside in Hong Kong. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v. 15, n. 3, p. 243–259, 1982.
- LEE, F.-H.; LO, K.-W.; LEE, S.-L. TENSION CRACK DEVELOPMENT IN SOILS. **Journal of geotechnical engineering**, v. 114, n. 8, p. 915–929, 1989.
- LEE, S.; TALIB, J. A. Probabilistic landslide susceptibility and factor effect analysis. **Environmental Geology**, v. 47, n. 7, p. 982–990, 2005.
- LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1118–1126, 1997.
- LEONG, ENG CHOON; RAHARDJO, H. Permeability functions for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1118–1126, 1997.
- LI, J. H. *et al.* Cracking and vertical preferential flow through landfill clay liners. **Engineering Geology**, v. 206, p. 33–41, 2016.
- LI, J. H. *et al.* Permeability tensor and representative elementary volume of saturated cracked soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 8, p. 928–942, 2009.
- LI, J. H.; ZHANG, L. M. Geometric parameters and REV of a crack network in soil. **Computers and Geotechnics**, v. 37, n. 4, p. 466–475, 2010.

LI, L. J. H.; ZHANG, L.; KWONG, B. C. P. Field permeability at shallow depth in a compacted fill. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering**, v. 164, n. 3, p. 211–221, 2011.

LICCARDO, A.; BASSO, L. C.; PIMENTEL, C. S. Geodiversidade e educação não formal no município de Irati, PR – Brasil. **Journal of Chemical Information and Modeling**, v. 53, n. 9, p. 1689–1699, 2013.

LIU, C. W. *et al.* Water infiltration rate in cracked paddy soil. **Geoderma**, v. 117, n. 1–2, p. 169–181, 2003.

LU, N.; LIKOS, W. J. Rate of Capillary Rise in Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 6, p. 646–650, 2004.

LU, N., J. W. GODT, AND D. T. WU. 2010. A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. **Water Res. Res.** 46 (5): W05515. <https://doi.org/10.1029/2009WR008646>.

LIKOS, W. J.; LU, N.; GODT, J. W. 2014. Hysteresis and uncertainty in soil water-retention curve parameters. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.** 140 (4): 04013050. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001071](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001071).

LUMB, P. B. Slope failures in Hong Kong. **Engineering Geologist**, v. 8, n. 31–65, p. 31–65, 1975.

MARIN, R. J.; VELÁSQUEZ, M. F. Influence of hydraulic properties on physically modelling slope stability and the definition of rainfall thresholds for shallow landslides. **Geomorphology**, v. 351, p. 106976, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2019.106976>

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, v. 3, p. 373–397, 1997.

MCTI. MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E INOVAÇÃO. **Estimativas anuais de emissões de gases de efeito estufa no Brasil**, 3ª Edição, set.2016. Brasília. Disponível em: http://www.mct.gov.br/upd_blob/0235/235580.pdf. Acesso em jan. 2021.

MEINSHAUSEN, M. *et al.* The RCP greenhouse gas concentrations and their extensions from 1765 to 2300. **Climatic Change**, v. 109, n. 1, p. 213–241, 2011.

METEOROLOGIA, I. N. DE. **Manual de observações meteorológicas**. 1999. Disponível em:

https://scholar.google.com.br/scholar?q=%22Manual+de+Observações+Meteorológicas%22+1999&hl=pt-BR&as_sdt=0%2C5&as_ylo=1999&as_yhi=1999. Acesso em: 12 fev. 2019.

METER GROUP. EC-5 – Umidade. 2015. Disponível em:

<https://metergroup.com.br/agraria/produtos/ec5/>. Acesso em: 08/jul/2020.

MILLER, C. J.; MI, H.; YESILLER, N. Experimental Analysis of desiccation crack propagation in clay liners. **Journal Of The American Water Resources Association**, v. 34, n. 3, p. 677–686, 1998.

MILLER, G. A.; HASSANIKHAH, A.; VARSEI, M. Desiccation crack depth and tensile strength in compacted soil. *Unsaturated Soil Mechanics from Theory to Practice - Proceedings of the 6th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils*, n. October, p. 79–87, 2016.

