



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

BRUNA SILVEIRA LIRA

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLOS RESIDUAIS EM AREIA-PB**

Campina Grande

2022

BRUNA SILVEIRA LIRA

ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLOS RESIDUAIS EM AREIA-PB

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), como requisito parcial para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Campina Grande

2022

L768e

Lira, Bruna Silveira.

Estudo das características geotécnicas e análise de estabilidade de taludes de solos residuais em Areia-PB / Bruna Silveira Lira. – Campina Grande, 2022.

204 f. : il. color.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2022.

"Orientação: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior".

Referências.

1. Geomorfologia. 2. Geotécnia. 3. Solos Residuais – Areia-PB. 4. Instabilidade de Taludes. 5. Movimentos de Massa. 6. Solos Não Saturados. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Título.

CDU 551.4:624.13(043)

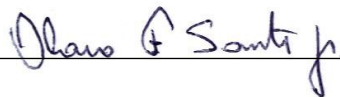
FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECÁRIA SEVERINA SUELI DA SILVA OLIVEIRA CRB-15/225

ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLOS RESIDUAIS EM AREIA-PB

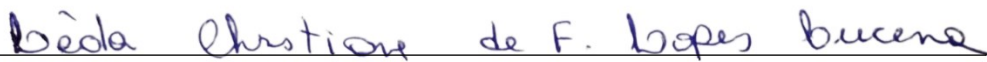
AUTORA: Bruna Silveira Lira

TESE APROVADA EM: 06/09/2020

BANCA EXAMINADORA



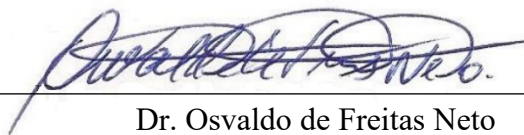
Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior
UFCG - Orientador



Dr.^a Leda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena
UFCG – Examinadora Interna



Dr.^a Carina Silvani
UFCG – Examinadora Interna



Dr. Osvaldo de Freitas Neto
UFRN - Examinador Externo



Dr. Francisco Chagas da Silva Filho
UFC - Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

À minha família, pela paciência, incentivo e entusiasmo em cada vitória.

A Diego pelo carinho, pelos pensamentos positivos e pelas palavras incentivadoras que sempre sinalizam um porto seguro.

Ao Professor Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior, pela confiança, orientação e por proporcionar as condições necessárias para o desenvolvimento desta pesquisa no campo e no laboratório.

Ao professor Dr. Osvaldo de Freitas Neto e à professora Dra. Carina Silvani que sempre se mostraram dispostos a compartilhar seus conhecimentos e ajudar nas orientações da pesquisa.

A Professora Dra. Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena e ao Professor John Kennedy Guedes Rodrigues pela grande ajuda para a realização dos trabalhos.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia de Pavimentos, Ildinho e Jadilson, pelo apoio durante a realização dos ensaios de laboratório.

Aos professores Gelmires de Araújo Neves e Tomás Jeferson Alves de Melo, do laboratório de caracterização da UFCG, pela grande ajuda nos ensaios químicos.

Aos colegas do Laboratório de Pavimentos e da Pós-Graduação por toda a ajuda e motivação durante toda essa etapa.

A todos os membros do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN por me acolherem e ajudarem durante a realização da pesquisa. Agradeço a amizade e boas conversas, a alegria e boa vontade de vocês fizeram com que a estadia em Natal se tornasse um prazer.

A CAPES, pelo apoio financeiro concedido através da bolsa de estudo, cuja contribuição foi imprescindível para realização dessa pesquisa.

A todos que direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho

RESUMO

Movimentos de massa podem ser causados por fatores de diferentes categorias como fatores geológicos, mudanças climáticas e atividades humanas. Do ponto de vista geológico, o perfil do solo e as propriedades geotécnicas dos materiais que o compõe são cruciais na influência da instabilidade do talude. Na perspectiva das mudanças climáticas, a intensidade das chuvas é um dos principais desencadeadores de movimentos de massa. Incluída pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) como zona de perigo de alagamentos, deslizamentos de encostas e transbordamento de rios devido à ação das chuvas em 2017, o município de Areia/PB apresenta deslizamentos que ocorrem em sua maioria na estação chuvosa. Tais acontecimentos induzem a presunção de que a infiltração de água da chuva tem responsabilidade na ruptura dos taludes do município. Dessa forma, os estudos propostos nesta pesquisa visam determinar a influência da precipitação na estabilidade dos taludes presentes no município. A identificação das áreas suscetíveis a movimentos de massa foi feita com base no relatório da CPRM e comparação com mapas das variáveis geomorfométricas do município criados a partir de dados de Sensoriamento Remoto. O perfil de sondagem dos taludes identificou solos que apresentaram consistência variando entre mole e dura ao longo das profundidades dos taludes pertencentes as áreas de risco. Durante as sondagens não foi identificado presença de lençol freático nos taludes indicando que os solos se encontravam em estado não saturado. Os solos apresentaram tensões cisalhantes menores quando inundados e em sua umidade natural apresentaram variações indicativas da heterogeneidade nas amostras resultante do intemperismo. Em sua umidade natural, os solos apresentaram deformações significativamente maiores quando inundados com diminuição súbita e grande no volume, evidenciando um alto potencial de colapso. Concluiu-se que a precipitação antecedente aparenta ter maior influência na estabilidade, dessa forma a precipitação diária por si só não pode ser usada como determinante para o deslizamento. Por fim, é importante notar que o papel da precipitação antecedente na estabilidade de encostas não será o mesmo para encostas em diferentes locais que possuem solos com diferentes propriedades, diferentes condições de superfície, chuvas tropicais variáveis ou diferentes condições microclimáticas.

Palavras-chave: Instabilidade de taludes, Movimentos de massa, Geomorfologia, Solos residuais, Solos não saturados, Areia-PB.

ABSTRACT

Mass movements can be caused by factors in different categories such as geological factors, climate change and human activities. From a geological point of view, the soil profile and the geotechnical properties of the materials that compose it are crucial in influencing slope instability. From the perspective of climate change, the intensity of rainfall is one of the main triggers of mass movements. Included by the Mineral Resources Research Company (CPRM) as a danger zone for flooding, landslides and river overflows due to rain in 2017, the municipality of Areia/PB presents landslides that occur mostly in the rainy season. Such events lead to the presumption that the infiltration of rainwater is responsible for the rupture of the city's slopes. Thus, the studies proposed in this research aim to determine the influence of rainfall on the stability of the slopes present in the municipality. The identification of areas susceptible to mass movements was based on the CPRM report and comparison with maps of the municipality's geomorphometric variables created from Remote Sensing data. The standard penetration tests of the slopes identified soils that have consistencies varying from soft to hard along the depths of the slopes belonging to the risk areas. Presence of a water table was not identified on the slopes, indicating that the soils were in an unsaturated state. The soils presented lower shear stresses when flooded and in their natural moisture content they presented variations indicative of the heterogeneity in the samples resulting from the weathering. In their natural moisture content, the soils showed significantly greater deformations when flooded with a sudden and large decrease in volume, evidencing a high potential for collapse. It was concluded that antecedent precipitation appears to have a greater influence on stability, so daily precipitation alone cannot be used as a determinant for landslide. Lastly, it is important to note that the role of antecedent precipitation in slope stability will not be the same for slopes in different locations that have soils with different properties, different surface conditions, variable tropical rainfall or different microclimatic conditions.

Keywords: Slope instability, Mass movements, Geomorphology, Residual soils, Unsaturated soils, Areia-PB.

Lista de Figuras

Figura 1-Mortes em número absoluto no Brasil por processo natural, banco de dados do Ministério da integração Nacional e UFSC-CEPED-Santa Catarina (a) e dados do banco de dados internacional EM-DAT (b).....	21
Figura 2-Curva característica para um solo unimodal.....	25
Figura 3-Deslizamentos em solos residuais.....	33
Figura 4-Condições para que a chuva cause escorregamento.....	35
Figura 5-Deslizamento ocorrido em encosta no município de Areia - PB.....	44
Figura 6-Localização do Município de Areia.....	45
Figura 7- Mapa Geológico de Areia.....	46
Figura 8-Precipitação dos últimos 10 anos no município de Areia.....	47
Figura 9-Uso e Ocupação de terra em Areia/PB.....	48
Figura 10-Pedologia de Areia/PB.....	49
Figura 11-Fluxograma da pesquisa.....	50
Figura 12-Localização das áreas de risco.....	53
Figura 13-Talude da Rua João Lourenço (área 3).....	55
Figura 14-Talude da Rua Enfermeira Maria Madalena (área 4).....	55
Figura 15-Retirada amostra indeformada.....	56
Figura 16-Amostra com parafina.....	57
Figura 17-Armazenamento da amostra.....	57
Figura 18-Curva característica dos solos.....	60
Figura 19-Condições de contorno.....	63
Figura 20-Esquema de sondagem e coleta das amostras.....	66
Figura 21-Mapa de Declividade.....	68
Figura 22-Mapa de Altitude.....	69
Figura 23-Mapa de Curvatura Vertical.....	70
Figura 24-Mapa de Curvatura Horizontal.....	71
Figura 25-Mapa de Curvatura (Forma do Terreno).....	72
Figura 26-Curvas Granulométricas dos solos.....	75
Figura 27-Difratogramas dos solos (a) JLT (b) JLC (c) JLB (d) MMT (e) MMC (f) MMB.....	77
Figura 28-Micrografia do solo JLB aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	78
Figura 29-Micrografia do solo JLC aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	79
Figura 30-Micrografia do solo JLT aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	80
Figura 31-Micrografia do solo MMB aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	81
Figura 32-Micrografia do solo MMC aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	82
Figura 33-Micrografia do solo MMT aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x.....	83
Figura 34-Varição da dispersão para os solos do talude João Lourenço antes do ensaio e após 1 hora de ensaio.....	84
Figura 35-Varição da dispersão para os solos do talude Maria Madalena antes do ensaio e após 1 hora de ensaio.....	85
Figura 36-Gráficos SPT dos taludes JL e MM.....	86
Figura 37-Curvas tensão versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos JLB (a) e (b), JLC (c) e (d) e JLT (e) e (f).....	90
Figura 38-Curvas tensão versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos MMB, MMC e MMT.....	96
Figura 39-Envoltórias de Resistência ao cisalhamento.....	103

Figura 40-Curvas de deformação axial versus tensão dos solos.....	106
Figura 41-Gráficos de colapso dos solos	108
Figura 42-Curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos JLB, JLC e JLT	112
Figura 43-Trajetórias de tensão efetiva para os espaços s'x t' para os solos JLB, JLC e JLT ..	113
Figura 44-Curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos MMB, MMC e MMT	116
Figura 45-Trajetórias de tensão efetiva para os espaços s'x t' para os solos MMB, MMC e MMT	118
Figura 46-Função de Condutividade Hidráulica.....	120
Figura 47-Infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h e 72h de duração para o talude João Lourenço	121
Figura 48-Infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h e 72h de duração no talude Maria Madalena	125
Figura 49-Taxas de infiltração sem precipitação antecedente	128
Figura 50-Infiltração no quinto dia pós-evento de chuva com 24h e 72h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço	130
Figura 51-Infiltração no quinto dia pós-evento de chuva com 24h e 72h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena.....	134
Figura 52-Taxas de infiltração com precipitação antecedente	137
Figura 53-Distribuição das poropressões referentes ao corte A-A'	138
Figura 54-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração do talude João Lourenço.....	140
Figura 55-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração do talude Maria Madalena	142
Figura 56- Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração do talude João Lourenço.....	144
Figura 57-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração do talude Maria Madalena	145
Figura 58-Distribuição de poropressão para chuva de 24h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço	147
Figura 59-Distribuição de poropressão para chuva de 24h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena	149
Figura 60-Distribuição de poropressão para chuva de 72h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço	150
Figura 61-Distribuição de poropressão para chuva de 72h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena	152
Figura 62-Fator de segurança sem precipitação antecedente	156
Figura 63-Variação da superfície crítica entre 72h (a) e 96h (b) no talude JL	157
Figura 64-Fator de segurança com precipitação antecedente	160
Figura 65-Perfil de sondagem do Talude da Rua João Lourenço.....	192
Figura 66-Perfil de sondagem do Talude da Rua Enfermeira Maria Madalena	193
Figura 67-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h e duração de 24h sem precipitação antecedente	194
Figura 68-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h e 72h de duração sem precipitação antecedente	194

Figura 69-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 72h sem precipitação antecedente	195
Figura 70-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 24h sem precipitação antecedente	195
Figura 71-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 72h sem precipitação antecedente	196
Figura 72-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h durante 24h com precipitação antecedente	196
Figura 73-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h durante 72h com precipitação antecedente	197
Figura 74-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 24h com precipitação antecedente	197
Figura 75-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 72h com precipitação antecedente	198
Figura 76-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 24h com precipitação antecedente	198
Figura 77-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 72h com precipitação antecedente	199
Figura 78-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 24h sem precipitação antecedente	199
Figura 79-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 72h sem precipitação antecedente	200
Figura 80-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 72h sem precipitação antecedente	200
Figura 81-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 24h sem precipitação antecedente	201
Figura 82-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 72h sem precipitação antecedente	201
Figura 83-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 72h com precipitação antecedente	202
Figura 84-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 24h com precipitação antecedente	202
Figura 85-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 72h com precipitação antecedente	203
Figura 86-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 24h com precipitação antecedente	203
Figura 87-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 72h com precipitação antecedente	204
Figura 88-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 24h com precipitação antecedente	204

Lista de Tabelas

Tabela 1-Equações da curva característica	27
Tabela 2-Resultados da caracterização física dos solos	73
Tabela 3-Análise química por fluorescência de Raio X dos solos	76
Tabela 4-Grau de intemperismo K_i dos solos.....	76
Tabela 5-Resultados do Crumb test.....	84
Tabela 6-Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto.....	88
Tabela 7-Tensões cisalhantes dos solos dos solos JLB, JLC e JLT	95
Tabela 8-Tensões cisalhantes na ruptura (ou máximas) dos solos dos solos MMB, MMC e MMT.....	102
Tabela 9-Intercepto coesivo e ângulo de atrito dos solos	104
Tabela 10-Parâmetros dos ensaios de adensamento	107
Tabela 11-Potencial de colapso dos solos	110
Tabela 12-Índices físicos dos corpos de prova do ensaio triaxial CIU.....	110
Tabela 13-Parâmetros de resistência dos solos JLT, JLC e JLB no ensaio CIU	115
Tabela 14-Parâmetros de resistência dos solos MMT, MMC e MMB no ensaio CIU.....	119
Tabela 15- Condutividade hidráulica saturada dos solos	120
Tabela 16-Parâmetros nas inclinações das superfícies críticas.....	162

Lista de Quadros

Quadro 1-Sistema de classificação de Varnes (1978) atualizado por Hungr et al (2014).....	23
---	----

Sumário

1. INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	17
1.2 Questões e hipóteses da pesquisa	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 Relação entre a urbanização e os desastres naturais	20
2.2 Movimentos de massa	22
2.3 Solos não saturados	24
2.3.1 Sucção	24
2.3.3 Infiltração em solos não saturados	28
2.4 Solos residuais	29
2.4.1 Resistência de solos Residuais	30
2.4.2 Compressibilidade de solos Residuais	32
2.5 Mecanismos de ruptura em solos residuais	32
2.6 Métodos de análise da estabilidade de taludes	38
2.7 Instabilidades devido a precipitação	40
3. ÁREA DE ESTUDO	43
3.1 Localização	44
3.2 Aspectos geológicos	45
3.3 Aspectos Fisiográficos	47
4. MATERIAIS E MÉTODOS	50
4.1 Elaboração dos mapas temáticos	50
4.1.1 Declividade	51
4.1.2 Curvatura Vertical	51
4.1.3 Curvatura Horizontal	51
4.1.4 Forma do Terreno (Curvatura)	52
4.1.5 Altitude (hipsometria)	52
4.2 Determinação das áreas de risco	52
4.3 Retirada de amostras	53
4.4 Caracterização física dos solos	57
4.5 Caracterização química e mineralógica	57
4.10.1 Fluorescência de raios X	57
4.5.2 Difração de raios X	58
4.5.3 Microscopia eletrônica de varredura	58
4.6 Standard Penetration Test	58
4.7 Cisalhamento Direto	58
4.8 Adensamento Unidimensional	59
4.9 Potencial de Colapso	59

4.10 Triaxial consolidado e não drenado	59
4.11 Análise de infiltração da precipitação	60
4.11.1 Condições de contorno	62
4.12 Análise de estabilidade	64
4.12.1 Análise probabilística	64
4.12.2 Análise Determinística	65
4.13 Análise de sensibilidade dos parâmetros na estabilidade	65
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	66
5.1 Mapas da área de estudo	67
5.1.1 Mapa de Declividade	67
5.1.2 Mapa de Altitude	68
5.1.3 Mapa de Curvatura Vertical	69
5.1.4 Mapa de Curvatura Horizontal	70
5.1.5 Mapa de Curvatura (Forma do Terreno)	71
5.2 Caracterização física dos solos	72
5.3 Caracterização química e mineralógica	75
5.3.1 Fluorescência de Raios X	75
5.3.2 Difração de Raios X	77
5.3.3 Microscopia Eletrônica de Varredura	78
5.4 Crumb test	84
5.5 SPT (Standard penetration test)	85
5.6 Cisalhamento direto	88
5.7 Adensamento unidimensional	105
5.8 Potencial de colapso	108
5.9 Triaxiais CIU	110
5.10 Análise de infiltração da precipitação	120
5.10.1 Taxa de infiltração sem precipitação antecedente	121
5.10.2 Taxa de infiltração com precipitação antecedente	129
5.10.3 Distribuição das poropressões	138
5.10.3.1 Poropressões sem precipitação antecedente	139
5.10.3.1.1 Precipitação com 24h de duração	139
5.10.3.1.2 Precipitação com 72h de duração	143
5.10.3.2 Poropressões com precipitação antecedente	146
5.10.3.2.1 Precipitação com 24h de duração	146
5.10.3.2.2 Precipitação com 72h de duração	150
5.11 Análise da estabilidade após eventos de chuva	153
5.11.1 Sem precipitação antecedente	154

5.11.2 Com precipitação antecedente	157
5.11.2.1 Observações Gerais	161
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	163
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	165
ANEXO	192

1. INTRODUÇÃO

Movimentos de massa são processos geodinâmicos que moldam a geomorfologia da Terra. No entanto, esses processos resultam em uma das principais causas de risco a segurança de pessoas e propriedades. Considerado como um problema global, os movimentos de massa impulsionaram os avanços mais importantes com relação a compreensão do comportamento dos solos.

Estudo feito por Lira et al (2020) mostra que as atividades humanas desempenham papéis importantes nos processos de que geram os movimentos de massa, devido a mudanças no uso e ocupação do solo nas áreas rurais e urbanas.

O processo de urbanização exige um aumento na construção e no desenvolvimento de medidas que facilitam o acesso e a comodidade da população que habita uma determinada região. São feitas intervenções ligadas as áreas de transporte, energia, infraestrutura hídrica e sanitárias, dentre outras construções lineares. Tais construções muitas vezes são executadas em encostas, o que provoca alterações nas suas condições naturais e eventualmente transformam a área. O surgimento de construções nestes locais pode acarretar processos geodinâmicos, incluindo os movimentos de massas em encostas.

A quantidade de desastres naturais (inundações, deslizamentos de terra, fluxo de detritos dentre outros) no Brasil aumentou consideravelmente nos últimos anos. Isso pode ser atribuído as mudanças no clima e a influência negativa do ser humano sobre o ambiente natural. Resultados negativos, causados por fenômenos de movimentos de massa, entre os desastres ambientais ocupam lugar especial na economia do país.

A região nordeste do Brasil apresenta condições para o desenvolvimento de movimentos de massa e deslizamentos de terra podem ser consideradas como uma ameaça para o desenvolvimento da região no Brasil. Estudos (Santos *et al*, 2018; Lira *et al*, 2020) mostram que o aumento no número de desastres relacionados a movimentos de massa na região nos últimos 20 anos ocorre devido ao aumento da população que vive em áreas de risco e à intensificação de eventos geodinâmicos, hidrometeorológicos e climáticos em muitas regiões.

Mudanças na precipitação devido a variação climática e o aumento da urbanização com ocupação das áreas de encostas teve como resultado o surgimento de zonas com risco de deslizamento no Município de Areia/PB, representando um perigo para a população e

infraestrutura da cidade. Compreender o papel da chuva no desenvolvimento dos movimentos de massa e os mecanismos de ruptura que ocorrem no local pode resultar na redução de perdas sociais e econômicas que o município vivencia como resultado da instabilidade de taludes.

Portanto, os estudos propostos nesta pesquisa têm como objetivo a determinação da influência da precipitação na estabilidade dos taludes no município de Areia – PB. Configuram-se como objetivos específicos:

- Determinar o mecanismo de escoamento de água dos taludes submetidos a diferentes intensidades e durações de chuva;
- Avaliar os efeitos da infiltração de água da chuva nos mecanismos de instabilização dos taludes presentes na região;
- Relacionar diferentes abordagens na análise de estabilidade dos taludes presentes na região;
- Determinar possíveis fatores de segurança de locais com potencial risco de deslizamento durante eventos chuvosos.

1.1 Justificativa

Variações pluviométricas afetam o comportamento de infiltração da água no solo e causam mudanças no teor de umidade das encostas. Um aumento no teor de umidade do solo em taludes geralmente leva ao aumento no peso do solo e a diminuições na tensão efetiva e na resistência ao cisalhamento do solo, o que resulta na vulnerabilidade do talude e possível instabilidade (Liu *et al*, 2012). A maior parte dos estudos (Teixeira *et al*, 2011; Noor *et al*, 2019; Alessio, 2019) relacionados a infiltração focam nas zonas saturadas de taludes, porém áreas de estabilidade de taludes com infiltração na zona não saturada apresentam grandes lacunas. Devido à complexidade dos problemas, ainda existe a dificuldade de quantificar o efeito da infiltração da água da chuva na estabilidade do talude quando este encontra-se não saturado.

O município de Areia-PB possui em sua geologia a presença de solos residuais, conhecidos por possuírem em sua macroestrutura características não saturadas (Ibañez, 2008) e apresenta zonas de alto risco de deslizamentos em área urbana. A Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) identificou as áreas de risco em 2015 e o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) incluiu o município como zona de perigo de alagamentos, deslizamentos de encostas e transbordamento de rios devido à ação das chuvas em 2017.

Diversos estudos foram realizados sobre deslizamentos em área urbana no Brasil, a exemplo dos estudos de Futai (2017), Avelar *et al* (2011) e Santos (2007). No Nordeste autores como Gusmão *et al* (1986), Marques *et al* (2012), Campos (2013) e Santos Jr (2009) realizaram estudos acerca do tema em Pernambuco, Alagoas, Bahia e Rio Grande do Norte, respectivamente. Porém, na literatura pesquisada não há registro de estudos que fazem a caracterização geotécnica e análise da estabilidade dos taludes aliada a análise de infiltração de água no município de Areia no estado da Paraíba.

Dessa forma, a quantidade de chuva que se torna infiltração e os efeitos da infiltração na estabilidade de taludes ainda são fontes de incerteza nos estudos relacionados aos movimentos de massa. Dentro desse contexto, a capacidade de quantificar a infiltração em um talude e a mudança correspondente no fator de segurança para o entendimento da variação de sua estabilidade torna-se de grande valia.

1.2 Questões e hipóteses da pesquisa

O relevo movimentado, com vales profundos e estreitos dissecados do município de Areia-PB apresenta deslizamentos de terra desencadeados por diferentes fatores (INMET, 2017). Acredita-se que a falta de análise apropriada da estabilidade de taludes dos deslizamentos induzidos pela chuva tenha desempenhado um papel adverso no agravamento do problema na área.

A importância do estudo é investigar o efeito e a extensão da chuva em causar deslizamentos na área e determinar o fator de segurança antes e depois da chuva, pois a infiltração pode diminuir a sucção matricial e aumentar o nível de água subterrânea da área de estudo.

Além de realizar análises de estabilidade induzidos por chuvas, se as restrições de disponibilidade de materiais e dados forem superadas, o estudo se esforçará para ilustrar a relação entre chuva e deslizamentos na região.

A pesquisa pode ser usada como uma contribuição para outros pesquisadores na investigação detalhada e análise de deslizamentos induzidos pela chuva em outras partes da região e no mundo em geral.

Portanto, essa proposta de estudo responde a principal questão: Qual a influência da precipitação na estabilidade dos taludes no município de Areia – PB?

Com base nas lacunas de conhecimento identificadas, a principal questão pode ser desmembrada em:

- Como as diferentes intensidades e durações de chuva afetam os taludes do local?
- Quais os efeitos da infiltração de água da chuva nos mecanismos de instabilização de taludes presentes na região?
- Quais os possíveis fatores de segurança de locais com potencial risco de deslizamento durante eventos chuvosos?

Desta forma, as possíveis hipóteses deste estudo são:

- A infiltração da chuva no local leva ao desenvolvimento de poropressão positiva ou diminuição da sucção na superfície dos taludes capaz de causar sua ruptura;
- A estabilidade da área está relacionada com a poropressão negativa disponível;
- A análise de estabilidade pode permitir que as autoridades municipais e instituições implementem medidas preventivas eficazes.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo será apresentada uma breve revisão acerca dos movimentos de massa, bem como os parâmetros e mecanismos relacionados a ruptura de solos residuais e os fenômenos relacionados a instabilidade devido a infiltração da precipitação em taludes.

2.1 Relação entre a urbanização e os desastres naturais

Em todas as sociedades, independente do grau de desenvolvimento, a preocupação com as consequências advindas de desastres ambientais tem se tornado uma base para ações preparatórias para o enfrentamento dessas ocorrências.

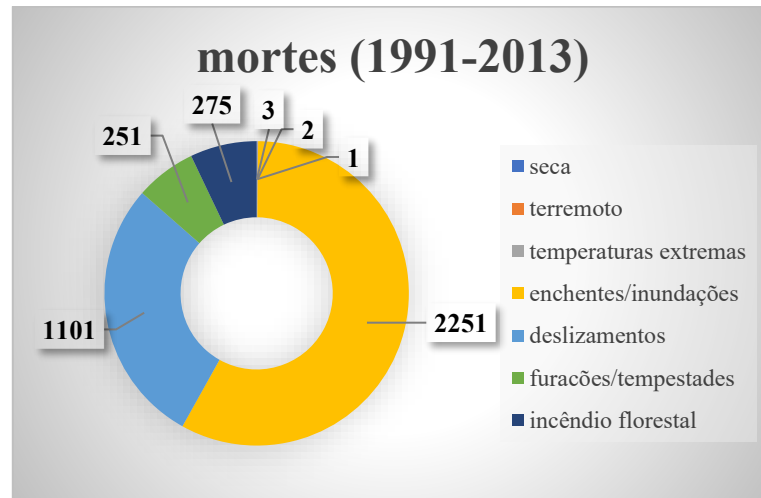
De acordo com Nunes (2015) o surgimento das cidades e o aumento da população constitui na maior modificação do ambiente natural. Como essa alteração é maior do que a dinâmica dos processos físicos, ela contribui na criação e aumento dos riscos que, em diversas ocasiões, transformam-se em desastres relacionados a deslizamentos de terra e inundações.

De acordo com Assis Dias *et al.* (2018), nos últimos 20 anos, o número de desastres foi aumentado devido à intensificação de eventos geodinâmicos, hidrometeorológicos e climáticos em muitas regiões ou em razão do incremento da população que vive em áreas de risco. Quase 39.000 registros de desastres relacionados a secas, inundações, tempestades de vento, deslizamentos de terra, tornados, granizo e geada foram registrados no período de 1991 a 2010 no Brasil, com os maiores desastres do país devidos a deslizamentos de terra (ASSIS DIAS *et al.*, 2018).

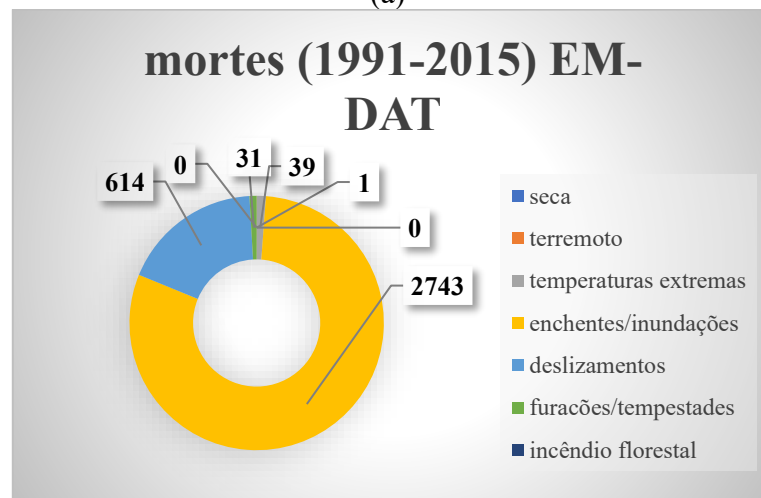
Deslizamentos de terra são fenômenos naturais que podem causar grande perda de vidas e danos à propriedade. A ocorrência de deslizamentos de terra é esperada nos taludes íngremes montanhosos, mas eles também podem ser induzidos ou potencializados pela atividade humana, e especialmente em áreas urbanas, causando danos à população, autoridades públicas e instituições privadas (COELHO-NETTO; AVELAR; LACERDA, 2009).

Ao avaliar os dados fornecidos pelo Banco de Dados Internacional para Desastres (EM-DAT) e pelo Instituto de Pesquisas tecnológicas (IPT), MARTINS *et al* (2017) observou que, no Brasil, os deslizamentos são a segunda maior causa de mortes por processos naturais entre os anos de 1991 e 2015, perdendo apenas para as enchentes e inundações (Figura 1).

Figura 1-Mortes em número absoluto no Brasil por processo natural, banco de dados do Ministério da integração Nacional e UFSC-CEPED-Santa Catarina (a) e dados do banco de dados internacional EM-DAT (b)



(a)



(b)

Fonte: Martins *et al*, 2017

Em 2022 deslizamentos de barreiras provocados por fortes chuvas resultaram em pelo menos 121 mortos no Grande Recife e mais de 6 mil desabrigados em Pernambuco (Alves e Coutinho, 2022). Em Alagoas mais de 30 cidades ficaram em situação de emergência devido aos deslizamentos provocados pelas chuvas e cerca de 10 mil pessoas foram afetadas (Pontes, 2022). Na Paraíba deslizamentos ocorreram em vias do município de Areia após acúmulo de chuvas (g1 PB, 2022). As reportagens mostram que as áreas urbanas são as mais afetadas por deslizamentos de terra desencadeados por precipitação, estudos feitos por Johnston *et al* (2021) determinaram que o risco de deslizamento de terra urbano era até 10 vezes mais sensível às variações na precipitação do que nas áreas rurais. Isso significa que o mesmo aumento de chuvas em áreas

rurais e urbanas pode ter 10 vezes mais chances de causar um deslizamento de terra em uma cidade.

2.2 Movimentos de massa

Kazeev e Postoev (2017) definem movimentos de massa como um processo de mudanças no estado de tensão-deformação de uma massa de solo em um terreno em declive que leva a uma separação de massa e movimento do solo para baixo. São processos de perda de massa que atuam em encostas naturais e projetadas. Movimento de uma massa de rocha, detritos ou terra descendo uma encosta, sob a influência da gravidade (GARIANO; GUZZETTI, 2016).

Os movimentos de massa estão presentes em todos os continentes e desempenham um papel importante na evolução das paisagens. Em muitas áreas, eles também representam uma séria ameaça à população (PETLEY, 2012). Deslizamentos de terras naturais podem resultar em graves consequências para a vida e a propriedade, devido ao denso desenvolvimento urbano nas encostas. O problema é crônico para os impactos de eventos meteorológicos extremos, degradação de encostas e crescente população e invasão de novos desenvolvimentos urbanos em encostas íngremes (KO & LO, 2018).

Os vários tipos movimentos de massa podem ser diferenciados pelos tipos de material envolvidos e pelo modo de movimento, outros sistemas de classificação incorporam variáveis adicionais, como a taxa de movimento e o conteúdo de água, ar ou gelo do material de escorregamento. De acordo com Li e Mo (2019) um grande número de sistemas de classificação de movimentos de massa surgiram desde meados do século 19, porém um desses sistemas de classificação, o sistema de Varnes (Varnes, 1978), ganhou aceitação mundial.

O sistema de Varnes (1978) subdivide os movimentos de massa em: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo. A proposta foi revisada por Hungr *et al* (2014) que ajustou as características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento, Quadro 1.

Quadro 1-Sistema de classificação de Varnes (1978) atualizado por Hungr et al (2014)

Tipo de movimento	Rocha	Solo
Queda	Queda de rochas/gelo*	Queda de pedregulho/detrito/silte*
Tombamento	Tombamento de bloco de rocha*	Tombamento de cascalho/areia/silte*
	Tombamento a flexão de rocha	-
Escorregamento/Deslizamento	Escorregamento rotacional de rocha	Escorregamento rotacional de argila/silte
	Escorregamento planar de rocha*	Escorregamento planar de argila/silte
	Escorregamento em cunha de rocha*	Escorregamento de pedregulho/areia/detrito*
	Escorregamento de rocha complexo	Escorregamento complexo de argila/silte
	Escorregamento irregular de rocha*	-
Espalhamento	Espalhamento de talude de rocha	Espalhamento de areia/silte liquefeito*
		Espalhamento de argila sensitiva *
Escoamento	Avalanche de rocha/gelo*	Fluxo seco de areia/silte/detrito Corrida úmida de areia/silte/detrito* Fluxo úmido de argila sensitiva* Corrida de detritos* Corrida de lodos* Inundação de detritos Avalanche de detritos* Fluxo de terra Fluxo de turfa
Deformação de talude	Deformação de talude de montanha	Deformação de talude de solo
	Deformação de talude de rocha	Rastejo de solo
		Solifluxão

*Movimentos que usualmente atingem velocidades extremadamente altas

Fonte: Adaptado de Hungr *et al* (2014)

2.3 Solos não saturados

A diferenciação entre solos saturados e não saturados torna-se necessária devido a diferenças em sua natureza e comportamento na engenharia. Um solo não saturado tem mais de duas fases e a pressão da água nos poros é negativa em relação à pressão do ar nos poros. De forma realista, qualquer solo próximo à superfície, presente em um ambiente seco, estará sujeito a pressões negativas da água nos poros e possível secagem (Fredlund e Rahardjo, 1993). De acordo com Md-Rahim (2016) o solo não saturado compreende 3 fases: sólida, água e ar, com as duas últimas fases preenchendo os espaços (poros) entre as partículas da fase sólida. Fredlund e Morgenstern (1977) introduziram uma quarta fase: interface ar-água. A interface ar-água é a capacidade da água de exercer uma força de sucção, ou tensão superficial. A interface pode agir como uma fina membrana que puxa as partículas do solo, levando à contração volumétrica sem alterações na tensão total enquanto a amostra de solo sofre secagem (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.3.1 Sucção

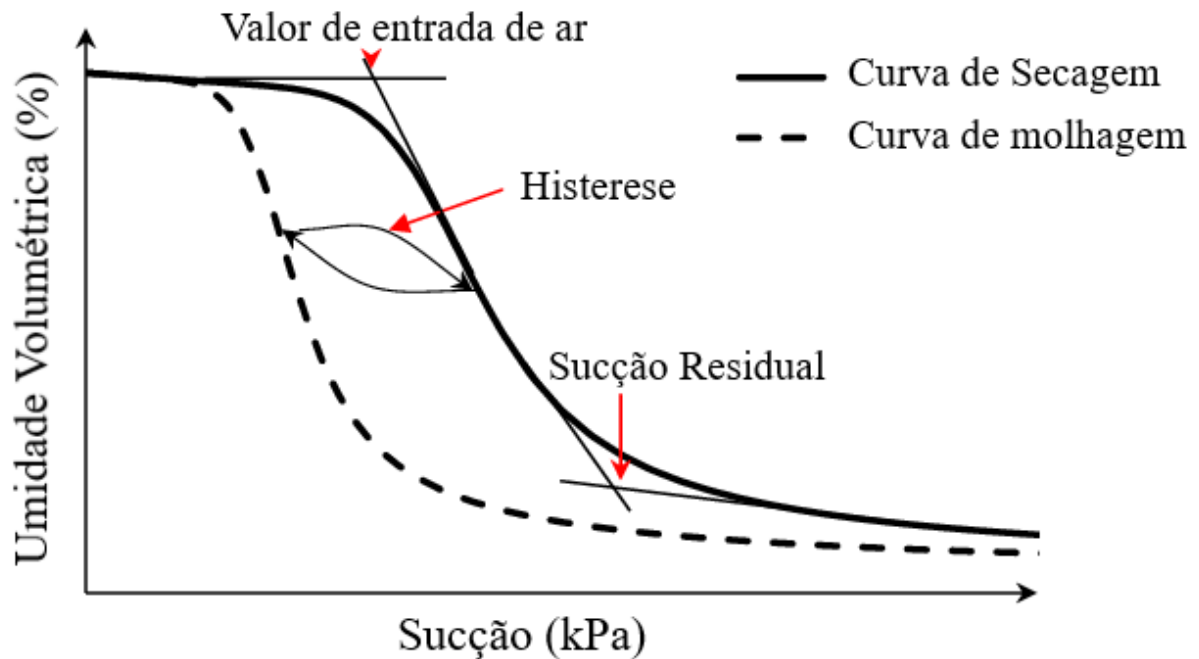
De acordo com Schnellmann (2015) a distribuição da poropressão na zona não saturada é mais complexa do que na zona saturada. Na zona saturada a distribuição da poropressão segue uma relação linear, enquanto na zona não saturada as pressões da água dos poros são menores que a pressão do ar (pressão negativa) e são chamadas de sucção do solo.

A sucção total do solo é composta por dois componentes: sucção matricial e sucção osmótica (também chamada de sucção de soluto). De acordo com Wesley (20120) a componente matricial reflete as conexões do conteúdo de água do solo, velocidade do fluxo e propriedades do espaço poroso. A sucção matricial é resultante das forças de tensão superficial nas interfaces (meniscos) entre as fases de água e ar presentes em solos não saturados (HUAT *et al*, 2013).

A sucção osmótica ocorre devido à presença de sais dissolvidos na água dos poros. De acordo com Toll (2013) a água tentará fluir da água pura fora do solo para a água com sais dissolvidos dentro solo para equalizar as diferenças na concentração, induzindo a sucção.

A sucção e a quantidade de água presente no solo estão relacionadas de forma única para cada tipo de solo (VORWERK *et al*, 2015). À medida que o solo seca ou se molha, a sucção dentro do solo muda e a curva de retenção de água expressa essa relação em termos de teor de umidade e sucção matricial. A Figura 1 apresenta um exemplo de curva característica para um solo unimodal.

Figura 2-Curva característica para um solo unimodal



Fonte: Adaptado de Shwan (2017)

O valor de entrada de ar é o valor de sucção matricial para o qual o ar começa a entrar nos poros do solo durante o processo de secagem. Para solos bimodais, ou seja, solos com uma distribuição granulométrica que apresenta um patamar intermediário, têm-se dois valores de entrada de ar e dois valores de umidade residual (GITIRANA JR *et al*, 2012). A sucção matricial na qual um solo entra em seu estado residual é chamada de residual. A partir deste ponto, a relação de redução do teor de água para a sucção diminuirá e uma grande quantidade de sucção é necessária para transferir a água do solo (SAFFARI *et al*, 2019).

De acordo com Gerscovich (2016) a curva característica exibe histerese entre as curvas de molhagem e secagem do solo e pode decorrer de três fatores:

- Não uniformidade geométrica dos vazios
 - O valor de sucção no processo de secagem é superior ao valor observado durante o processo de umedecimento. Como a sucção é inversamente proporcional ao diâmetro do poro, o tramo de secagem depende do menor diâmetro do vazio, enquanto o de umedecimento, do maior.
- Presença de ar
 - O fato de alguns vazios serem preenchidos primeiro pode tornar variável a velocidade de movimentação da frente de infiltração;

- A existência de altas sucções adiante da frente de saturação pode inibir o preenchimento dos vazios maiores à medida que está se movimenta.
- Mudança da estrutura
 - Processos de secagem e umedecimento podem propiciar fenômenos de inchamento e ressecamento alterando ligações entre partículas presentes no solo e, conseqüentemente, alterando a formada da curva característica.

Blight (2013) mostra o efeito da variabilidade do solo na curva de retenção de água. Solos diferentes terão curvas de retenção de água diferentes, já que uma areia não retém água da mesma forma que uma argila. Dados de curvas de retenção de água obtidos em testes de laboratório para secagem dos principais grupos de solos residuais que ocorrem em Singapura apresentaram ampla variabilidade e nenhum grupo de solos pode ser caracterizado por uma única curva característica. O grau de saturação e o valor de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo e outros fatores, como o histórico de tensão, também afetam a forma das curvas características solo-água (FREDLUND & XING, 1994).

Devido a essa variabilidade, inúmeras propostas foram feitas para simular a curva característica solo-água. As equações da curva característica são ajustadas para dados obtidos experimentalmente, obtendo-se uma representação matemática da curva característica solo-água. Gitirana Jr *et al* (2012) apresentou um resumo das principais equações propostas na literatura para representar a curva característica solo-água (Tabela 1). As equações podem ser usadas para estimar vários parâmetros usados para descrever o comportamento do solo não saturado.

Tabela 1-Equações da curva característica

Autor	Equação	Parâmetros
Gardner (1956)	$\Theta_d = 1/(1 + a_g \psi^{n_g})$	2: a_g e n_g
Brooks e Corey (1964)	$\Theta_d = 1$ $\Theta_d = 1 (\Psi/a_c)^{-n_c}$	$\Psi < \Psi_b$ $\Psi \geq \Psi_b$ 3: a_c, n_c e Ψ_b
Brutsaert (1966)	$\Theta_d = 1/(1 + (\psi/a_r)^{n_r})$	2: a_r e n_r
Van Genuchten (1980)	$\Theta_d = 1/(1 + a_s \psi^{n_s})^{m_s}$	3: a_s, n_s e m_s
Van Genuchten (1980) - Burdine (1953)	$\Theta_d = 1/(1 + (a_b \psi)^{n_b})^{(1-2/n_b)}$	2: a_b e n_b
Van Genuchten (1980) - Mualem (1953)	$\Theta_d = 1/(1 + (a_m \psi)^{n_m})^{(1-1/n_m)}$	2: a_m e n_m
McKee eBumb (1984)	$\Theta_d = 1$ $\Theta_d = \exp ((a_z - \psi)/n_z)$	$\Psi < \Psi_b$ $\Psi \geq \Psi_b$ 3: a_z, n_z e Ψ_b
McKee eBumb (1987)	$\Theta_d = 1/(1 + \exp ((\psi - a_e)/n_e))$	2: a_e e n_e
Fredlund eXing (1994) - corrigida	$\Theta_d = C(\psi) \cdot (1 / \ln (e + (\psi/a_f)^{n_f}))^{m_f}$ $C(\psi) = \frac{-\ln (1 + \psi/\Psi_{res})}{\ln (1 + (10^6/\Psi_{res}))} + 1$	4: a_f, n_f, m_f e Ψ_{res}
Gitirana Jr. E Fredlund (2004) – unimodal com 2 pontos de inflexão	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\Psi/\sqrt{\Psi_b \Psi_{res}})^d} + S_2$	4: $\Psi_b, \Psi_{res}, S_{res}$ e a

Notas: Definição das variáveis: θ : umidade volumétrica; θ_s : umidade volumétrica saturada; θ_f : umidade volumétrica residual; Θ_d : umidade volumétrica adimensional, (θ / θ_s) ; Ψ : sucção; Ψ_b : valor de entrada de ar; Ψ_{res} : sucção residual; S_{res} : saturação residual; a, n, e m: parâmetros de ajuste; S1 e S2: parâmetros da curva (ver Gitirana Jr.eFredlund, 2004).