MITCHELL, A. R.; VAN GENUCHTEN, M. T. Flood Irrigation of a Cracked Soil. **Soil Science Society of America Journal**, 1993.

MONTEITH, J. L. Evaporation and environment. **Symposia of the Society for Experimental Biology**, , n. 19, p. 205–234, 1965.

MONTGOMERY, D. R.; DIETRICH, W. E. A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. **Water Resources Research**, v. 30, n. 4, p. 1153–1171, 1994.

MONTRASIO, L.; VALENTINO, R. A model for triggering mechanisms of shallow landslides. **Natural Hazards and Earth System Science**, v. 8, n. 5, p. 1149–1159, 2008.

MORGENSTERN, N. R.; DE MATOS, M. M. Stability of slopes in residual soils. In: **Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 5., p.367-383. 1975.

MORRIS, P.H., GRAHAM, J., AND WILLIAMS, D.J. 1992. Cracking in drying soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 29(2): 263–277. doi:10.1139/t92-030

MOSS, R. H.; EDMONDS, J. A.; HIBBARD, K. A.; MANNING, M. R.; ROSE, S. K.; VAN VUUREN, D. P.; CARTER, T. R.; EMORI, S.; KAINUMA, M.; KRAM, T.; MEEHL, G. A.; MITCHELL, J. F. B.; NAKICENOVIC, N.; RIAHI, K.; SMITH, S. J.; STOUFFER, R. J.; THOMSON, A. M.; WEYANT, J. P.; WILBANKS, T. J. The next generation of scenarios for climate change research and assessment. **Nature**, London, v. 463, p. 747–56, 2010.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Research**, v. 12, n. 3, p. 513–522, 1976.
<https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>

NG, C. W. W.; SHI, Q. Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated soils. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v. 31, p. 105–114, 1998a.

- NG, C. W.W.; SHI, Q. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. **Computers and Geotechnics**, v. 22, n. 1, p. 1–28, 1998b.
- NILSEN, T. H.; TURNER, B. L. **Influence of rainfall and ancient landslide deposits on recent landslides (1950-71) in urban areas of Contra Costa County**. California. Geological Survey Bulletin, 1975.
- NOVAK, V.; SIMUNEK, J.; VAN GENUCHTEN, M. T. Infiltration of Water into Soil with Cracks. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, n. January/February, p. 41–47, 2000.
- OH, H. J.; AHN, S. C.; CHOI, J. K.; LEE, S. Sensitivity analysis for the GIS-based mapping of the ground subsidence hazard near abandoned underground coal mines. **Environmental Earth Sciences**, v. 64, n. 2, p. 347–358, 2011.
- ONODERA, T.; YOSHINAKA, R.; KAZAMA, H. Slope failures caused by heavy rainfall in Japan. **Journal of the Japan Society of Engineering Geology**, v. 15, n. 4, p. 191–200, 1974.
- PAPA, M. N. *et al.* Derivation of critical rainfall thresholds for shallow landslides as a tool for debris flow early warning systems. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 17, n. 10, p. 4095–4107, 2013.
- PARK, C. E. *et al.* Keeping global warming within 1.5 °c constrains emergence of aridification. **Nature Climate Change**, v. 8, n. 1, p. 70–74, 2018.
- PBMC. PAINEL BRASILEIRO DE MUDANÇAS CLIMÁTICAS. **Contribuição do Grupo de Trabalho 1 ao Primeiro relatório de Avaliação Nacional do Painel Brasileiro de Mudanças Climáticas**. Sumário Executivo GT1. PBMC, Rio de Janeiro, 24p., 2013.
- PENG, X.; HORN, R.; PETH, S.; SMUCKER, A. Quantification of soil shrinkage in 2D by digital image processing of soil surface. **Soil and Tillage Research**, v. 91, n. 1–2, p. 173–180, 2006.
- PENMAN, H. L. Natural Evaporation from Open Water , Bare Soil and Grass **Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences**, v. 193, n. 1032, p. 120–145, 1948.
- PÉRON, H.; DELENNE, J. Y.; LALOU, L.; EL YOUSSEFI, M. S. Discrete element modelling of drying shrinkage and cracking of soils. **Computers and Geotechnics**, v. 36, n. 1–2, p. 61–69, 2009.
- PETRUCCI, O.; POLEMIO, M. Dealing with hydro-geological events: mitigation and history cases. **Environmental Research Journal**, v. 5, n. 6, p. 727–748, 2010.