Fonte: Gitirana Jr *et al* (2012)

De acordo com Zhai *et al* (2020) as incertezas associadas a curva característica solo-água derivam de diversos fatores, a variabilidade da curva característica solo-água pode resultar de diferentes técnicas de medição, do número de pontos de dados, da faixa de sucção medida e da equação de melhor ajuste selecionada para a análise de regressão, além disso a curva característica solo-água pode variar com diferentes teores de água saturada inicial ou taxas de vazios iniciais. Todos esses fatores, que podem levar à variabilidade da curva característica solo-água, também podem resultar na incerteza da resistência ao cisalhamento estimada do solo não saturado.

Diferentes teores iniciais de água ou taxas de vazios iniciais levam a diferentes funções de distribuição do tamanho dos poros do solo. Como resultado, diferentes curvas características solo-água podem ser obtidas a partir do solo com diferentes teores iniciais de água ou taxas de vazios. Durante a medição, diferentes pressões de confinamento causam diferentes densidades ou diferentes taxas de vazios do solo (Zhai e Rahardjo, 2013). Portanto, a pressão confinante altera as funções de distribuição do tamanho dos poros do solo e diferentes curvas características podem ser obtidas sob diferentes pressões confinantes.

Além da variação natural na textura do solo, erros de medição resultam em incertezas na curva característica. Nos últimos anos, diferentes tecnologias foram desenvolvidas para a determinação da curva característica solo-água. No entanto, os resultados podem divergir de uma técnica para outra. Como a curva característica é comumente representada por uma equação matemática contínua, equações de ajuste são usadas para ajustar os dados por meio de análise de regressão. Portanto, as soluções para esses parâmetros de ajuste não são únicas e dependem do número de pontos de dados, da faixa de sucção coberta na medição e das equações de melhor ajuste selecionadas para a análise de regressão (Gao *et al.*, 2019 e Zhai *et al.*, 2019).

2.3.3 Infiltração em solos não saturados

De acordo com Zhang *et al.* (2014) um processo de infiltração em solos não saturados pode ser dividido em três etapas:

1. Embebição: A fase de embebição tem como característica a força molecular. A água infiltrada é absorvida pelas partículas do solo e torna-se água pelicular. Esse estágio desaparece gradualmente à medida que o teor de água do solo torna-se maior que a umidade molecular máxima.
2. Vazamento: Na fase de vazamento a água de infiltração movimenta-se de forma descendente com fluxo turbulento e gradualmente preenche os poros do solo até que todos os poros estejam saturados. Essa fase tem como características a força capilar e a ação da gravidade.
3. Osmose: Na fase osmótica os poros do solo estão saturados, dessa forma a água movimenta-se de forma descendente com fluxo constante sob a ação da gravidade.

Durante a infiltração de água das chuvas, a poropressão na superfície do solo iguala-se a pressão atmosférica. Nesse momento, um gradiente hidráulico descendente é criado logo abaixo da superfície atraindo água para o solo (WESLEY, 2010). De acordo com Isa (2019) há um limite

para a profundidade em que a água da chuva se infiltra abaixo da superfície do solo. Este limite depende principalmente da permeabilidade e compressibilidade do solo.

Uma das observações fundamentais sobre o fluxo de água em solos não saturados é que a condutividade hidráulica da água diminui em comparação com solos saturados. De acordo com Briaud (2013) o ar presente nos poros pode ser considerado um bloqueio para o fluxo. Nesse sentido, a área que bloqueia o fluxo passa a ser a área associada às partículas mais a fase de ar. Isso significa que a área da seção transversal diminui e que a força de arrasto aumenta porque a água se liga mais fortemente às partículas. Isso indica que o grau de saturação tem uma influência significativa na condutividade hidráulica da água no solo.

Semelhante ao fluxo de água em um solo saturado, o fluxo de água em um solo não saturado é geralmente governado pela lei de Darcy (Equação 1) (ØSTGREN, 2017).

$$vw = -kw(\partial hw / \partial y) \quad \text{Equação 1}$$

onde: vw = vazão de água; kw = coeficiente de permeabilidade em relação à fase líquida; $\partial hw / \partial y$ = gradiente de carga hidráulica na direção y .

No entanto, para um solo saturado o coeficiente de permeabilidade kw é constante e igual ao coeficiente de permeabilidade saturado ks . Com relação ao solo não saturado, o valor kw não é uma constante, mas uma função da sucção matricial ($ua-uw$) do solo (ISMAIL *et al*, 2018). Isso significa que o mecanismo de infiltração é controlado pela quantidade de água disponível nos poros do solo.

A permeabilidade à água em solos não saturados só será relevante quando se considerar o escoamento sob um gradiente de sucção, onde não há poropressão positiva envolvida. A permeabilidade à água não saturada controlará o processo de equalização e redistribuição de umidade, mas não o de infiltração. No caso de infiltração, uma frente de molhagem se move através do solo, e atrás da frente o solo se aproxima da saturação. O escoamento no solo será, portanto, governado pela permeabilidade saturada, embora a taxa de progresso da frente de umedecimento dependa da sucção no solo à frente da frente de umedecimento (TOLL, 2013).

2.4 Solos residuais

Duarte e Rodrigues (2018) definem solos residuais como sendo o material resultante do intemperismo *in situ* da rocha-mãe. Por serem resultantes da alteração *in situ* das rochas, os solos

residuais apresentam características herdadas da rocha-mãe no que diz respeito a mineralogia, textura e estrutura. Estas características influenciam diretamente no comportamento geotécnico do solo.

Estudo clássico da literatura feito por Brand & Phillipson (1985) analisa os tipos de material considerados como 'solo residual' em dezoito países foi realizado. Da análise feita pelos pesquisadores concluiu-se que:

- Os solos residuais podem ser o resultado da intemperização de qualquer tipo de rocha;
- Inclui-se na categoria de 'solo residual' materiais que não são completamente intemperizados e que retêm a estrutura original da rocha de origem, os chamados saprólito ou solos saprolíticos;
- O material coluvionar invariavelmente categoriza-se como 'solo residual' para propósitos da engenharia.

Esses solos apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, em decorrência da atuação nos mesmos de processos geológicos e/ou pedológicos, típico das regiões tropicais úmidas. De uma forma geral, para análise dos solos residuais a literatura considera três características dominantes para estes materiais:

- Para propósitos de análise e projeto, é necessário considerar o perfil de intemperização completo, desde o material completamente intemperizado 'solo' (na superfície), até a rocha sã a alguma profundidade;
- Em qualquer profundidade, os solos residuais são geralmente extremamente heterogêneos, este fato os faz de difícil amostragem e teste;

Os solos residuais são invariavelmente não saturados e de permeabilidade relativamente alta, o que significa que suas propriedades de engenharia são facilmente afetadas pela precipitação (CALLE, 2000).

2.4.1 Resistência de solos Residuais

Os solos residuais desenvolvem ligações, estrutura de grãos e distribuição de tamanho de partícula específicos *in situ*, que podem torná-los fundamentalmente diferentes dos solos transportados (BRENNER *et al*, 2012). De acordo com Wesley (2010) os parâmetros de resistência efetiva encontrados na maioria dos solos residuais surgem de três fatores principais:

- Os solos residuais contêm minerais argilosos que tendem a ter boas propriedades de atrito. As exceções são aquelas derivadas do intemperismo de rochas sedimentares macias, nos quais a montmorilonita é predominante.
- A maioria dos solos residuais tem efeitos microestruturais significativos, que contribuem positivamente para a resistência ao cisalhamento do material.
- A microestrutura geralmente também contribui com um componente coesivo significativo para a resistência ao cisalhamento do material

Uma das características de um solo residual é a existência de ligações entre partículas que influenciam na sua resistência. Um dos primeiros estudos relacionados a influência das ligações entre partículas na resistência dos solos residuais foi feito por Vaughan (1988). O autor descreve as possíveis causas para o desenvolvimento de ligações em solos residuais:

- Cimentação através da deposição de carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, entre outros, em locais de contato entre as partículas no solo durante um intemperismo progressivo.
- Solução e precipitação de agentes de cimentação, como silicatos ou óxidos de ferro.
- Crescimento de ligações durante a alteração química de minerais.

Devido às condições climáticas, os lençóis freáticos em regiões com deficiência de água são frequentemente profundos. A evapotranspiração geralmente excede potencialmente a infiltração. Isso leva a uma profunda dessecação do perfil do solo. Portanto, solos residuais frequentemente existem em estado não saturado com ar contínuo em seus vazios (BRENNER *et al*, 2012). Nesse estado, a sucção gera um componente adicional de tensão efetiva no solo. A avaliação da sucção no solo como contribuição à resistência ao cisalhamento se torna particularmente importante com problemas de estabilidade de taludes em solos residuais, de acordo com Blight (1997) uma sucção matricial de 100 kPa pode aumentar a coesão aparente do solo em cerca de 36 kPa.

Outra propriedade importante que influencia na resistência de solos residuais é a estrutura do solo, expressa pelo índice de vazios ou pela densidade. Em um solo que possui ligações fracas entre as partículas, o índice de vazios tem uma forte influência na resistência ao cisalhamento, que aumenta com a densidade (HOWATT, 1988). O índice de vazios também influencia no comportamento de deformação dos solos residuais.

2.4.2 Compressibilidade de solos Residuais

Todos os solos residuais se comportam como se estivessem pré-adensados em algum grau. Sua compressibilidade é relativamente baixa em baixos níveis de tensão, porém uma vez excedida a tensão de pré-adensamento equivalente, a compressibilidade aumenta consideravelmente (BARKSDALE & BLIGHT, 2012).

A ocorrência de lençol freático baixo associado à evapotranspiração frequentemente tornam os solos residuais não saturados. Uma característica dos solos residuais não saturados é a sua instabilidade volumétrica a alterações de umidade com tensões constantes aplicadas. As magnitudes das deformações volumétricas em resposta a mudanças no teor de umidade em determinada tensão são influenciadas pela mineralogia da fração argila, densidade do solo e teor de umidade, tensão adicional e microestrutura do solo (HUAT *et al*, 2013).

A instabilidade volumétrica dos solos residuais com a variação da umidade, pode resultar em colapso da estrutura do solo. Certas categorias de solos residuais exibem comportamento de colapso, um exemplo desta categoria são os solos vermelhos do Brasil formados pela decomposição de gnaiss e basalto (VARGAS, 1973)

De acordo com Mitchell (1993) os solos residuais sofrem um colapso considerável em seu estado não saturado quando as seguintes condições são atendidas:

- O solo tem uma estrutura aberta, potencialmente instável e insaturada.
- Um valor alto o suficiente de tensão externa é aplicado para desenvolver uma condição metaestável.
- Um valor suficientemente alto de sucção matricial está disponível para estabilizar os contatos intergranulares e cuja redução no umedecimento leva ao colapso do solo.

A modificação da estrutura dos solos residuais provocada pela alteração de umidade é um dos fatores mais significativos quando se trata da estabilidade de taludes em clima tropical.

2.5 Mecanismos de ruptura em solos residuais

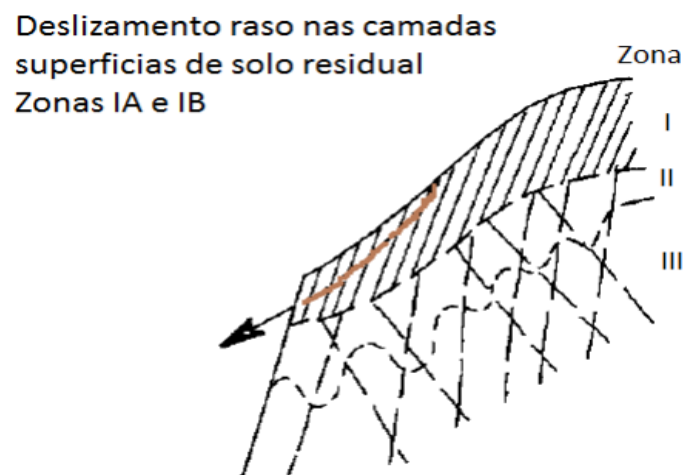
Diferentes fenômenos influenciam a estabilidade das encostas e provocam deslizamentos de terra, incluindo, por exemplo, precipitação, derretimento de neve, mudanças de temperatura, tremor de terremotos, atividade vulcânica e várias ações humanas. O clima e suas variações controlam ou influenciam alguns desses fenômenos, e principalmente precipitação e temperatura (GARIANO & GUZZETTI, 2016)

As causas que determinam o movimento de deslizamento em um talude dependem do fenômeno que contribui para um aumento da tensão de cisalhamento e, ou, uma redução da resistência ao cisalhamento. Segundo GIANI (1992), as principais causas que contribuem para uma redução da resistência ao cisalhamento dependem da textura do solo, origem da rocha e seus defeitos estruturais. E também de fatores como reações físicas e químicas e mudanças nas forças intergranulares podem ser considerados.

De acordo com Wesley (2010) embora os princípios gerais de estabilidade de taludes aplicados a solos sedimentares possam ser aplicáveis a solos residuais, existem aspectos relacionados ao comportamento de taludes formados por solos residuais que são peculiares e devem ser levados em consideração:

- Taludes formados por solos residuais de uma maneira geral são mais estáveis em ângulos muito mais íngremes do que taludes formados por solos sedimentares.
- Rupturas em taludes de solos residuais são mais propensas a serem relativamente rasas, geralmente com superfícies de falha ligeiramente curvas ou quase planas (Figura 3).

Figura 3-Deslizamentos em solos residuais



Fonte: Santos Jr, 2013.

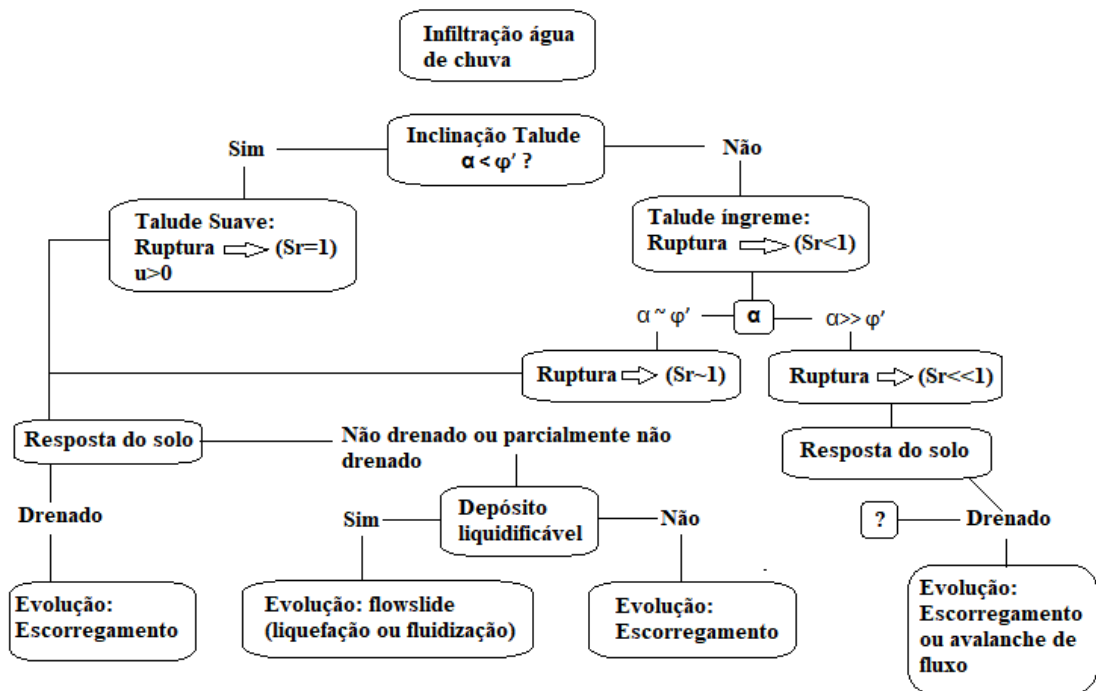
- O intercepto coesivo desempenha um papel mais significativo na estabilidade de taludes formados por solo residuais do que em taludes formados por solos sedimentares. Esta influência significativa parece ser devido a ligações fracas entre as partículas.

- Um fator significativo na estabilidade de encostas de solos residuais é a resistência ao cisalhamento resultante da zona de poropressão negativa acima do lençol freático.
- Movimentos de massa em solos residuais são geralmente provocados por chuvas fortes e atividade humana. As chuvas provocam aumentos temporários na pressão da água dos poros na encosta que resultam em deslizamentos. Escavações em encostas, a colocação de aterros em encostas, a interferência nos padrões naturais de drenagem e infiltração e o desmatamento são fatores que geralmente reduzem a estabilidade e podem levar a falhas, especialmente em áreas urbanas.

Segundo Blight (1997) taludes naturais em solos residuais são geralmente estáveis, a menos que perturbações internas causadas por fenômenos naturais incomuns ou interferência humana ocorram. De acordo com Silva (2006) os eventos naturais que podem provocar deslizamentos em taludes de solo residual são:

1. **Chuvas fortes e prolongadas:** Os efeitos de chuvas prolongadas na estabilidade de taludes em solos residuais têm sido estudados por diversos autores, a exemplo de LUMB (1975), MORGENSTERN & de MATOS (1975), BRAND (1982), MALONE & SHELTON (1982), PRADEL & RAAD (1993), LIM *et al.* (1996) AFFENDI & FAISAL (1996) e PERANIĆ *et al* (2019). Muitos taludes de solos residuais se encontram em condições não saturadas e sua margem de segurança contra deslizamento depende das tensões capilares responsáveis pelo acréscimo de resistência do solo (SILVA, 2006). De acordo com Olivares & Damiano (2007) e Gallage et al (2021) a estabilidade dos taludes que apresentam inclinações (α) maiores do que o ângulo de atrito do solo (ϕ') tendem a depender muito da sucção. Dessa forma a infiltração de água provoca uma diminuição da sucção e, conseqüentemente, uma diminuição na resistência ao cisalhamento do solo (Figura 4).

Figura 4-Condições para que a chuva cause escorregamento



Fonte: Olivares & Damiano, 2007.

2. **Eventos sísmicos:** Fortes terremotos aumentam a probabilidade de movimentos de massa devido ao surgimento de tensões que induzem a ruptura onde a paisagem é suscetível a esses tipos de instabilidades (TIAN *et al*, 2022).
3. **Interferência humana:** Segundo Silva (2006) o homem pode interferir de várias maneiras para afetar a estabilidade de taludes em solos residuais. Dessa forma, pode-se citar as mais comuns como:
 - a. Remoção do pé do talude por corte ou erosão: Materiais removidos do pé do talude pela erosão pode também causar instabilização nas massas de solo, segundo estudos feitos por YAMANOUCHI e MURATA (1973). Em Bethlehem, África do Sul, ocorreu um deslizamento durante a execução de um corte raso em um talude com uma declinação de 8° para a construção de uma estrada. O deslizamento envolveu um bloco de arenito intemperizado que deslizou em contato com o estrato subjacente de siltito intemperizado. Condições para ruptura foram intensificadas pela presença, no contato arenito-siltito, de uma concentração de argilas ilita e montmorilonita erodidas da camada de arenito (BLIGHT *et al*, 1970).

- b) Mudanças no regime hídrico do talude: A alteração drástica do regime hídrico do talude devido a irrigação, remoção da vegetação ou inundação parcial por represamento de água, resulta em instabilidades (RICHARDS 1985). Silva (2006) descreve o deslizamento ocorrido no Vale Vaiont devido a alteração do regime hídrico local. Durante o enchimento do reservatório de uma nova represa, um talude de 600 m de altura, com vários materiais intemperizados se rompeu. Um talude lateral do reservatório começou um processo de rastejo. Este rastejo ocorreu em diversas intensidades por um período de três anos, durante o qual houve um deslocamento de cerca de 4m em certos pontos. Um deslizamento ocorreu repentinamente e o talude se rompeu totalmente, mergulhando dentro da represa. Houve o transbordamento de um imenso volume de água causando a morte de cerca de 2500 pessoas e grande devastação.
- c) O efeito do desmatamento: Um dos primeiros estudos sobre a influência do desmatamento na estabilidade de taludes foi feito por Bishop & Stevens (1964). Ao investigarem áreas no sudeste do Alasca, eles verificaram um grande aumento na frequência de escorregamentos nas áreas onde ocorreram as derrubadas de árvores. Assim, chegaram à conclusão de que os escorregamentos são devidos à deterioração e à destruição gradual do sistema de raízes das plantas. Segundo BLIGHT (1987), se uma vegetação com raízes profundas for removida, as tensões capilares se reduzirão e o nível freático do talude poderá aumentar. Raízes reforçam mecanicamente o solo. A estabilidade de um talude diminuirá quando as raízes forem removidas pelo desmatamento. Sob condições semi-áridas, entretanto, a redução na taxa de evapotranspiração causada pelo desmatamento pode superar todos os outros efeitos (SILVA, 2006).

Mecanismos de ruptura em solos residuais são complexos, podendo ser resultado de uma série de características que podem incluir a geometria do talude, as características colapsáveis do solo e principalmente a presença de água. De acordo com Moreira (1974) um terreno residual possui zonas com diferentes graus de intemperização, o autor defende que o mecanismo e o tipo de ruptura destes taludes dependem da zona de intemperização em que se encontra a superfície de deslizamento.

Baseado nisso, os deslizamentos podem ser descritos individualmente em cada zona de intemperização (MOREIRA, 1974; CERRI *et al*, 2017 e IETTO *et al*, 2018) como segue:

4. Zona de solo residual maduro

Nesta zona, constituída por material relativamente homogêneo, as superfícies potenciais de deslizamento são controladas pelas tensões cisalhantes devido ao peso próprio do maciço. As superfícies de ruptura são, em geral, circulares. Nos taludes em que o nível de água se situa abaixo desta zona, deve-se considerar, na análise de estabilidade, a variação do intercepto coesivo com o grau de saturação; variação que ocorre devido às precipitações pluviométricas. Pesquisas correlacionando a variação do grau de saturação e sua distribuição no talude com as precipitações devem ser feitas (MOREIRA, 1974).

5. Zona de solo residual jovem

Nesta zona pode haver um solo "uniformemente heterogêneo (ou "estatisticamente homogêneo") neste caso, as propriedades médias da massa é que governam o comportamento, ou a ocorrência de superfícies de fraqueza na massa, como antigas diáclases, falhas e planos de xistosidade. A falha irá ocorrer ao longo de uma área da estrutura que não sofreu mudança metamórfica juntamente com a rocha circundante (SOWERS, 1963).

Outro mecanismo de deslizamento frequente nesta zona de solo residual ocorre quando o perfil do terreno é constituído por uma camada de solo residual jovem, pouco espessa, sobrejacente a rocha matriz muito pouco alterada, nestes casos, o deslizamento se processa a uma grande velocidade, mais comumente ao longo da própria superfície de rocha (VARGAS, 1966).

6. Zona de rocha muito alterada

O modelo simplificado da parte superior desta zona é um agrupamento de blocos e matacões envolvidos por solo parcialmente decomposto. A dificuldade da análise de estabilidade consiste em se conhecer as propriedades da totalidade da massa. Deve-se traçar as superfícies de escorregamento e determinar as características prováveis do solo para, assim, determinar as características e influência dos blocos (MOREIRA, 1974). Indicado pelos casos estudados, em uma série de escorregamentos observados em Santos, Moreira (1975) afirmou que as características mecânicas da totalidade da massa são governadas pelas propriedades do solo intermediário, sem que os blocos tivessem influência nos mecanismos de deslizamento. Rompe-se o solo segundo a parte mais fraca, sem que os blocos, matacões, pedras-de-mão e pedregulhos, tenham influência.

7. Zona de rocha pouco alterada e sã

Serafim e Ridruejo (1966) afirmam que a ruptura de massas rochosas sempre ocorre ao longo dos planos de menor resistência. Em vista disto, a análise de estabilidade deve preceder de um mapeamento completo das fraturas, falhas, planos de estratificação e sistema de diaclasamento do maciço rochoso. Deve-se determinar a orientação e dimensões das descontinuidades, as quais definem a forma e grandeza dos blocos, e a direção segundo a qual o bloco pode deslizar. Nesta zona as propriedades de resistência ao deslizamento das descontinuidades é que determinam a resistência ao escorregamento dos blocos (MOREIRA, 1974).

2.6 Métodos de análise da estabilidade de taludes

As análises de estabilidade mais utilizadas atualmente surgiram a partir da abordagem do equilíbrio limite. De acordo com Salunkhe *et al* (2017) a abordagem do método do equilíbrio limite considera:

1. O solo como um sistema de tensão bidimensional, onde as tensões perpendiculares à seção da massa do solo são consideradas zero.
2. O solo apresenta condição de ruptura plástica, onde as deformações de cisalhamento em todos os pontos da superfície crítica são grandes o suficiente para mobilizar toda a resistência ao cisalhamento disponível.
3. O solo obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência c e ϕ são conhecidos.
4. As condições de infiltração e o nível de água do solo são conhecidos e a poropressão correspondente pode ser estimada.

Taludes formados por solos residuais apresentam comportamento peculiar que limita a aplicação de métodos que utilizam como base o equilíbrio limite para fazer análise de estabilidade. De acordo com Leong *et al* (2013) a extensão em que a estabilidade de taludes em solos residuais pode ser avaliada por métodos analíticos é muito limitada, devido às incertezas nos parâmetros de resistência do solo e nas condições de infiltração.

Parâmetros peculiares dos solos residuais dificultam a aplicação de métodos analíticos como o equilíbrio limite gerando resultados muitas vezes imprecisos. Condições do solo que incluem a geologia básica, em particular a estratigrafia e estrutura do local, e os parâmetros de resistência ao cisalhamento variam ao longo do talude tornando difícil a determinação do fator de segurança. Assim como as condições de infiltração que governam a pressão dos poros na

encosta, da qual a análise de estabilidade depende tanto das propriedades do solo (WESLEY, 2010).

Mandisodza & Dunn (2019) afirma que métodos convencionais de equilíbrio limite para análise de estabilidade tornam-se inadequados para solos residuais com falhas progressivas, pois não levam em consideração a distribuição de tensões dentro de uma encosta.

O comportamento geotécnico de grandes geoestruturas, como encostas e aterros sofre grande influência das propriedades altamente heterogêneas dos solos residuais (Dysona and Tolooiyan, 2019), tornando a incerteza e a heterogeneidade importantes na análise da estabilidade de uma região.

De acordo com Fernández *et al* (2018) métodos probabilísticos determinam a estabilidade da encosta com base no cálculo da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade correspondente à superfície de ruptura crítica. O fator de segurança determinado pelos métodos probabilísticos leva em consideração as incertezas relacionadas variabilidade das propriedades do solo que são tratadas como variáveis aleatórias.

O estudo probabilístico quantifica as incertezas na análise da estabilidade através de um índice de confiabilidade (β) associado ao valor da probabilidade de ruptura (De Oliveira, 2018). A probabilidade de ruptura é número de análises com fator de segurança menor que 1, dividido pelo número total de amostras (Equação 2).

$$PR(\%) = \frac{N_{ruptura}}{N_{analises}} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

- $N_{ruptura}$ = número de amostras analisadas com fator de segurança menor que 1
- $N_{analises}$ = número total de amostras analisadas

O índice de confiabilidade é uma indicação do número de desvios padrão que separam o fator de segurança médio do fator de segurança crítico ($FS = 1$). O índice de Confiabilidade pode ser calculado assumindo uma distribuição normal (Equação 3) ou uma distribuição lognormal (Equação 4) dos resultados dos fatores de segurança.

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad \text{Equação 3}$$

$$\beta = \frac{\ln \ln \frac{\mu_{FS}}{\sqrt{1+V^2}}}{\sqrt{\ln \ln (1+V^2)}} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

- B = índice de confiabilidade,
- μ_{FS} = média do fator de segurança
- σ_{FS} = desvio padrão do fator de segurança
- V = coeficiente de variação do fator de segurança (σ/μ)

Estudos feitos por El-Ramly *et al* (2005) mostram o valor das técnicas probabilísticas através da comparação das probabilidades de ruptura determinadas pela análise probabilística com o desempenho das encostas em solos residuais de Hong Kong observadas em campo. Os autores concluíram que o uso de análises probabilísticas em encostas proporciona uma estrutura mais eficiente para a investigação do fator de segurança.

Solos residuais apresentam variações na mineralogia e na granulometria; além dos processos de intemperismo químico, desintegração física e lixiviação que resultam na heterogeneidade solo. Essa heterogeneidade é a principal fonte de incerteza na estimativa da resistência, na identificação de superfícies de deslizamento e mecanismos de ruptura em encostas. Tal incerteza leva-se a questionar a aplicabilidade de análises determinísticas em encostas formadas por solos residuais.

2.7 Instabilidades devido a precipitação

De acordo com Lu e Godt (2013), movimentos de massa induzidos pela precipitação podem ser explicados usando dois modelos na zona não saturada: (1) usando a mecânica clássica do solo, (2) usando a mecânica do solo não saturado.

A mecânica clássica do solo explica os deslizamentos de terra induzidos pela precipitação aumentando as poropressões no solo (Terzaghi, 1950). A mecânica do solo não saturado avalia a mudança no estado de tensão do solo devido à infiltração e a redução resultante na sucção matricial (Lu e Godt 2013) que diminui a resistência ao cisalhamento do solo à medida que o grau de saturação aumenta (Fredlund et al. 2012).

Estudos mostram que o aumento do grau de saturação diminui a pressão capilar, o que, por sua vez, enfraquece o talude (Ahmadi-adli et al; 2014, Kenanoglu et al; 2019, Bai & Thiebes, 2020; Uyeturk et al, 2020). Dessa forma, no início da falha, o talude não saturado é estável devido à sucção existente. No entanto, com o início da chuva e sua infiltração no solo, a resistência ao

cisalhamento não saturado diminui e dependendo da intensidade e duração da chuva, a falha pode ocorrer ou não.

Além da perda de resistência ao cisalhamento, o fluxo de água gera arrasto fragmentário na matriz do solo e o peso do solo como força desestabilizadora no talude aumenta devido ao aumento do teor de água (Lepore et al., 2013).

O papel do tempo no comportamento hidrológico de uma encosta de solo residual durante um evento de chuva deve ser investigado a fim de relacionar o nível crítico de precipitação acumulada com o tempo. Estudos feitos por Duc *et al* (2018), Rahardjo *et al* (2016) e Elfadil (2018) apontam que deslizamentos grandes e catastróficos decorrem principalmente de altos valores de precipitação em longos períodos (vários dias a semanas). Os deslizamentos decorrem do desenvolvimento da pior condição de poropressão em uma encosta, assim; fatores como as precipitações anteriores, as pressões iniciais da água dos poros antes de um evento significativo de chuva e a magnitude do evento de chuva tem papel fundamental. Elfadil (2018) também apontou que o fator de segurança de solos residuais com baixa permeabilidade não foi afetado pela pior condição de poropressão. Dessa forma, pode-se considerar que a intensidade da chuva ou a quantidade de chuva por si só nem sempre podem ser indicativos de eventos de deslizamento e que a pior condição de poropressão em encostas de solos residuais não seria necessariamente o fator causador.

Nas instabilidades resultantes da precipitação em taludes de solos residuais, as características geológicas e mineralógicas desempenham um papel importante em seu modo de falha. Solos residuais com minerais e morfologias variadas possuem propriedades geotécnicas que são distintamente diferentes daquelas normalmente encontradas em solos derivados de depósitos sedimentares.

Estudos que observaram deslizamentos causados por chuvas em solos residuais sugerem que as diferentes morfologias presentes nos minerais têm importante controle sobre o comportamento dos materiais. Moon (2016) descreve os eventos ocorridos em um deslizamento em solo intemperizado no Japão. Foi notado uma maior quantidade de haloisita presente no solo intemperizado quando comparado com a rocha subjacente. A haloisita havia migrado para baixo através da rocha porosa, para se reunir em bandas. À medida que o intemperismo avança, o tamanho do grão do solo intemperizado diminui causando um efeito de barreira capilar que impede a drenagem de água resultante de eventos de chuva. Como resultado têm-se um aumento

de massa e redução da sucção matricial, levando a deslizamentos devido à redução da tensão efetiva.

3. ÁREA DE ESTUDO

O estudo foi conduzido no município de Areia-PB, onde a morfologia tradicional da cidade foi expressivamente transformada no século XX com a instalação da Usina Santa Maria. A instalação da usina provocou a migração de moradores rurais para a cidade e a ocupação desordenada dos centros urbanos, que tem como a ocupação das encostas, vales e margens de rios (Moreira e Morais, 2009). Um processo prejudicial que contribui para a criação e aumento dos riscos relacionados a deslizamentos de terra no município.

De acordo com Costa (2012) o município apresenta uma segregação residencial, grande parte da população de baixo poder aquisitivo se apropriam das áreas acidentadas e desprovidas de infraestrutura adequada, deixando assim as classes mais desfavorecidas em situação de risco ambiental e social constante. Costa (2012) também cita um episódio de deslizamento que ocorreu devido a urbanização agressiva nas encostas quando parte da encosta do Setor Oeste cedeu destruindo cinco casas e deixando muitos desabrigados. A Figura 5 mostra a cicatriz deixada na encosta, sendo necessário portando um diagnóstico das condições físicas do lugar.

Figura 5-Deslizamento ocorrido em encosta no município de Areia - PB



Fonte: Costa (2012)

Por ser um município com zonas de perigo de alagamentos, deslizamentos de encostas e transbordamento de rios devido à ação das chuvas (INMET, 2017), é necessário minimizar os riscos por meio de estudos adequados.

3.1 Localização

O município de Areia está localizado na Microrregião Areia e na Mesorregião Agreste Paraibano do Estado da Paraíba (Figura 6) e possui uma área de 269 km². A sede do município tem uma altitude aproximada de 618 metros distando 92,9713 km da capital.

Figura 6-Localização do Município de Areia



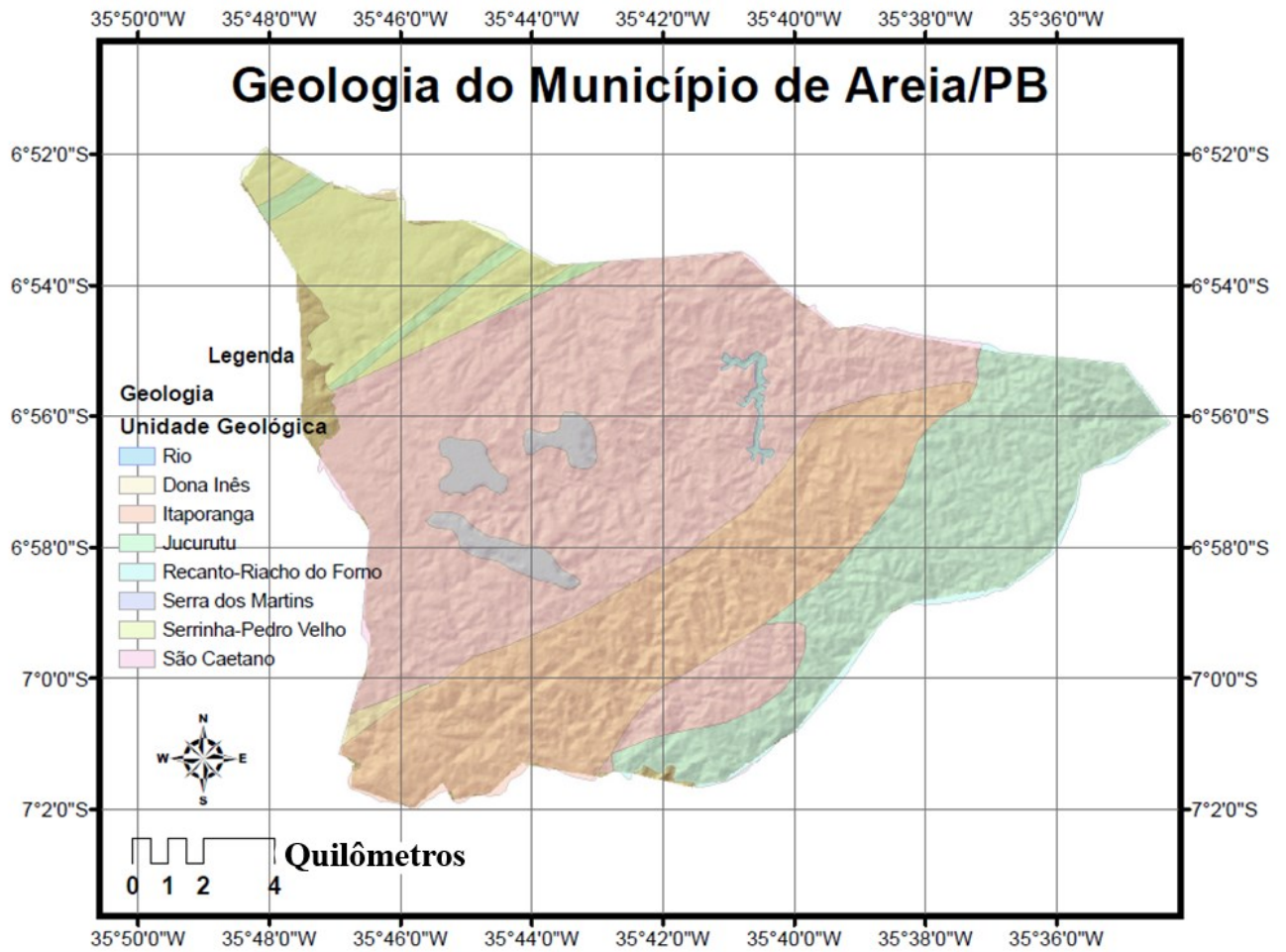
Fonte: Autor.

3.2 Aspectos geológicos

De acordo com diagnóstico feito por Alcantara *et al* (2016) o município de Areia possui unidades geológicas (Figura 7) com origem em três eras geológicas:

- (1) Paleoproterozóico, apenas na extremidade noroeste do município, constituído pela Unidade Serrinha - Pedro Velho (9,41%);
- (2) Neoproterozóico, em todo o município exceto na porção noroeste, constituída, principalmente, pelo Complexo São Caetano (37,57%), Corpo Plúton Esperança - Puxinanã (21,43%) e NP1 γ cv - Suíte intrusiva Metagranitóides Cariris Velhos (19,65%);
- (3) Cenozóico, constituído pela Formação Serra dos Martins, distribuído em várias “ilhas” por todo o centro do município (10,07%).

Figura 7- Mapa Geológico de Areia



Fonte: Autor

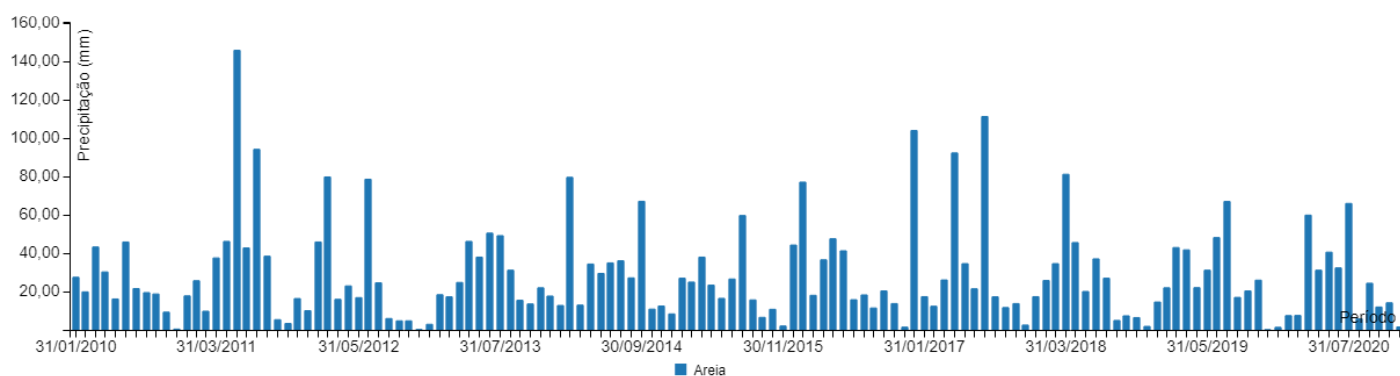
As áreas de risco identificadas no município encontram-se na unidade geológica Complexo São Caetano (MP3sc). O Complexo São Caetano é a unidade geológica mais representativa do município, correspondente a unidade gnáissica (NP1sca) e xistosa (NP1scax), com predomínio do primeiro. O solo do Complexo São Caetano apresenta sequência metassedimentar e metavulconoclástica. De acordo com Santos (1995) as rochas metassedimentares são rochas metamórficas que têm como origem uma rocha sedimentar, enquanto rochas metavulconoclástica são rochas metamórficas que têm como origem uma rocha vulcânica composta por fragmentos ou clastos de minerais e rochas pré-existentes. De acordo com Rodrigues e Medeiros (2015) o Complexo São Caetano apresenta direção E-W/NE-SW, devido ao forte controle estrutural das zonas de cisalhamento. A unidade caracteriza-se pela granulação média a fina e gradações para biotita gnaiss homogêneo, com facilidade de ruptura em planos paralelos à foliação (Rodrigues e Medeiros, 2015).

3.3 Aspectos Fisiográficos

De acordo com diagnóstico feito pela CPRM (2005), o município de Areia, está inserido na unidade geoambiental do Planalto da Borborema, formada por maciços e outeiros altos, com altitude variando entre 650 e 1.000 metros. O relevo é geralmente movimentado, com vales profundos e estreitos dissecados. Os corpos hídricos ocupam uma área de 107,6 ha e o município é recortado por rios perenes, porém de pequena vazão e o potencial de água subterrânea é baixo.

O município apresenta clima tropical chuvoso, com verão seco. Dados da AESA (Agência Executiva de Gestão das Águas) mostram que a estação chuvosa se inicia em janeiro/fevereiro com término em setembro, podendo chegar até outubro (Figura 8).