PRETTO, J. H. F. *et al.* Caracterização das Camadas Não Saturadas de Uma Encosta Litorânea : Determinação da Curva de Retenção de Água. In: **COBRAE**, 6., 2013, cidade. **Anais...** Florianópolis-SC. COBRAE, 2013.

RAHARDJO, H. *et al.* Effects of groundwater table position and soil properties on stability of slope during rainfall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 11, p. 1555–1564, 2010.

RAHIMI, A.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C. Effect of hydraulic properties of soil on rainfall-induced slope failure. **Engineering Geology**, v. 114, n. 3–4, p. 135–143, 2010. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.04.010>

RAY, R. L.; JACOBS, J. M.; DE ALBA, P. Impacts of unsaturated zone soil moisture and groundwater table on slope instability. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 10, p. 1448–1458, 2010.

RAYHANI, M. H. T.; YANFUL, E. K.; FAKHER, A. Physical modeling of desiccation cracking in plastic soils. **Engineering Geology**, v. 97, n. 1–2, p. 25–31, 2008.

REDER, A.; RIANNA, G.; PAGANO, L. Physically based approaches incorporating evaporation for early warning predictions of rainfall-induced landslides. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 18, n. 2, p. 613–631, 2018.

RESEARCH SERVICES BRANCH (RSB) OF THE NATIONAL INSTITUTE OF MENTAL HEALTH (NIMH). ImageJ. versão 1.53i 24. 2021. Disponível em: <https://imagej.nih.gov/ij/index.html>. Acesso em: 02/fev/2021.

RODRÍGUEZ, R., SÁNCHEZ, M., LEDESMA, A., LLORET, A., 2007. Experimental and numerical analysis of desiccation of a mining waste. **Can. Geotech. J.** 44 (6), 644–658.

ROUAINIA, M., DAVIES, O., O'BRIEN, T., AND GLENDINNING, S. 2009. Numerical modelling of climate effects on slope stability. In **Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering Sustainability**. Thomas Telford Ltd. Vol. 162, pp. 81–89.

SALCIARINI, D. *et al.* Modeling regional initiation of rainfall-induced shallow landslides in the eastern Umbria Region of central Italy. **Landslides**, v. 3, n. 3, p. 181–194, 2006.

SALCIARINI, D. *et al.* Spatially distributed rainfall thresholds for the initiation of shallow landslides. **Natural Hazards**, v. 61, n. 1, p. 229–245, 2012.

SALDANHA, Claudinéia Brazil *et al.* O Evento de Chuva Intensa de Janeiro de 2009 Sobre a Região de Pelotas-RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 17, n. 2, p. 255-265, jun. 2012. Trimestral.

SALLES, R. O; AMARAL, C. P. Estudo da Correlação entre Chuvas e Escorregamentos na Região Serrana do Rio de Janeiro. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 6., 2013, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Cobrae, 2013.

SALVATICI, T. *et al.* Application of a physically based model to forecast shallow landslides at a regional scale. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 18, n. 7, p. 1919–1935, 2018.

SANDRONI, S.S. AND SAYÃO, A.S.F. (1993). The use of relative probability of failure in the design of open pit mine slopes. Innovative Mine Design for the 21st Century. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 21-24.

SEGONI, S.; PICIULLO, L.; GARIANO, S. L. A review of the recent literature on rainfall thresholds for landslide occurrence. **Landslides**, v. 15, n. 8, p. 1483–1501, 2018.

SHIN, H.; SANTAMARINA, J. C. Desiccation cracks in saturated fine-grained soils: Particle-level phenomena and effective-stress analysis. **Geotechnique**, v. 61, n. 11, p. 961–972, 2011.

SILVA, T. C. R. **Avaliação do comportamento hidromecânico e do processo de propagação de fissuras de solo expansivo do município de Bonito/PE.** Dissertação de mestrado. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2019.