Figura 8-Precipitação dos últimos 10 anos no município de Areia



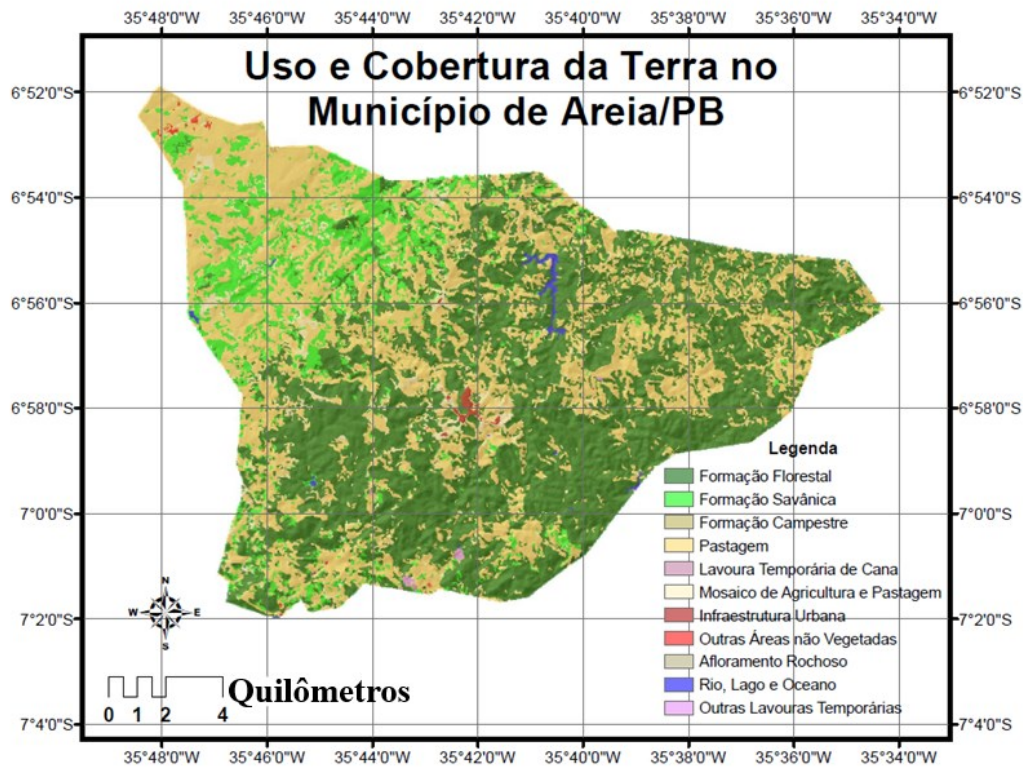
Fonte: AESA (2021)

Com relação aos aspectos físicos, o local apresenta superfícies suave onduladas a onduladas, onde ocorrem os Planossolos e Podzólicos. Os Planossolos possuem profundidade mediana, fortemente drenados, ácidos a moderadamente ácidos e fertilidade natural média; os Podzólicos são profundos, possuem textura argilosa e fertilidade natural média a alta. Nas elevações ocorrem os solos Litólicos, rasos, textura argilosa e fertilidade natural média (CPRM, 2005).

O município possui mais de metade de sua área ocupada por pastagens (Figura 9), cobertas por herbáceas e arbustos de baixo porte. Como consequência dos processos adotados e a falta de planejamento de forma sustentável, observa-se que essas áreas se encontram degradadas favorecendo o surgimento de riscos ambientais. As Formações Florestal e Savânica são as classes mais representativas, depois da Pastagem. As formações florestais da Caatinga são caracterizadas pela presença de arbustos espinhosos e florestas sazonalmente secas que podem apresentar vegetações verdes nos períodos de chuva. As florestas savanas caracterizam-se pela dominância

de vegetações arbórea e herbácea, com árvores de porte médio ou baixo (de 3 a 10 m), em geral espaçadas e herbáceas contínuas, formando um tapete entre as árvores e arbustos (IBGE, 2012).

Figura 9-Uso e Ocupação de terra em Areia/PB



Fonte: Autor.

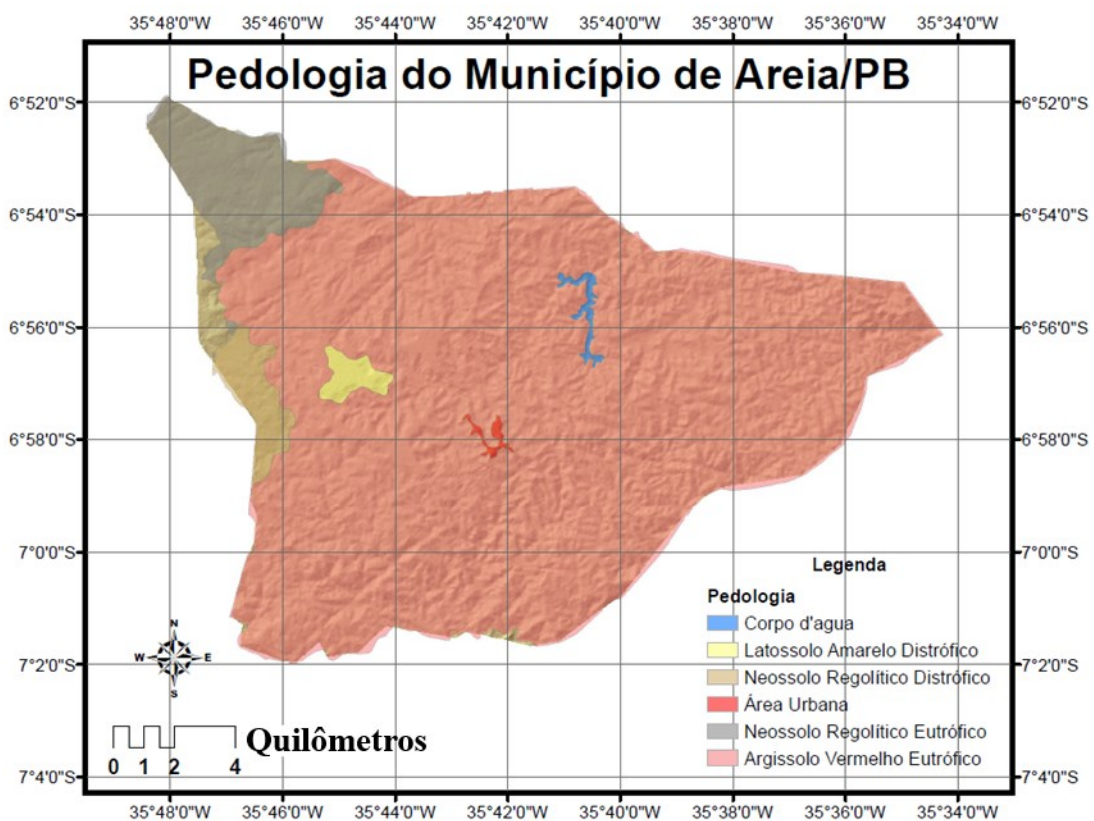
De acordo com classificação da Sistema Brasileiro de Classificação de Solos da EMPRAPA (2018) o Município de Areia-PB apresenta quatro classes pedológicas (Figura 10) representados por Argissolos Vermelhos Eutróficos, Latossolos Amarelos Distróficos, Neossolos Regolíticos Eutróficos e Neossolos Regolíticos Distróficos.

Há uma predominância da classe Argissolos Vermelhos Eutróficos, estes apresentam um horizonte superficial de textura média ou arenosa e um horizonte subsuperficial de textura média ou argilosa do tipo B textural (horizonte subsuperficial com maior teor de argila) associado à fração argila de baixa atividade, ou alta atividade quando associada a saturação por bases baixa (atuação incompleta de processo de ferralitização) ou com caráter alítico (saturação por alumínio $\geq 50\%$) (EMBRAPA, 2018). Os argilominerais de maior expressividade nos Argissolos são os óxidos de ferro (goethita e hematita) e a caulinita. De acordo com Pereira *et al* (2020) a caulinita presente nos solos contribui para um maior adensamento da estrutura por apresentar partículas com forma laminar que possibilita seu ajuste face a face.

Os Latossolos Amarelos Distróficos são caracterizados pela ausência de minerais primários ou secundários menos resistentes ao intemperismo no horizonte B, sendo assim seu processo de formação é marcado pelo intenso intemperismo químico e lixiviação durante um longo espaço de tempo (EMBRAPA, 2018). São solos pobres em nutrientes, compostos por caulinita, óxidos de ferro (goethita) e hidróxido de alumínio (Pereira *et al*, 2020).

Neossolos Regolíticos são solos de textura arenosa e compostos por minerais primários facilmente intemperizáveis e altamente susceptíveis a erosão e desertificação (EMBRAPA, 2018).

Figura 10-Pedologia de Areia/PB



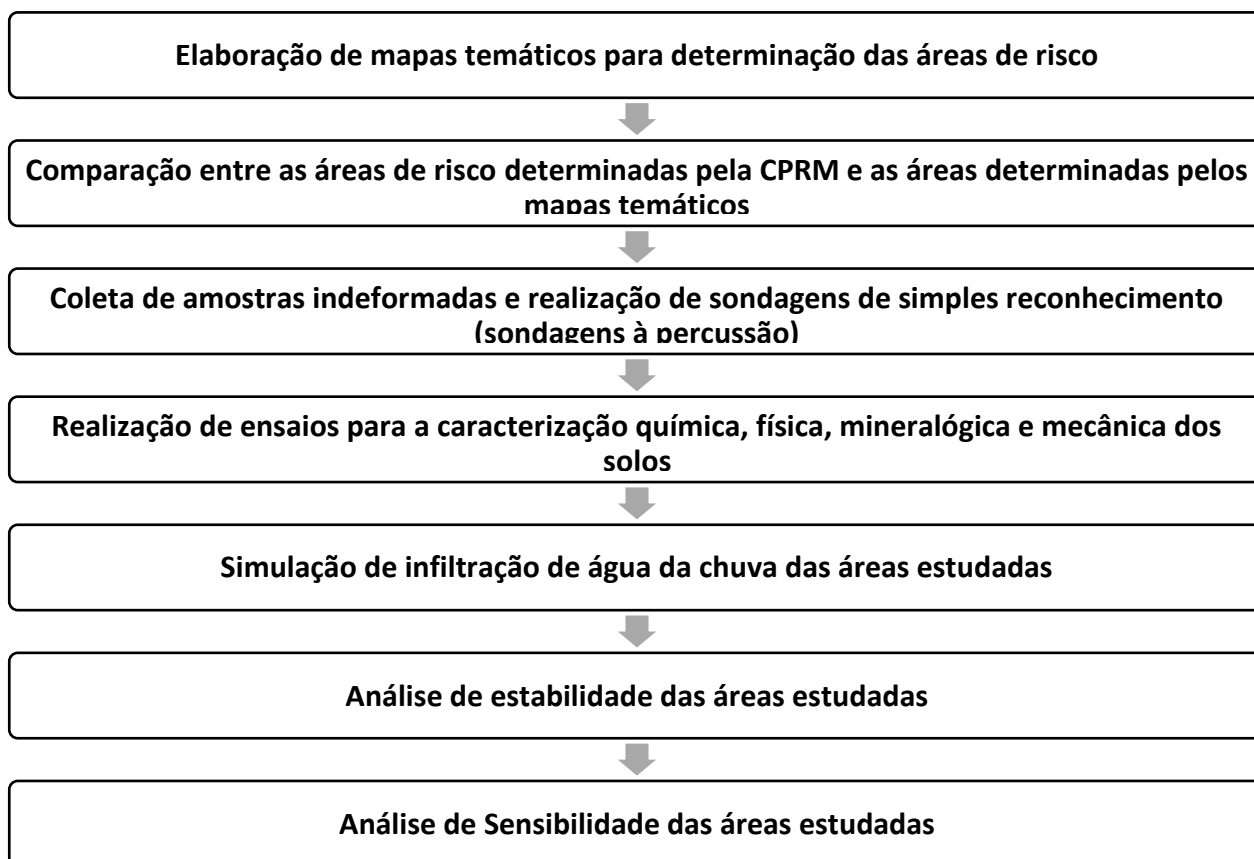
Fonte: Autor.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

No presente tópico é apresentada a metodologia utilizada para determinação das áreas de risco e as análises feitas para obtenção dos resultados.

Para determinação das áreas de riscos a serem analisadas foi realizada uma comparação entre o mapeamento das áreas com potencial de risco alto feito pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) e mapas temáticos elaborados com as variáveis geomorfológicas (declividade, curvatura vertical e horizontal, forma do terreno e altitude) do município. A metodologia utilizada no desenvolvimento da pesquisa compreendeu as seguintes etapas (*Figura 11*):

Figura 11-Fluxograma da pesquisa



4.1 Elaboração dos mapas temáticos

Os mapas foram criados com as variáveis geomorfológicas (declividade, curvatura vertical e horizontal, forma do terreno e altitude) do município a partir de dados de Sensoriamento Remoto.

A extração dos parâmetros geomorfométricos foi feita por meio dos Modelos Digitais de Elevação (MDEs) produzidos pela missão SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) do projeto TOPODATA (Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil).

O processamento dos Modelos Digitais de Elevação e análise dos dados foi feito por meio do software ArcGIS versão 10.5 da empresa ESRI.

4.1.1 Declividade

A declividade distingue áreas planas de relevos mais movimentados por meio do ângulo de inclinação da superfície do terreno em relação ao plano horizontal.

A elaboração do mapa de declividade da área de estudo foi feita por meio da ferramenta “*Slope*” do programa ArcGIS. A ferramenta é acessada por meio do Spatial Analyst Tools no ArcToolbox.

4.1.2 Curvatura Vertical

A curvatura vertical refere-se a forma côncava ou convexa do terreno quando analisada em perfil e é determinada por meio da taxa de variação da declividade. Dessa forma, onde não há variação significativa da declividade as curvaturas serão planas.

A elaboração do mapa de curvatura vertical da área de estudo foi feita por meio da ferramenta “*Curvature*” do programa ArcGIS. A ferramenta é acessada por meio do Spatial Analyst Tools no ArcToolbox.

O programa ArcGIS fornece a legenda do mapa em números (positivos e negativos), onde os valores positivos da legenda referem-se as áreas côncavas, os valores negativos às áreas convexas e os valores próximos de zero referem-se às áreas planas.

4.1.3 Curvatura Horizontal

A curvatura horizontal refere-se ao caráter divergente ou convergente das linhas de fluxo. O programa ArcGIS fornece a legenda do mapa em números (positivos e negativos), onde os valores positivos da legenda referem-se as áreas divergentes, os valores negativos às áreas convergentes e os valores próximos de zero referem-se às áreas planas.

A elaboração do mapa de curvatura horizontal da área de estudo foi feita através da ferramenta “*Curvature*” do programa ArcGIS. A ferramenta é acessada por meio do Spatial Analyst Tools no ArcToolbox.

4.1.4 Forma do Terreno (Curvatura)

A forma do terreno combina as curvaturas vertical e horizontal, de forma que a curvatura vertical permite analisar como a forma concava/convexa afeta a aceleração e desaceleração do fluxo e a curvatura horizontal influencia na convergência e a divergência do fluxo.

A elaboração do mapa de curvatura (forma do terreno) da área de estudo foi feita através da ferramenta “*Curvature*” do programa ArcGIS. A ferramenta é acessada por meio do Spatial Analyst Tools no ArcToolbox.

4.1.5 Altitude (hipsometria)

O mapa hipsométrico utiliza os valores de altura em toda a extensão que definem as superfícies de elevação de um mapa para representar o relevo do local. O mapa foi gerado a partir das curvas de nível extraídas dos Modelos Digitais de Elevação através da ferramenta “*Contour*” do programa ArcGIS, acessada por meio do Spatial Analyst Tools no ArcToolbox.

4.2 Determinação das áreas de risco

A identificação das áreas de risco pela CPRM (Figura 12) foi realizada por meio da observação com a visita de campo às áreas com histórico de desastres. No local, a empresa observou as condições das construções e, em seu entorno, a topografia e a declividade do terreno, condições de escoamento de águas pluviais e servidas, estrutura da drenagem natural e indícios de processos geológicos instalados ou em processo de instalação, que possam ter desestabilizado as encostas do terreno, com potencial para a ocorrência de escorregamentos, rolamento de blocos e outros processos, naturais ou condicionados pela ação antrópica.

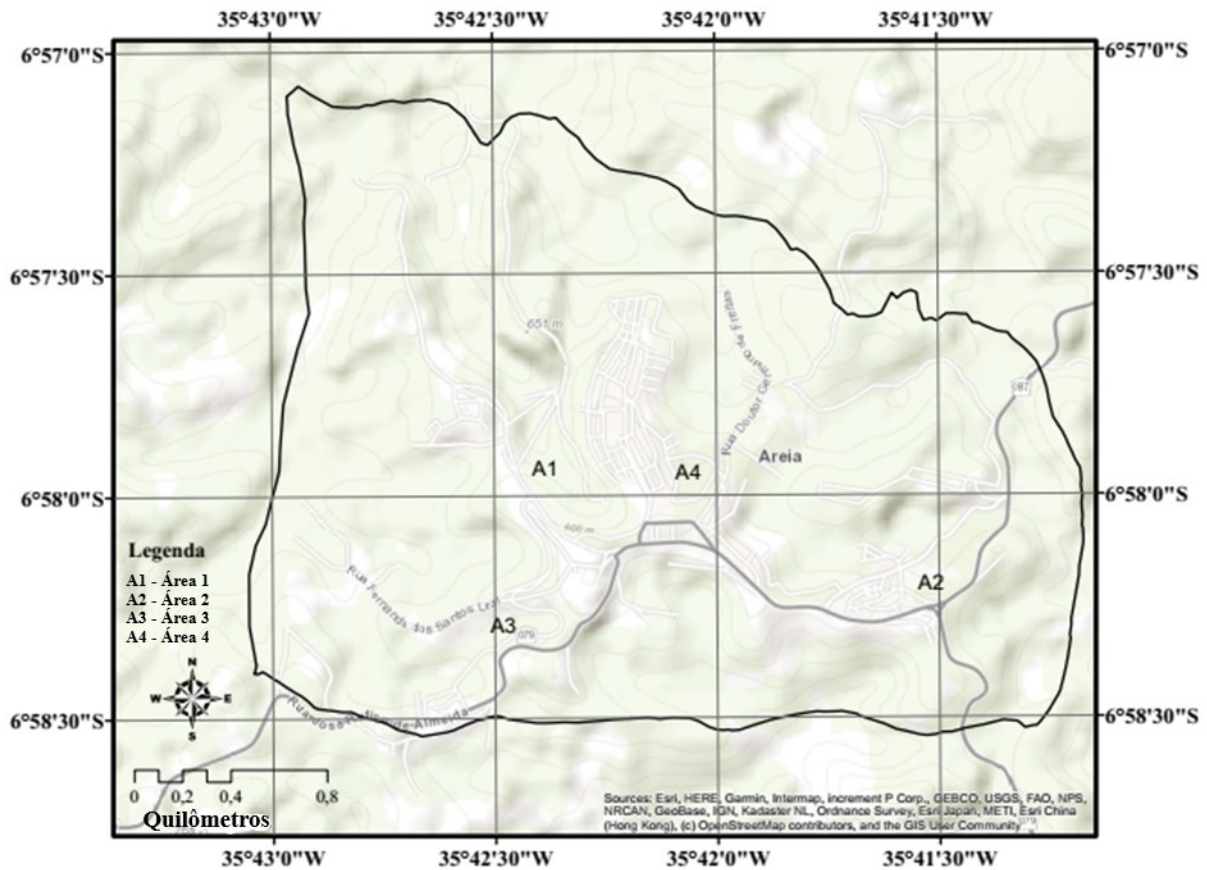
A CPRM não apresentou ensaios em campo ou laboratoriais para verificação das condições de estabilidade dos taludes das áreas identificadas em seu relatório. Desta forma, o presente trabalho tem como foco as áreas identificadas pela CPRM.

Para análise das áreas a serem estudadas foram observadas a proximidade das mesmas ao centro urbano do município, onde a ocorrência de movimentos de massa seria causa de risco a segurança de pessoas e propriedades. Riffel (2017) define risco como a relação entre a probabilidade de ocorrência de um fenômeno de instabilidade e a magnitude de danos sociais e/ou econômicas sobre um dado grupo ou comunidade.

Como o surgimento de movimentos de massa está amplamente ligado à inclinação da encosta em ambientes geomorfológicos e que encostas muito íngremes são mais propensas a

instabilidades (Earle, 2019), foram observadas as áreas que possuíam declividade na ordem de 45 a 75% de inclinação a partir do mapa de declividade. Enquanto o mapa de curvatura permitiu a análise das formas de terreno das áreas para verificar a influência da curvatura do terreno na instabilidade do local quando submetido a precipitações.

Figura 12-Localização das áreas de risco



Com relação ao diagnóstico feito pela CPRM, quatro setores de risco foram identificados no município de Areia – PB, representados pelos pontos A1, A2, A3 e A4 na Figura 12. Na comparação feita entre os estudos da CPRM e a análise da forma das áreas apresentadas pelos mapas temáticos foi observado que as áreas de risco identificadas pela CPRM apresentam potencial para instabilidades. Dessa forma, as áreas A1, A2, A3 e A4 foram distinguidas como áreas de estudo.

Porém as áreas A1 e A2 apresentaram-se inacessíveis para retirada de amostras, inviabilizando o estudo nestes locais. Portanto, o presente trabalho concentra-se nas áreas A3 e A4.

4.3 Retirada de amostras

Devido a incapacidade de coleta de amostra nas áreas A1 e A2, foram recolhidas amostras deformadas e indeformadas de solos nos taludes das áreas A3 e A4, localizados nas ruas João Lourenço (Figura 13) e Enfermeira Maria Madalena (

Figura 14), respectivamente. As amostras foram encaminhadas ao Laboratório de Engenharia dos Pavimentos e Geotécnica na UFCG e ao Laboratório de Mecânica dos solos na UFRN, onde foram armazenados em caixas para as devidas análises de caracterização e ensaios mecânicos.

Figura 13-Talude da Rua João Lourenço (área 3)

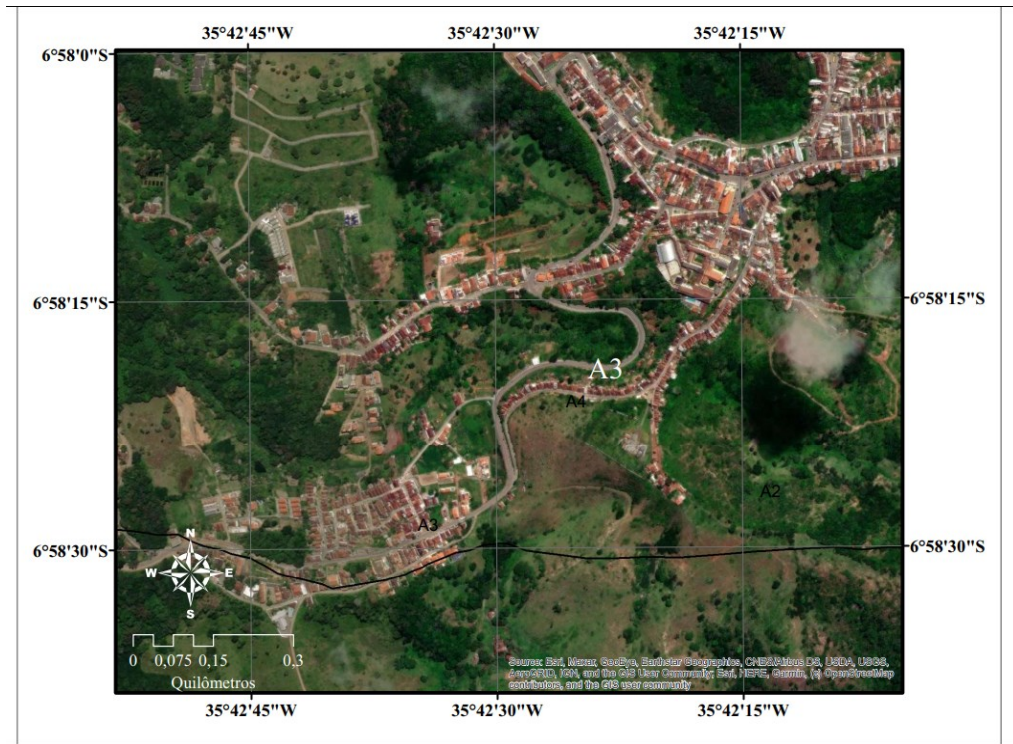
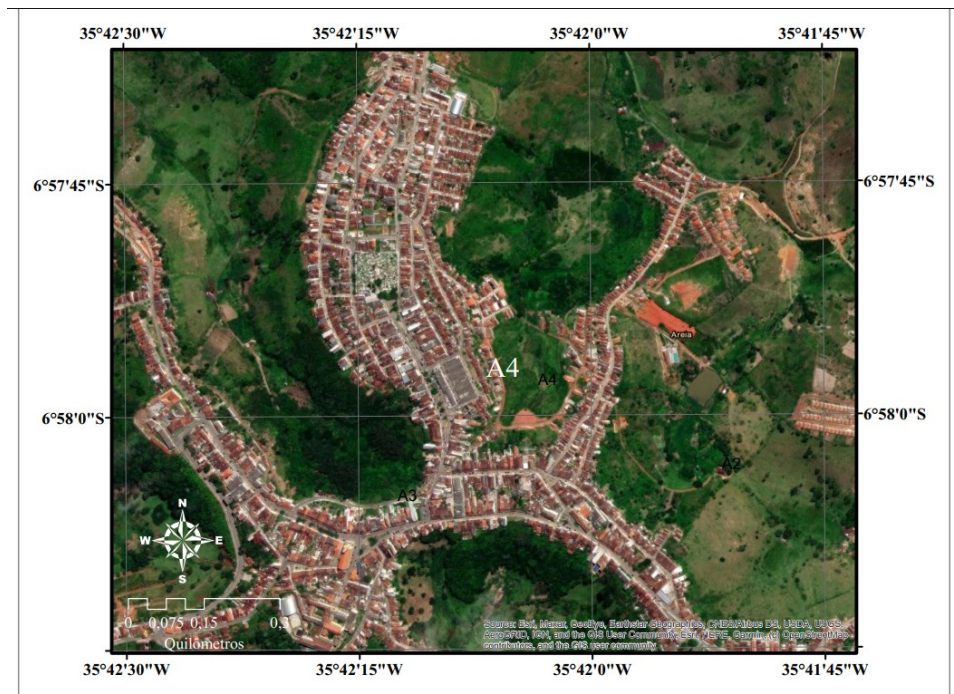


Figura 14-Talude da Rua Enfermeira Maria Madalena (área 4)



Para coleta das amostras indeformadas foi feita a extração de blocos cúbicos com arestas de 30 cm no topo, centro e base dos taludes em estudo. Os blocos foram extraídos, escavando-se

em todo seu contorno, ficando ligado apenas pela face inferior, onde foi cortado e removido do local cuidadosamente, Figura 15.

Figura 15-Retirada amostra indeformada



Após a retirada, a amostra de solo foi impermeabilizada. Para isso, foram aplicadas três camadas de parafina deixando-se cada camada esfriar e endurecer antes da aplicação da camada seguinte (Figura 16). Por fim, a amostra foi colocada numa caixa de madeira de forma cúbica com 35 cm de aresta, sendo o vazio entre a parafina e a madeira completado com serragem, e fechando-se a caixa (Figura 17).

Figura 16-Amostra com parafina



Figura 17-Armazenamento da amostra



4.4 Caracterização física dos solos

Os ensaios preliminares de laboratório realizados envolveram a caracterização e determinação das propriedades dos solos, seguindo as Normas Técnicas da ABNT e ASTM. As amostras foram caracterizadas pelos procedimentos enumerados abaixo:

1. amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (NBR-6457/16);
2. análise granulométrica para solos (NBR 7181/18);
3. determinação do Limite de Liquidez (NBR 6459/17);
4. determinação do Limite de Plasticidade (NBR 7180/16);
5. determinação da Massa Específica dos grãos (NBR 6458/16);
6. crumb test (NBR 13601/20)

4.5 Caracterização química e mineralógica

4.10.1 Fluorescência de raios X

Para determinação da composição química realizada nos materiais, a técnica utilizada foi a espectrometria de Fluorescência de raios X (FRX) sob atmosfera de nitrogênio feita pelo

equipamento EDX 720 da Shimadzu. Esta técnica baseia-se no princípio de que a absorção de raios-X pelo material provoca a ionização interna dos átomos, gerando uma radiação característica conhecida como “fluorescência”. Nesta análise são obtidos os óxidos presentes na fração fina (passados na peneira de abertura 0,074 mm) do material. As análises foram realizadas no Laboratório de Caracterização, da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB.

4.5.2 Difração de raios X

O ensaio de difração de raios X foi realizado nos materiais tendo como objetivo caracterizá-los sua composição mineralógica. Na execução do ensaio utilizaram-se as amostras passadas em peneira ABNT nº 200. O aparelho utilizado para realização do ensaio foi o Difrátômetro SHIMADZU XRD-6000. As análises foram realizadas no Laboratório de Caracterização, da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB.

4.5.3 Microscopia eletrônica de varredura

O ensaio de microscopia eletrônica de varredura foi realizado nas amostras tendo como objetivo a visualização da microestrutura da fração fina (passados na peneira de abertura 0,074 mm) dos solos. O ensaio foi feito em microscópio eletrônico de varredura (Superscan SSX-550, Shimadzu) com ampliação de faixa de 500 a 5.000 vezes no Laboratório de Caracterização, da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB.

4.6 Standard Penetration Test

Com o objetivo de determinar a resistência a penetração do solo e o reconhecimento do subsolo, foi realizado o ensaio SPT (Standard Penetration Test) pela Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior (ATECEL) em parceria com a Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Dois furos foram feitos, um em cada área de estudo, seguindo a NBR 6484/2001. A sondagem foi encerrada quando, após a realização da circulação de água, foram obtidos avanços menores que 50 mm a cada 10 min.

4.7 Cisalhamento Direto

A resistência ao cisalhamento foi avaliada por meio de ensaios de cisalhamento direto baseadas na norma ASTM D6528-17 com corpos de prova cilíndricos ($\varnothing = 60\text{mm}$ e $h = 40\text{mm}$)

em amostras indeformadas. Os ensaios foram realizados em amostras no teor de umidade natural e amostras com inundação dos corpos de prova. As amostras ensaiadas foram adensadas até cessar a deformação vertical. As envoltórias de resistência ao cisalhamento foram determinadas a partir dos ensaios realizados sob tensões normais de 50kPa, 100kPa e 200kPa.

4.8 Adensamento Unidimensional

Para avaliação da compressibilidade foram realizados ensaios edométricos em amostras indeformadas inundadas e em umidade natural. Os ensaios seguiram as diretrizes da ASTM D2435/D2435M – 11. Foram utilizadas amostras cilíndricas com diâmetro de 5 cm e altura de 2 cm. As amostras foram submetidas a tensões normais de 10 kPa, 20 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa. Para cada carregamento o período de consolidação foi de 24 horas. O descarregamento foi efetuado de forma controlada em estágios com tensões de 800 kPa, 200 kPa, 50 kPa e 10 kPa. Cada estágio teve duração de 24 horas.

4.9 Potencial de Colapso

Vargas (1978) considera colapsível todo solo que apresente potencial de colapso maior que 2% para uma tensão de inundação qualquer. Considerou-se o critério de Vargas (1978) o mais adequado para o presente estudo, uma vez que muitos solos colapsíveis apresentam potencial de colapso superiores a este limite para tensões inferiores a 200 e 300 kPa.

Os ensaios para determinação do potencial de colapso dos solos em estudo foram feitos através de ensaios edométricos simples. Estes foram realizados objetivando a obtenção do potencial de colapso correspondente a uma tensão de 100 kPa, sendo esta tensão compatível com a tensão de campo considerando que o município não possui construções de grande porte.

O procedimento básico consistiu em carregar o solo em umidade natural, por estágio, até a tensão vertical de 100 kPa, após 24h era efetuada a inundação do solo ainda sob a tensão de 100 kPa, conforme a ASTM D2435/D2435M – 11. As deformações decorrentes da inundação eram acompanhadas até a sua estabilização dando prosseguimento ao carregamento após a estabilização dos recalques de colapso.

4.10 Triaxial consolidado e não drenado

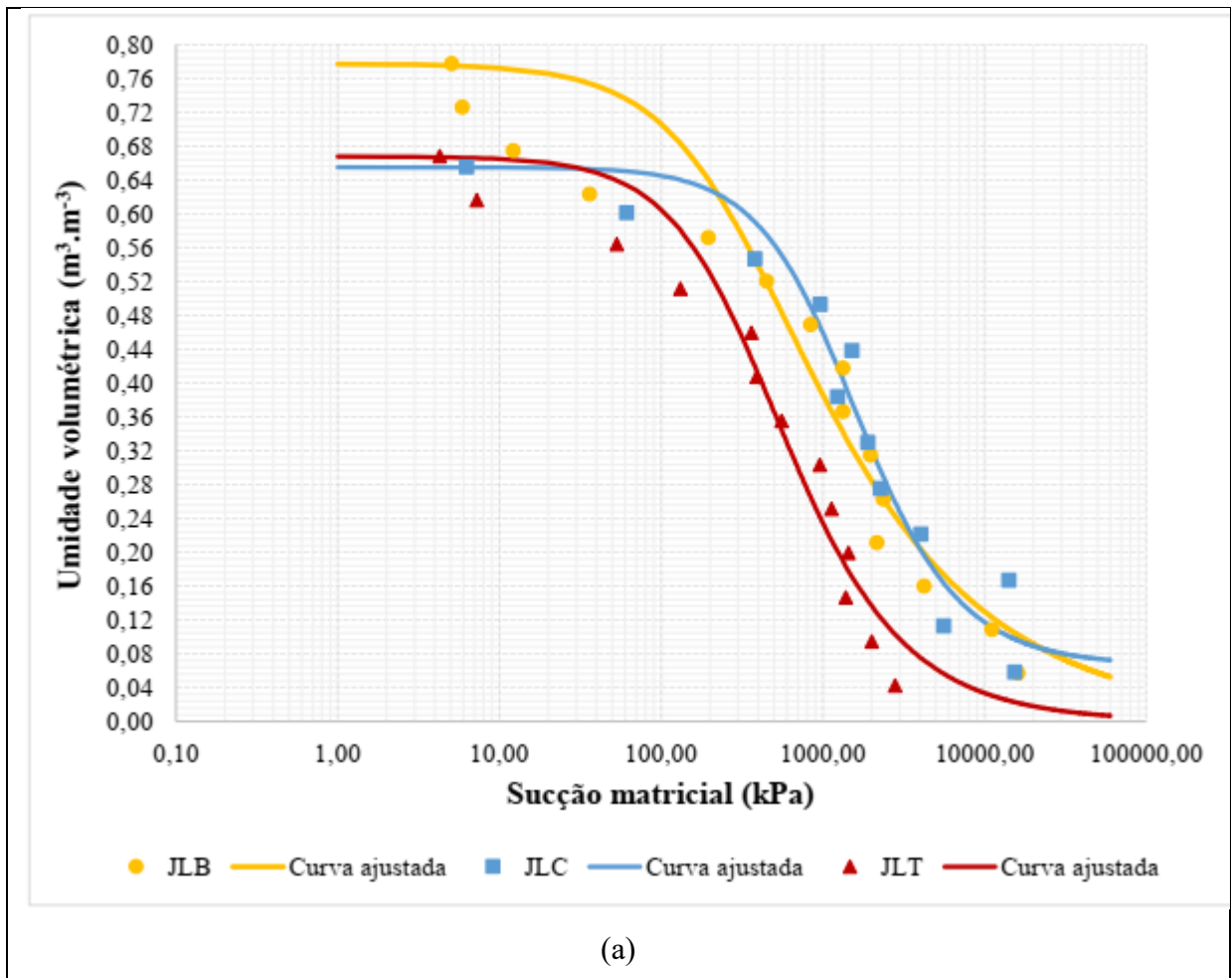
A resistência do solo também foi avaliada por meio de ensaios triaxiais baseados na norma ASTM D4767-11 com corpos de prova cilíndricos ($\varnothing = 50\text{mm}$ e $h = 100\text{mm}$) em amostras indeformadas. As amostras ensaiadas foram saturadas e posteriormente adensadas até cessar a

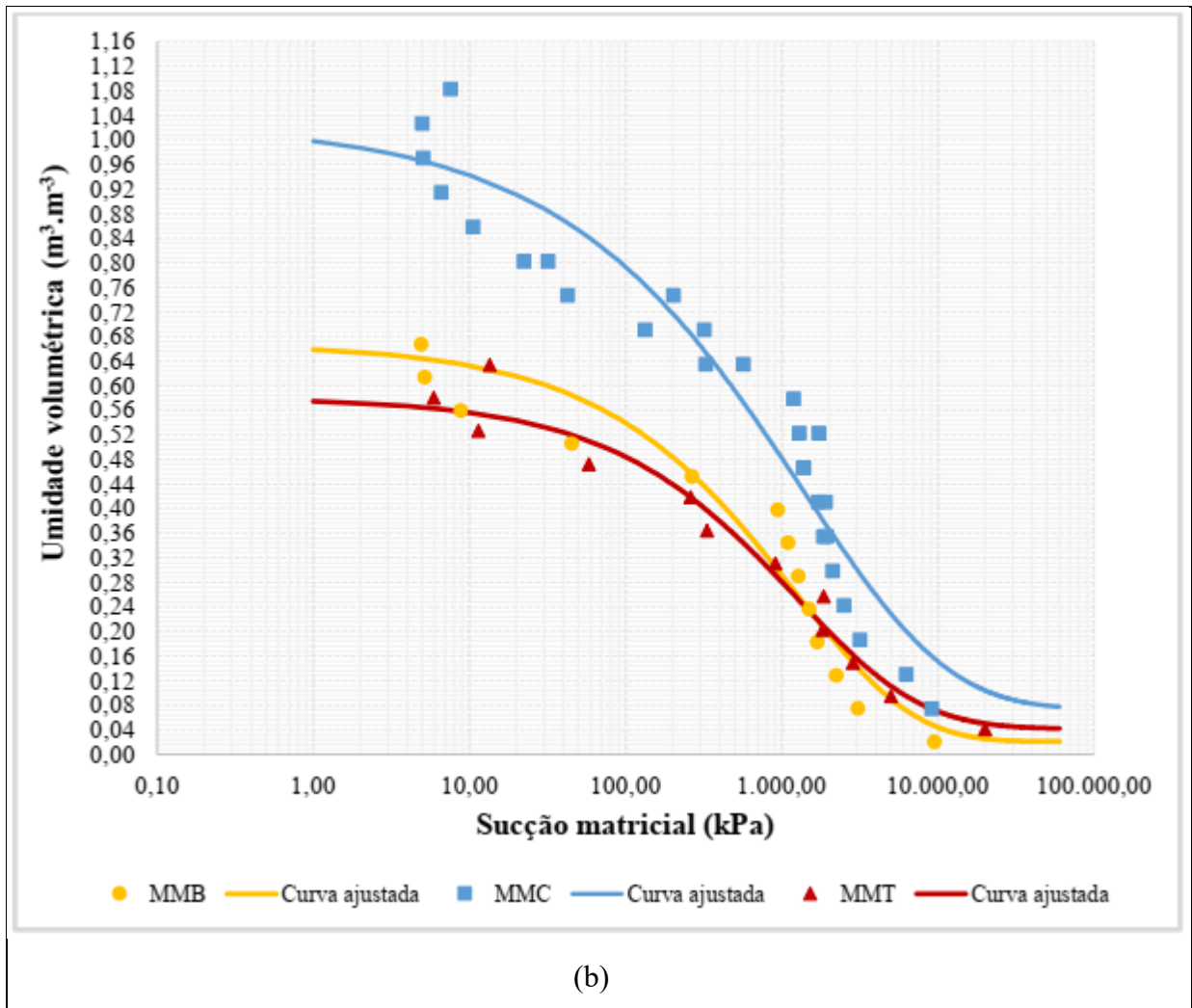
deformação vertical. As envoltórias de resistência foram determinadas a partir dos ensaios realizados sob tensões confinantes de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa.

4.11 Análise de infiltração da precipitação

A simulação de infiltração da chuva foi feita através do programa SEEP/W da empresa GeoSlope, este simula o movimento de água ou vapor de água através de meios porosos saturados e não saturados. As simulações de fluxo de água foram feitas com fluxo transiente no solo levando em consideração as poropressões e parâmetros dos solos obtidos por meio dos ensaios realizados em laboratório e a curva de retenção obtida por Sousa (2020) (Figura 18).

Figura 18-Curva característica dos solos





Fonte: Sousa (2020)

O SEEP/W permite determinar a capacidade de um meio poroso de armazenar e transmitir água. A capacidade de armazenamento de água define a mudança na massa armazenada de água em resposta à variação da pressão da água dos poros (Equação 5) e a função de condutividade hidráulica descreve a capacidade de um solo de transmitir água em resposta aos gradientes de energia (Equação 6).

$$M_w = \frac{\partial(\rho_w \theta w)}{\partial t} dx dy dz \quad \text{Equação 5}$$

$$m_w = \rho_w q_w dx dz = \frac{-K_w \left(\frac{\partial u_w}{\partial y} + \rho_w g \frac{\partial y}{\partial y} \right)}{g} dx dz \quad \text{Equação 6}$$

Onde

- ρ_w é a densidade da água
- θw é o teor de água
- q_w é o fluxo de água
- K_w é a condutividade hidráulica

- g é a aceleração da gravidade.

No SEEP/W para meios saturados e não saturados a função de teor de água caracteriza os volumes de água armazenados em função da sucção matricial (φ), que é equivalente à poropressão negativa, se a pressão do ar for considerada zero. A condutividade hidráulica é uma função do teor volumétrico de água e , portanto, indiretamente, uma função da pressão da água dos poros. O programa estima a função do teor de água através do modelo de Kovacs modificado desenvolvido por Aubertin *et al.* (2003). O modelo requer dados de granulometria, incluindo o diâmetro correspondente a 10% e 60% passando na curva de tamanho de grão (ou seja, D10 e D60), e o limite de liquidez. A função de condutividade hidráulica é estimada a partir dos resultados obtidos por Sousa (2020) para a condutividade hidráulica saturada e curva de retenção de água, usando a equação proposta por van Genuchten (1980) (Equação 7).

$$K_w(\varphi) = K_{sat} \frac{\{1 - (a'\varphi)^{n-1} [1 + (a'\varphi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (a'\varphi)^n]^{\frac{m}{2}}} \quad \text{Equação 7}$$

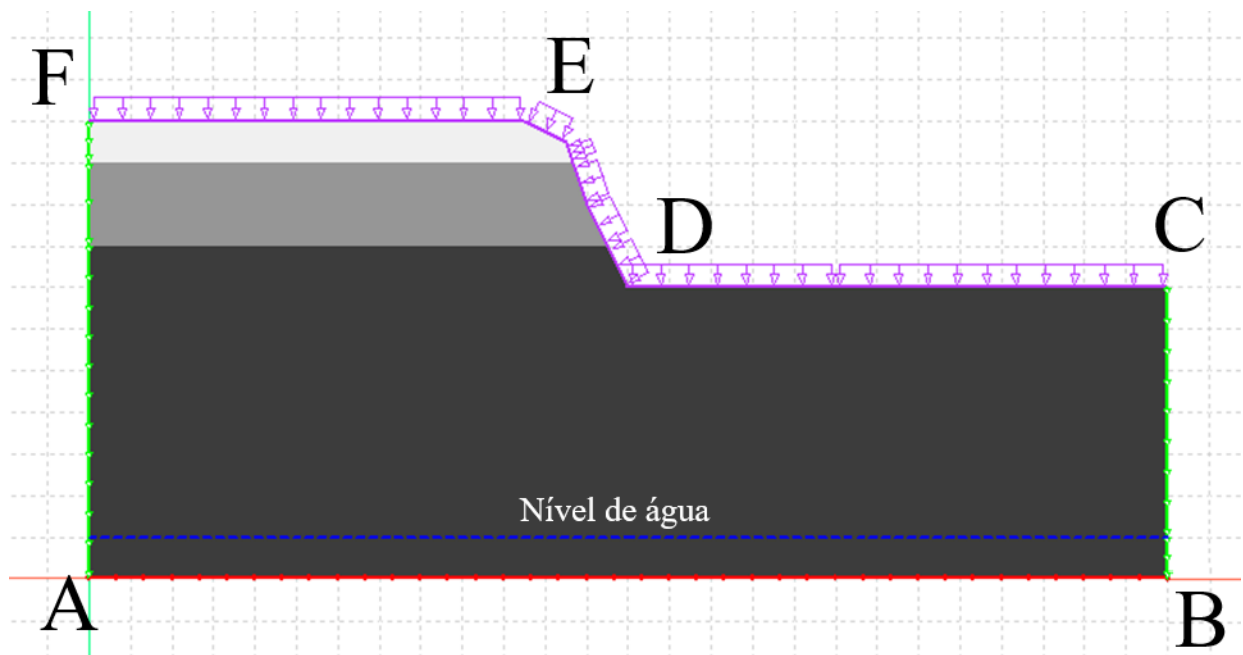
Onde a' , n e m são parâmetros de ajuste de curva que controlam a forma da função de teor de água.