SMETHURST, J. A.; CLARKE, D.; POWRIE, W. Factors controlling the seasonal variation in soil water content and pore water pressures within a lightly vegetated clay slope. **Geotechnique**, v. 62, n. 5, p. 429–446, 2012.

SMETHURST, J. A.; CLARKE, D.; POWRIE, W. Seasonal changes in pore water pressure in a grass-covered cut slope in London Clay. **Stiff Sedimentary Clays: Genesis and Engineering Behaviour - Geotechnique Symposium in Print 2007**, v. 6, n. 8, p. 337–351, 2011.

SNOW, D. Anisotropic permeability on fractured media. **Water Resources Research**, v. 5, n. 6, p. 1273–1289, 1969.

SNYDER, V. A.; MILLER, R. D. (1985). Tensile Strength of Unsaturated Soils. **Soil Sci Soc Am J**, 49(1):58–65. (document), 4.2.3.2, 4.6, 4.2.3.2

SOEKI, K. **Fissura em solos: Comparação entre solos em diferentes condições de exposição a precipitação e a radiação solar.** Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil. Campus Pontal do Paraná. Centro de Estudos do Mar. Pontal do Paraná-PR, p. 105. 2021.

SONG, K.; YAN, E.; ZHANG, G.; LU, S.; YI, Q. Effect of hydraulic properties of soil and fluctuation velocity of reservoir water on landslide stability. **Environmental Earth Sciences**, v. 74, n. 6, p. 5319–5329, 2015. Springer Berlin Heidelberg.

- SWEENEY, D. J. Some in situ soil suction measurements in Hong Kong's Residual Soil Slopes. In: SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 7., 1982, **Proceedings...**, 1982. p. 91-106
- TANG, A. M.; CUI, Y. J.; BARNEL, N. Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. **Geotechnique**, v. 58, n. 1, p. 45–54, 2008.
- TANG, A. M.; HUGHES, P. N.; DIJKSTRA, T. A.; et al. Atmosphere-vegetation-soil interactions in a climate change context; Impact of changing conditions on engineered transport infrastructure slopes in Europe. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 51, n. 2, p. 156–168, 2018.
- TANG, C.-S. *et al.* Experimental Investigation of the Desiccation Cracking Behavior of Soil Layers during Drying. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 6, p. 873–878, 2011a.
- TANG, C. S., CUI, Y. J., SHI, B., TANG, A. M., & LIU C. Desiccation and cracking behaviour of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles. **Geoderma**. v. 166, n. 1, p. 111-118, 2011b.
- TATIZANA, C. et al. Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos -- Serra do Mar, município de Cubatão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1987, **Anais..**, p. 225–236. 1987.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 1943.
- THE SOILVISION SYSTEMS LTD. TEAM. **SOILVISION CONNECT Edition V10 version 10.04.00.135**. Saskatoon: Soilvision Systems. Disponível em: <https://soilvision.com/downloads/docs/pdf/manuals/SVOFFICE5Manual.pdf>.
- TRAN, D. T. Q.; FREDLUND, D. G.; CHAN, D. H. Improvements to the calculation of actual evaporation from bare soil surfaces. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 1, p. 118–133, 2016.
- UCHAIPICHAT A, KHALILI N (2009) Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. **Géotechnique** 59(4):339–353
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Risk-based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**. ETL 1110-2-556. Washington, 1999.
- VAN DER MERWE, D. H. The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction. **Civil Engineering**, Volume 6, N. 12, 1 December 1956, pp. 226-228.
- VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils¹. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892, 1980.