A análise paramétrica do presente trabalho leva em consideração as propriedades dos materiais, a intensidade da chuva e a condição de umidade anterior. Neste sentido, duas áreas foram analisadas, cada uma composta por três camadas com diferentes solos. As análises abrangeram três cenários que levam em consideração o efeito da intensidade da chuva e das propriedades do solo sobre o fator de segurança, dois cenários pra diferentes durações das intensidades de chuva e mais três cenários que incorporam o efeito de condições de umidade anteriores na estabilidade.

4.11.1 Condições de contorno

As condições de contorno para o modelo de percolação foram definidas conforme mostrado na Figura 19. Os limites laterais FA e CB foram definidos como condições de contorno sem fluxo. O limite inferior AB foi especificado como condição de contorno constante com valor igual ao nível de água subterrâneo e o limite superior FEDC foi especificado como condição de fluxo que varia de acordo com as várias intensidades e durações de chuva.

Figura 19-Condições de contorno



As simulações foram feitas para precipitações de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h com durações de 24 e 72 horas cada. O alagamento não foi permitido na superfície do solo (FEDC). Isso significava que quando um fluxo maior que a permeabilidade do solo era aplicado ao limite superior, o modelo de infiltração não permitiria que as poropressões na superfície do solo aumentassem mais do que 0 kPa. Isso simulou as condições reais de campo onde o excesso de chuva na superfície do solo é removido do talude como escoamento.

Para determinação da influência de precipitações antecedentes ao evento de chuva foram analisadas condições de regime permanente e transiente. A condição de estado permanente foi usada para entender quais seriam as condições de fluxo à longo prazo na encosta. De acordo com Rahardjo (2011) se a análise transiente fosse realizada por um período suficiente, levaria aos mesmos resultados que a solução de regime permanente. Portanto, a solução do estado permanente foi usada para determinar a condição hidrostática inicial da área.

Na análise de regime permanente foi aplicado um fluxo constante de 458 mm/mês com base no maior acúmulo de chuva observado dentro do histórico município de Areia-PB nos últimos 20 anos. Os dados históricos de chuva do local foram obtidos pela Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba.

A partir dos resultados de condição hidrostática obtidos da análise de regime permanente, uma primeira análise transiente foi realizada com fluxo constante de 15 mm/dia durante 5 dias para simulação da precipitação antecedente ao evento principal de chuva. Estudos feitos por

Rahimi (2011), Guzzetti *et al* (2007) e Rahardjo *et al* (2001) mostram que chuvas antecedentes de 5 dias parecem ser suficientes para causar deslizamentos.

Uma segunda análise transiente foi realizada a partir dos resultados da primeira aplicando precipitações de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h com durações de 24 e 72 horas cada. Esta foi usada para estudar como a infiltração variou ao longo do tempo em relação à chuva aplicada.

4.12 Análise de estabilidade

O programa SLOPE/W da empresa Geoslope Ltda foi usado para realização das análises de estabilidade por meio dos métodos probabilístico e determinístico. As análises de estabilidade foram realizadas importando as distribuições de poropressão obtidas das análises de infiltração.

4.12.1 Análise probabilística

O programa SLOPE/W inclui um algoritmo para análises probabilísticas, os parâmetros de entrada podem ser atribuídos a uma distribuição de probabilidade e um esquema de Monte Carlo é então usado para calcular uma distribuição de probabilidade dos fatores de segurança resultantes. Uma vez que a distribuição de probabilidade dos fatores de segurança é conhecida, outros parâmetros de quantificação, como a probabilidade de ruptura são determinados.

De acordo com Christian *et al* (1994) o fator de segurança é, na verdade, um índice que indica a estabilidade relativa de uma encosta e não implica no nível de risco real devido à variabilidade dos parâmetros de entrada. Com uma análise probabilística, dois índices úteis estão disponíveis para quantificar a estabilidade ou o nível de risco de uma encosta. Esses dois índices são a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade. No SLOPE/W a probabilidade de ruptura é determinada contando o número de fatores de segurança abaixo de 1,0 e tomando esse número como uma porcentagem do número total de tentativas convergentes de Monte Carlo. Por exemplo, se houver 1000 tentativas de Monte Carlo com 980 fatores de segurança convergentes e 98 deles estiverem abaixo de 1,0. Então, a probabilidade de falha é de 10%. O índice de confiabilidade descreve a estabilidade pelo número de desvios padrão que separam o fator médio de segurança de seu valor de ruptura definido como 1,0.

No SLOPE/W, diversos parâmetros podem ser atribuídos a uma dispersão estatística e incluída em uma simulação de Monte Carlo. Os parâmetros incluídos nas análises foram o intercepto coesivo e o ângulo de atrito para cada camada de solo presentes nos taludes. Cada um dos parâmetros é amostrado para cada execução de Monte Carlo.

4.12.2 Análise Determinística

O programa SLOPE/W permite a análise determinística por meio de métodos analíticos baseados na comparação de forças, momentos ou tensões que resistem ao movimento da massa com aqueles que podem causar movimento instável (forças atuantes). O resultado da análise é um fator de segurança, definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento (ou, alternativamente, uma medida equivalente de resistência ou capacidade de cisalhamento) para a tensão de cisalhamento (ou outra medida equivalente) necessária para o equilíbrio. Se o valor do fator de segurança for menor que 1,0, a encosta é instável. Na análise determinística cada parâmetro é considerado como constante na análise, desprezando a variabilidade natural das características do material.

Foi selecionado o método Morgenstern-Price, já que satisfaz o equilíbrio de força e momento e usa uma função de força entre fatias. SLOPE/W usa um método de pesquisa para encontrar o valor lambda que resulta no mesmo fator de segurança para equilíbrio de momento e força. Se nenhum fator comum de segurança puder ser encontrado, a solução não será convergente.

4.13 Análise de sensibilidade dos parâmetros na estabilidade

Para determinar o quão sensível é a estabilidade dos taludes à variação de um determinado parâmetro foi feita uma análise de sensibilidade para cada talude através do SLOPE/W. Na análise de sensibilidade, se a estabilidade for muito sensível a determinado parâmetro, este terá uma maior influência no comportamento do talude. Os parâmetros incluídos na análise de sensibilidade foram as poropressões obtidas pela simulação de chuvas no SEEP/W, o intercepto coesivo e o ângulo de atrito para cada camada de solo presentes nos taludes. O objetivo foi determinar o efeito da variabilidade dos parâmetros sobre o fator de segurança.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

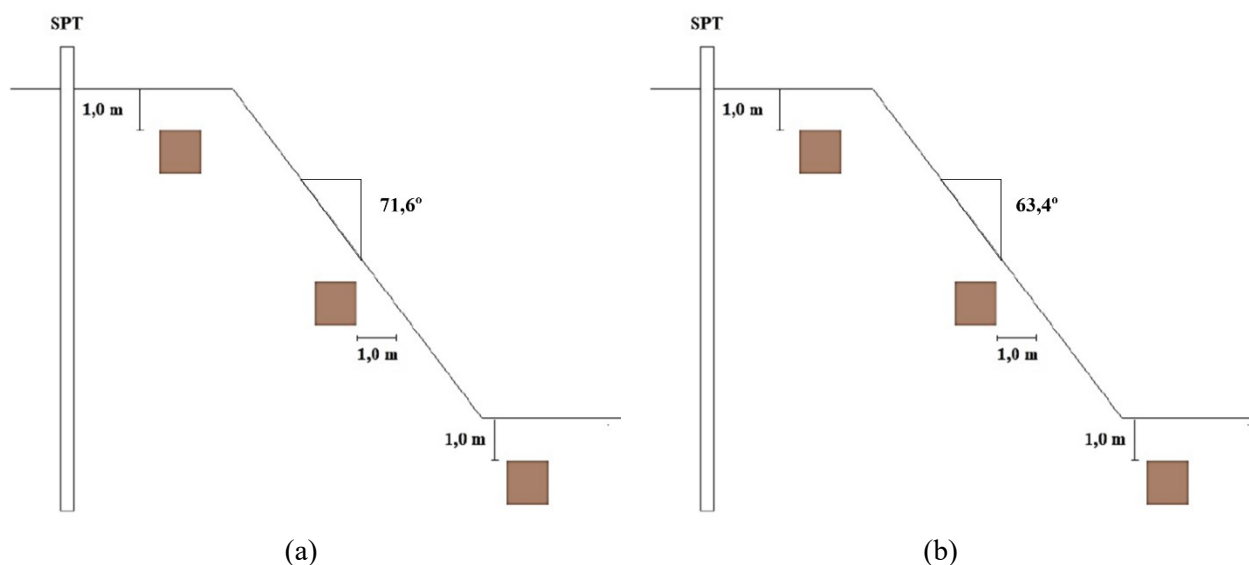
No presente tópico são apresentadas as análises feitas através dos mapas obtidos com as variáveis geomorfométricas, além dos resultados do estudo dos parâmetros característicos dos solos sob o ponto de vista mecânico, físico, químico e mineralógico e a análise de estabilidade utilizando os métodos probabilístico, determinístico e sensibilidade.

Para melhor compreensão, os solos em estudo adotarão as seguintes nomenclaturas:

- JLB - João Lourenço Base
- JLC – João Lourenço Centro
- JLT - João Lourenço Topo
- JL - João Lourenço
- MMB - Enfermeira Maria Madalena Base
- MMC - Enfermeira Maria Madalena Centro
- MMT - Enfermeira Maria Madalena Topo
- MM - Enfermeira Maria Madalena

As duas primeiras letras da sigla referem-se ao local onde o solo foi retirado (Rua João Lourenço e Rua Enfermeira Maria Madalena) e a última letra da sigla refere-se a parte do talude na qual a amostra foi extraída (Topo, Centro e Base). A Figura 20 apresenta o esquema de coleta das amostras e sondagem dos taludes João Lourenço (a) e Maria Madalena (b).

Figura 20-Esquema de sondagem e coleta das amostras



Fonte: Adaptado de Sousa (2020)

5.1 Mapas da área de estudo

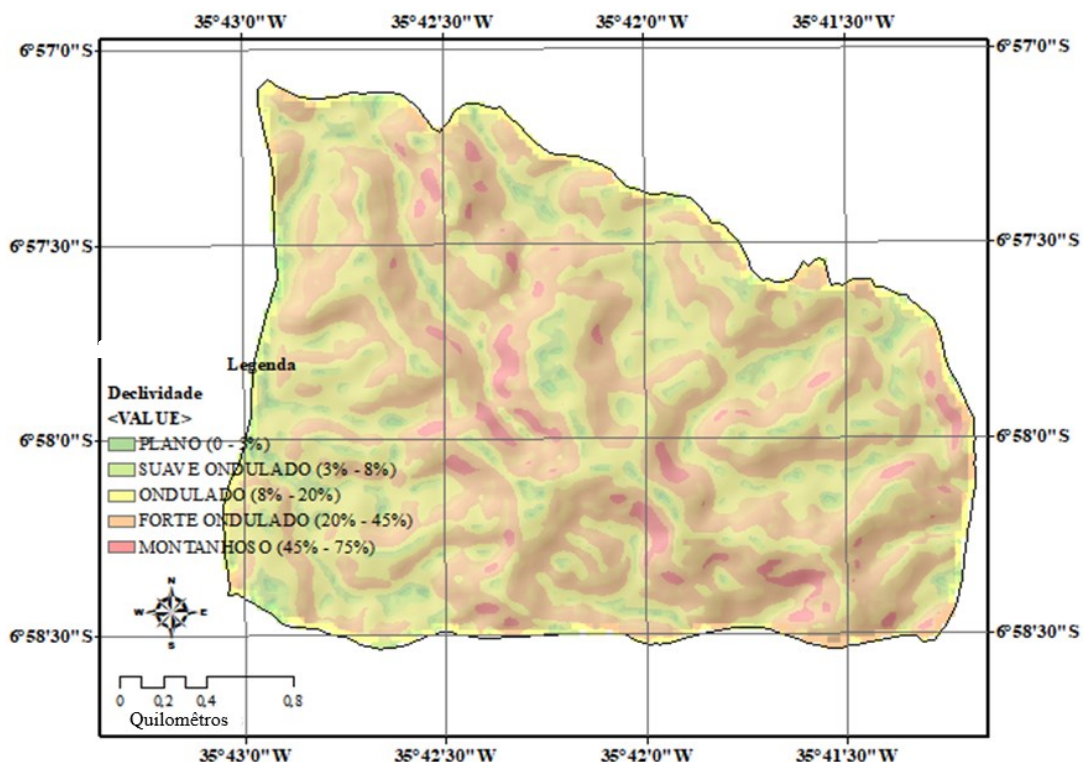
5.1.1 Mapa de Declividade

A Figura 21 apresenta o mapa de declividade do Município de Areia/PB. O mapa de declividade revela um relevo movimentado, com vales profundos e estreitos dissecados. O município apresenta relevo suave ondulado a forte ondulado (8-45%) em quase toda a sua extensão com algumas áreas apresentando relevo montanhoso (>45%).

Aproximadamente 36% do município corresponde a relevo ondulado, constituído por um conjunto de colinas e outeiros, apresentando relevante ocorrência de áreas com declive entre 8 e 20%. O relevo forte ondulado corresponde a aproximadamente 43% do município, sendo formado por outeiros e morros, com predominância de declives de 20 a 45%. Por fim, aproximadamente 3% do município corresponde ao relevo montanhoso com desnivelamentos expressivos e formas acidentadas como morros e maciços montanhosos na ordem de 45 a 75% de declive. As maiores declividades localizam-se no centro urbano onde encontram-se as encostas do balneário “O Quebra” com vertentes atingindo próximo a 70% de inclinação.

Silva Neto (2013) relaciona a declividade do terreno com os processos de pedogênese e morfogênese, onde encostas que possuem maior inclinação apresentam o predomínio de escoamento superficial e dos processos morfogênicos e encostas que apresentam inclinação quase plana tem o predomínio da infiltração no solo e do processo de pedogênese.

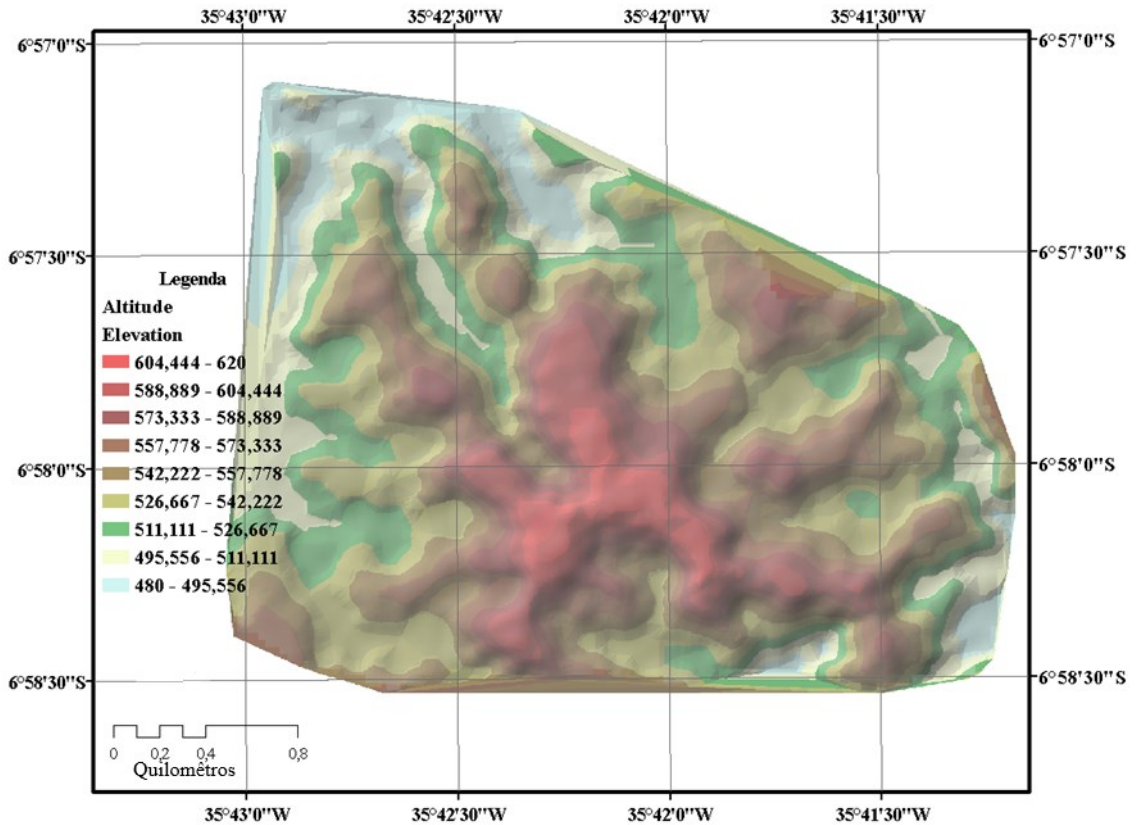
Figura 21-Mapa de Declividade



5.1.2 Mapa de Altitude

A Figura 22 apresenta o mapa de altitude do Município de Areia/PB. Em relação à altitude, o município de Areia apresenta valores que variam entre 480 m, na extremidade norte do município, e 620 m no centro urbano. Areia encontra-se no início do Planalto da Borborema, região serrana que se distribui no nordeste do Brasil, se estendendo de Alagoas ao Rio Grande do Norte, com superfícies elevadas de altitude que podem alcançar, em alguns pontos, altitudes superiores a 1000 m (Barros et al., 2018).

Figura 22-Mapa de Altitude

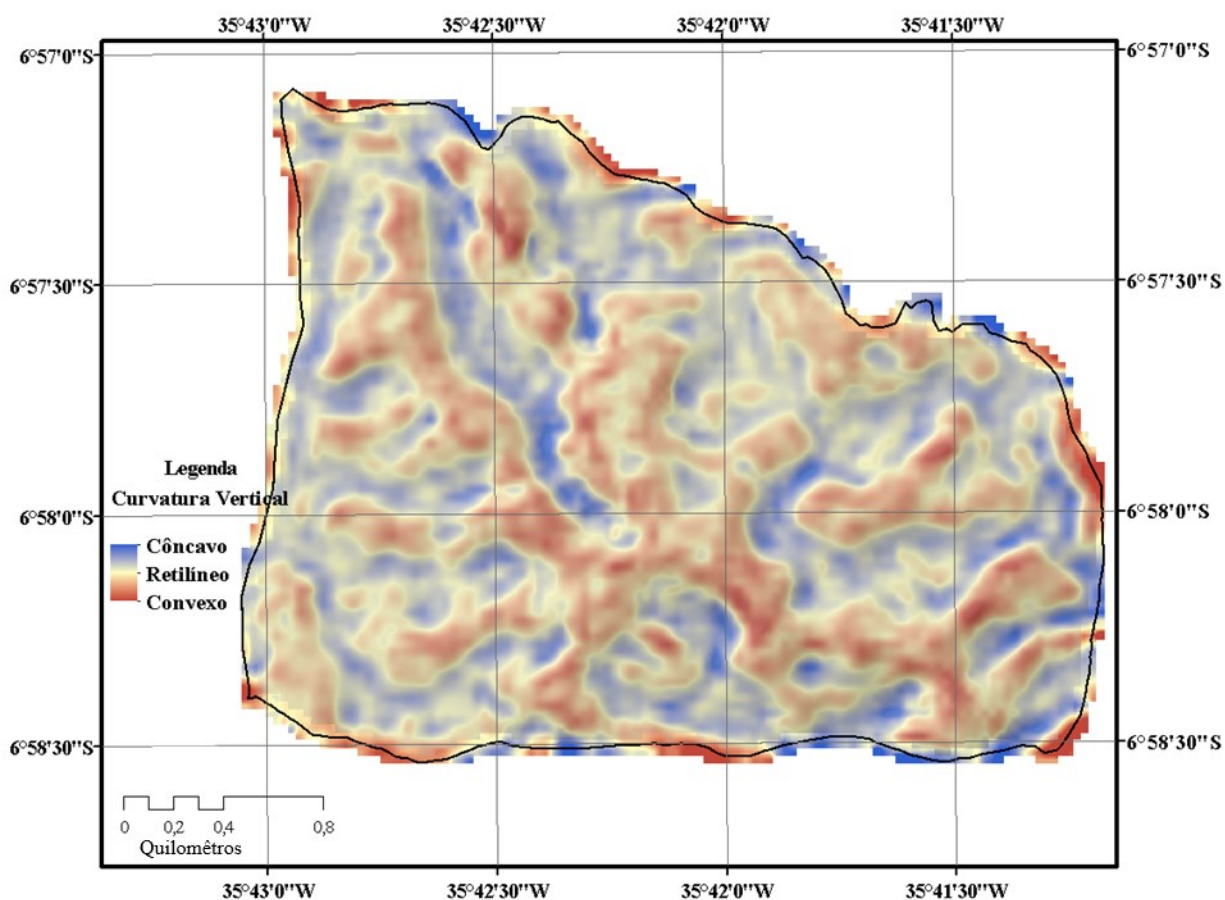


5.1.3 Mapa de Curvatura Vertical

A Figura 23 apresenta o mapa de curvatura vertical do Município de Areia/PB. O mapa evidencia o relevo movimentado da área urbana do município. As áreas de maior altitude dentro do município apresentam predomínio de curvatura convexa, enquanto as áreas de menor altitude possuem curvatura côncava.