- VAN VUUREN, D. P.; EDMONDS, J.; KAINUMA, M.; RIAHI, K.; THOMSON, A.; HIBBARD, K.; HURTT, G. C.; KRAM, T.; KREY, V.; LAMARQUE, J. F.; MASUI, T.; MEINSHAUSEN, M.; NAKICENOVIC, N.; SMITH, S. J.; ROSE, S. K. The representative concentration pathways: an overview. **Climatic Change**, Dordrecht v. 109, p. 5–31, 2011.
- VAN WESTEN, C. J.; TERLIEN, M. T. J. An approach towards deterministic landslide hazard analysis in GIS. A case study from Manizales (Colombia). **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 21, n. 9, p. 853–868, 1996.
- VANAPALLI, S. K. *et al.* Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 379–392, 1996.
- VANICEK, I. 2013. The importance of tensile strength in geotechnical engineering. **Acta Geotechnica Slovenica**, 1,5–17.
- VAREJÃO-SILVA, M. A. **Meteorologia e Climatologia**. Brasília: INMET, Gráfica e Editora Pax, 2001. 532 p.
- VARGAS JUNIOR, E. *et al.* A study of the relationship between the stability of slopes in residual soils and rain intensity. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1986, Leigh, USA. **Proceedings...** Leigh: Envo Publishing, 1986. p.491–500
- VARGAS, M.; PICHLER, E. Residual soil and rock slides in Santos (Brazil). In: PAN-AMERICAN CONFERENCE, 1957, Santos. **Anais...** Santos: SMFE, 1957. p.394–398.
- VARNES D.J. Slope movement types and processes. **Special report**, Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., v. 176, p. 11-33, 1978.
- VENKATARAMANA, K., HANUMANTHA, R.B. & SINGH, D.N. 2009. A critical review of the methodologies employed for determination of tensile strength of fine- grained soils. **Journal of Testing and Evaluation**, 37, 115–121
- VICTORINO, M. M. **Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR 376 na Serra do mar Paranaense**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2015.
- VIEIRA, A. M.; MARINHO, F. A. M. Variação sazonal de sucção em um talude de solo residual em São Paulo. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, III COBRAE, 2001, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 2001.
- VILAR, O. M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 43, n. 10, p. 1088–1095, 2006.

- WIECZOREK, G. F.; GLADE, T. Climatic factors influencing occurrence of debris flows. **Debris-flow Hazards and Related Phenomena**. Springer, Berlin, Heidelberg, p.325–362, 2005.
- WIECZOREK, G. F.; GUZZETTI, F. A review of rainfall thresholds for triggering landslides. Mediterranean Storms. In: **Proc. of the EGS Plinius Conference, Maratea**, Italy. 1999. p. 407-414.
- WILSON, G. W. **Soil Evaporative Fluxes for Geotechnical Engineering Problems**, 1990. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- WU, Y. M. *et al.* A simplified physically based coupled rainfall threshold model for triggering landslides. **Engineering Geology**, v. 195, p. 63–69, 2015a.
- WU, Y. M. *et al.* A simplified physically based coupled rainfall threshold model for triggering landslides. **Engineering Geology**, v. 195, p. 63–69, 2015b.
- YESILLER, N. *et al.* Desiccation and cracking behavior of three compacted landfill liner soils. **Engineering Geology**, v. 57, n. 1–2, p. 105–121, 2000.
- YUEN, K.; GRAHAM, J.; JANZEN, P. Weathering-induced fissuring and hydraulic conductivity in a natural plastic clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 6, p. 1101–1108, 1998.
- ZAMBRANA, V. D. **Análise numérica da influência de chuvas extremas na estabilidade de taludes**. São Paulo: USP, 2014.
- ZHAN, T.L.T., NG, C.W.W., FREDLUND, D.G., 2006. Instrumentation of an unsaturated expansive soil slope. **Geotech. Test. J.** 30 (2), 1–11. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ12704>.
- ZHANG, G., QIAN, J.Y., WANG, R., ZHANG, J.M., 2011. Centrifuge model test study of rainfall-induced deformation of cohesive soil slopes. **Soils and Foundations** 51 (2), 297–305.
- ZHANG, G.; WANG, R.; QIAN, JIYUN; ZHANG, J. M.; QIAN, JIANGU. Effect study of cracks on behavior of soil slope under rainfall conditions. **Soils and Foundations**, v. 52, n. 4, p. 634–643, 2012. Elsevier. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.005>>. .
- ZHANG, J.; ZHU, D.; ZHANG, S. Shallow slope stability evolution during rainwater infiltration considering soil cracking state. **Computers and Geotechnics**, v. 117, n. July 2018, p. 103285, 2020.
- ZHANG, L. L. *et al.* Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, n. 12, p. 1384–1398, 2013.