Na porção convexa do perfil da vertente verifica-se predominantemente o rastejamento, e nos trechos inferiores, côncavos, predomina o transporte pela água, caracterizado pelo escoamento por filetes (Silva Neto, 2013). O perfil convexo é caracterizado pelo fluxo difuso com velocidade crescente, enquanto tendências à concentração do escoamento superficial são observadas nas porções côncavas das vertentes, considerando que os fluxos de água aumentam e se concentram encosta abaixo, o aumento do fluxo de água potencializa o transporte de material dendrítico favorecendo o cisalhamento do solo, resultando na remoção e deslocamento das partículas superficiais do solo (Guerra, 1994).

Figura 23-Mapa de Curvatura Vertical

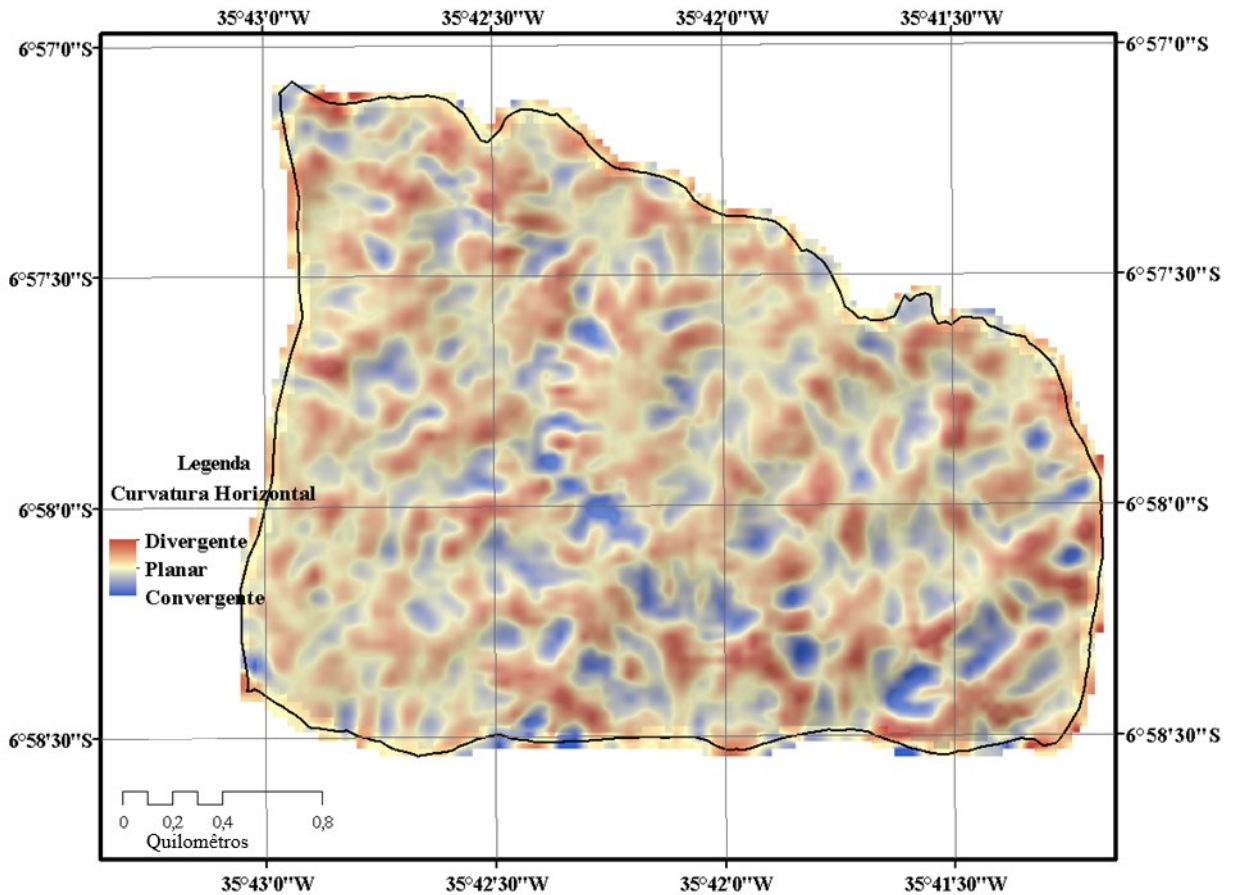


5.1.4 Mapa de Curvatura Horizontal

A Figura 24 apresenta o mapa de curvatura horizontal do Município de Areia/PB. A maior densidade de áreas divergentes se observa nas encostas dos planaltos, locais onde o fluxo diverge e a dissecação é mais acelerada. Já as áreas convergentes, onde foram observadas as áreas que podem apresentar potencial de risco (Figura 12), são visíveis nas áreas deprimidas. Nesses locais o fluxo tende a convergir e acumular sedimentos.

Bloom (1970) definiu as encostas, com relação à curvatura horizontal em coletoras de água (vertentes convergentes) e distribuidoras de água (vertentes divergentes). Dessa forma, tem-se que as vertentes de fluxos concentrados (convergente) tende ao transporte de partículas maiores, que aquelas movidas pelo escoamento laminar difuso (divergente), favorecendo o movimento de massa (Manfré, 2015).

Figura 24-Mapa de Curvatura Horizontal



5.1.5 Mapa de Curvatura (Forma do Terreno)

As formas do terreno resultam da combinação entre as curvaturas vertical e horizontal. Valeriano (2008a) estabelece nove classes distintas para as formas do terreno, produtos da associação da curvatura vertical (côncavo, retilíneo e convexo) e curvatura horizontal (convergente, planar e divergente).

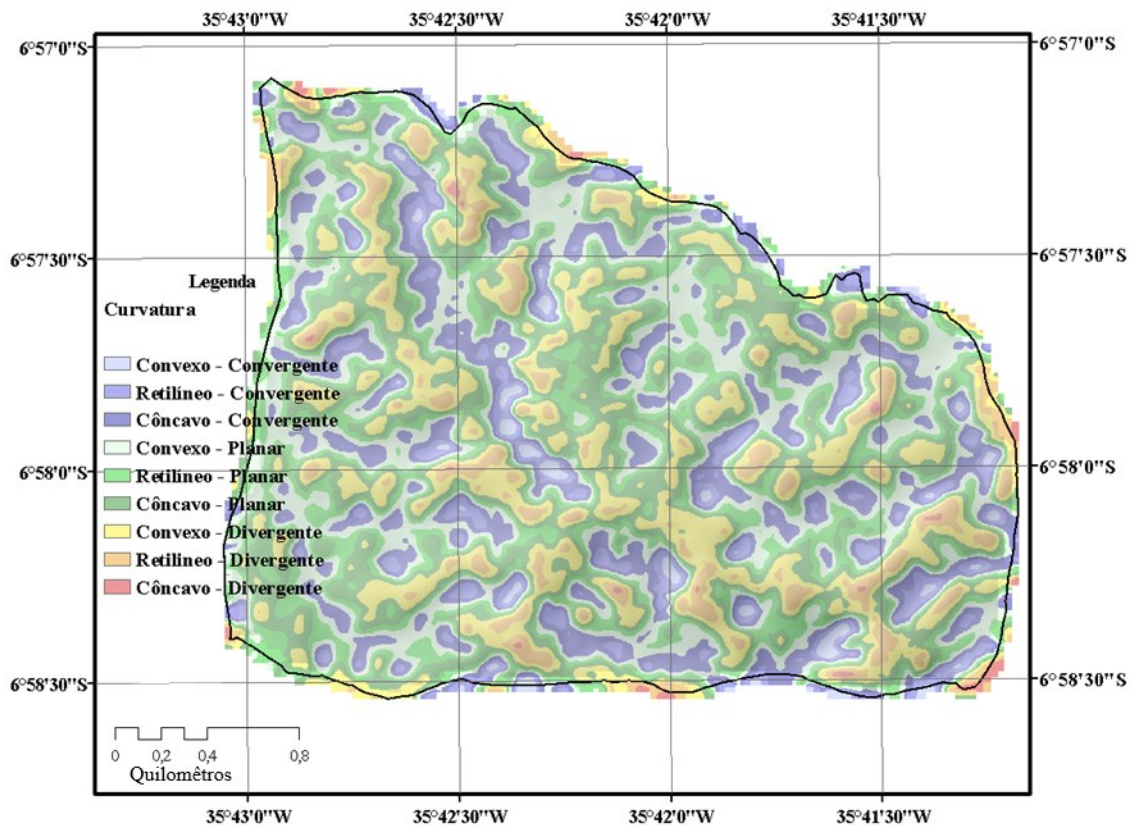
A Figura 25 apresenta o mapa da forma do terreno do Município de Areia/PB. De maneira geral, as encostas apresentam predominância de formas côncavo-divergentes no topo e na base formas retilíneo-convergente, com algumas poucas áreas apresentando topo convexo-divergentes e base côncavo-convergentes. Ao longo das inclinações das encostas observa-se o predomínio da forma convexo-planar, que ao se aproximar da base passa a tomar a forma retilínea-planar.

As formas do terreno côncavo-divergentes caracterizam-se como uma classe de maior dispersão do escoamento superficial e maior capacidade de concentração e acúmulo de partículas de solo. Formas do terreno onde o escoamento superficial apresenta maior dispersão, possuem

baixa capacidade de transporte e de remoção das partículas do solo, sendo considerados de baixa vulnerabilidade (Manfré, 2015).

Silva Neto (2013) define a forma do terreno côncava-convergente como a classe de maior concentração e acúmulo de escoamento superficial, que corresponde a classe com maior vulnerabilidade aos movimentos de massa devido as zonas de convergência de fluxo e maior quantidade de material depositado.

Figura 25-Mapa de Curvatura (Forma do Terreno)



5.2 Caracterização física dos solos

A Tabela 2 apresenta os resultados da caracterização física dos materiais. Observa-se que a massa específica dos sólidos varia entre $2,80 \text{ g/cm}^3$ e $2,57 \text{ g/cm}^3$, com os solos pertencentes ao ponto central dos taludes apresentando maiores valores. Solos residuais lateríticos geralmente possuem uma massa específica entre $2,75 \text{ g/cm}^3$ e $2,90 \text{ g/cm}^3$ podendo chegar a valores maiores. Segundo De Graff-Johnson (1972) quanto maior a massa específica, maior o grau de laterização. Estudos realizados em solos lateríticos (Kabir e Taha 2004; Ramamurthy e Sitharam 2005; Que *et al.* 2008) mostraram que a massa específica está ligada à mineralogia e/ou à composição

química do solo. Quanto maior a fração argila e a concentração de alumina, menor é a massa específica (KAMTCHUENG *et al.*, 2015).

Observa-se na Tabela 2 que todos os solos apresentaram índice de plasticidade entre 7 e 15, sendo considerados solos de mediana plasticidade. Os limites de liquidez variaram entre 51 e 39 e os limites de plasticidade variaram entre 43 e 30. De acordo com Mahalinga-Iyer e Williams (1991) os solos residuais lateríticos, em geral, apresentam os limites de Atterberg acima da linha A da carta de plasticidade de Casagrande. No entanto, quando os solos lateríticos contêm minerais secundários, como haloisita ou alofano, seus limites de Atterberg ficam abaixo da linha A (TOWNSEND *et al.*, 1971; GIDIGASU, 1976).

Tabela 2-Resultados da caracterização física dos solos

Análise		MMT	MMC	MMB	JLT	JLC	JLB
Granulometria	% Argila	16%	26%	36%	39%	67%	53%
	% Silte	19%	36%	27%	16%	9%	17%
	% Areia fina	23%	11%	7%	10%	5%	6%
	% Areia média	18%	11%	13%	18%	10%	13%
	% Areia grossa	14%	13%	17%	15%	9%	11%
	% Pedregulho	10%	3%	1%	2%	1%	1%
Índice de consistência	% LL	39	43	47	43	50	51
	% LP	30	31	32	30	39	43
	% IP	9	12	15	13	11	8
Massa específica dos grãos (g/cm ³)		2,69	2,80	2,69	2,60	2,71	2,57
Classificação granulométrica		Areia silto-argilosa	Areia silto-argilosa	Areia argilo-siltosa	Argila arenosa	Argila arenosa	Argila arenosa
Classificação Sistema Unificado		SM	ML	ML	ML	ML	ML

Analisando o solo através da classificação granulométrica observa-se que os solos pertencentes ao talude João Lourenço foram classificados como Argilas arenosas. Os solos pertencentes ao talude Maria Madalena foram classificados como Areias silto-argilosas, com exceção do solo pertencente a base do talude que apresentou leve predominância da fração argila sobre a fração silte, sendo classificado como uma areia argilo-siltosa.

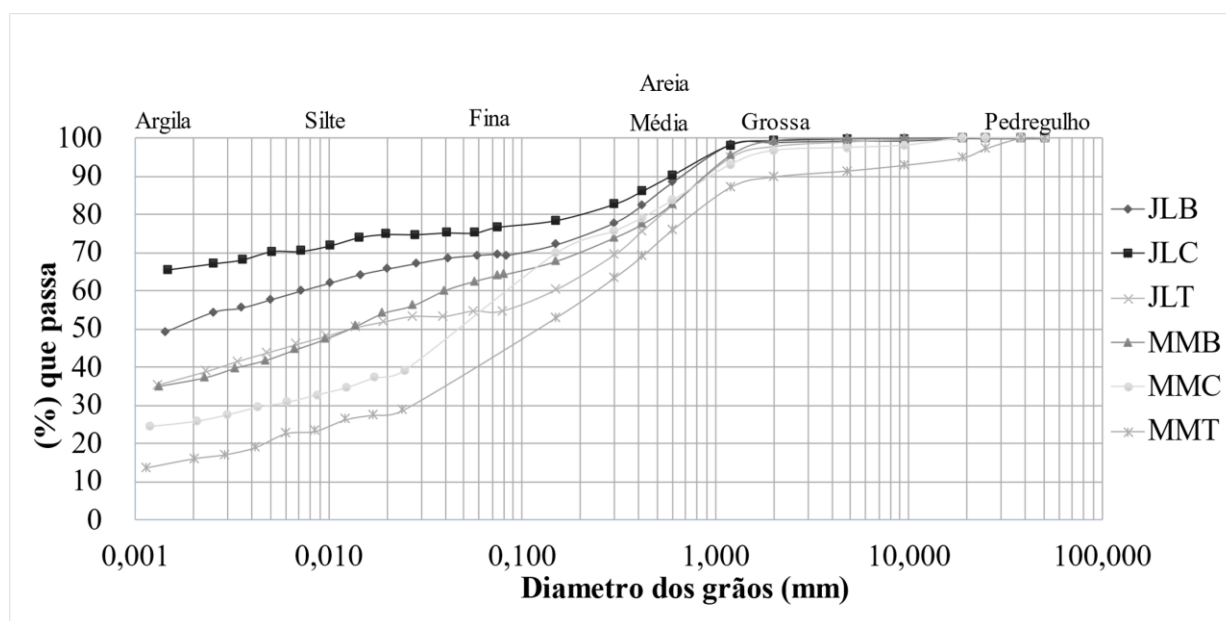
Os solos de ambos os taludes foram classificados como silte de baixa compressibilidade (ML) de acordo com o Sistema de Classificação Unificado, com exceção do solo Maria Madalena Topo (MMT) que foi classificado como uma areia siltosa (SM).

Observa-se que os solos apresentaram diferentes classificações quando analisados através de sua composição granulométrica e por meio do Sistema de Classificação Unificado. Os solos do talude João Lourenço, assim como o solo de base do Maria Madalena apresentaram valores de argila superiores aos valores de silte, isto gera um inconveniente quanto à aplicação da classificação pelo Sistema de Classificação Unificado, indicando que os solos se comportam como silte apesar da porcentagem de argila ser predominante nos solos. De acordo com Santos (2006) a presença de macrocristais como a caulinita e/ou a haloisita, modifica os valores do Limite de Liquidez do solo, interferindo na classificação. Além disso, o gráfico de plasticidade não permite a distinção dos solos que apresentam comportamento laterítico dos não lateríticos. Portanto os mesmos valores de LL e IP podem agrupar solos que apresentam comportamentos completamente distintos.

Pode observar também que o comportamento do solo apontado pelo Sistema de Classificação Unificado indica que os solos apresentam fração de argila não ativa, indicativo de alto grau de intemperização.

Considerando os resultados dos ensaios realizados com o uso do defloculante (Figura 26), os solos apresentam uma granulometria predominantemente fina com mais de 50% passando na peneira 200 (0,075mm), com exceção do solo Maria Madalena Topo (MMT) que apresenta granulometria predominantemente grossa com menos de 40% passando na peneira 200 (0,075mm). Para o talude João Lourenço a fração predominante nos solos é a argila que tem seu percentual variando entre 39 e 67% entre os solos de topo, centro e base, enquanto o talude Maria Madalena possui fração predominante variando com a profundidade do solo, o topo do Maria Madalena apresentou maior fração de areia fina com 23%, o centro apresentou maior fração de silte com 36% e a base apresentou maior fração de argila com 36%.

Figura 26-Curvas Granulométricas dos solos



5.3 Caracterização química e mineralógica

5.3.1 Fluorescência de Raios X

A Tabela 3 apresenta os resultados da análise química por fluorescência de Raio X dos solos. Pode-se observar a presença de alumina (Al_2O_3) e sílica (SiO_2) em grandes quantidades nos solos. Os componentes inorgânicos dos solos incluem minerais primários (que não foram alterados quimicamente desde sua deposição) e secundários (resultante do intemperismo de um mineral primário). De acordo com Sparks (2003) e González-Grijalva *et al* (2019), os minerais secundários mais comuns nos solos são os minerais aluminossilicatos encontrados em maior porcentagem nos solos.

Em concentrações bem menores, foram encontrados óxido férrico (Fe_2O_3) e dióxido de titânio (TiO_2) em todas as amostras. De acordo com Sparks (2003) óxidos de alumínio, ferro e de manganês desempenham papéis extremamente importantes na química dos solos. Apesar dos dois últimos não serem encontrados em grandes quantidades nos solos em estudo, eles têm efeitos significativos em muitos processos químicos do solo, como sorção (retenção de íons e moléculas pela fase sólida) e redox (tendência do solo em adquirir elétrons), devido às suas áreas de superfície específicas altas e reatividade.

A presença de óxido de cálcio (CaO) foi observada em pequenas quantidades, porém de forma que ainda possa influenciar no comportamento dispersivo dos solos, principalmente no solo MMT que apresentou a maior concentração de CaO entre os solos. De acordo com Kenny

& Oates (2007) o óxido de cálcio reage com a sílica e alumina presentes no solo, produzindo silicatos de cálcio e aluminatos, que possuem propriedades de cimentação.

Tabela 3-Análise química por fluorescência de Raio X dos solos

COMPOSTO QUÍMICO	PORCENTAGEM					
	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
SiO ₂	44,496%	44,880%	46,595%	46,186%	44,814%	45,615%
Al ₂ O ₃	42,314%	42,453%	41,286%	42,773%	42,873%	40,670%
Fe ₂ O ₃	10,642%	10,887%	9,057%	9,030%	9,318%	9,119%
TiO ₂	1,159%	1,310%	1,531%	1,475%	1,732%	2,227%
MgO	0,723%	0,000%	0,766%	0,000%	0,678%	0,421%
K ₂ O	0,297%	0,224%	0,323%	0,160%	0,184%	0,472%
ZrO ₂	0,103%	0,124%	0,121%	0,093%	0,100%	0,134%
CaO	0,084%	0,000%	0,121%	0,146%	0,209%	1,055%
SO ₃	0,080%	0,072%	0,095%	0,053%	0,000%	0,056%
V ₂ O ₅	0,030%	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
MnO	0,028%	0,013%	0,022%	0,030%	0,032%	0,031%
Cr ₂ O ₃	0,020%	0,025%	0,000%	0,028%	0,031%	0,031%
Ga ₂ O ₃	0,012%	0,000%	0,010%	0,012%	0,012%	0,010%
SrO	0,007%	0,006%	0,006%	0,010%	0,010%	0,012%
NbO	0,005%	0,006%	0,007%	0,005%	0,007%	0,007%
Br	0,000%	0,000%	0,004%	0,000%	0,000%	0,000%
ZnO	0,000%	0,000%	0,012%	0,000%	0,000%	0,011%
P ₂ O ₅	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%	0,129%

Através das porcentagens de Sílica e Alumina obtidas no ensaio de Fluorescência de Raios X, é possível determinar o índice Ki (Tabela 4), que indica a relação molar SiO₂/Al₂O₃ da fração argila do solo. Este índice pode ser usado para estimar o grau de intemperismo do solo. Solos muito intemperizados apresentam $K_i \leq 2$ e os pouco intemperizados $K_i > 2$ (KEHRIG, 1949).

A Tabela 4 mostra os valores de Ki para os solos estudados. Observa-se na Tabela 5 que todos os solos apresentaram valores de Ki inferiores a 2, o que indica que os solos são muito intemperizados. Os solos do topo dos taludes apresentam valores levemente maiores quando comparados aos solos do centro e da base.

Tabela 4-Grau de intemperismo Ki dos solos

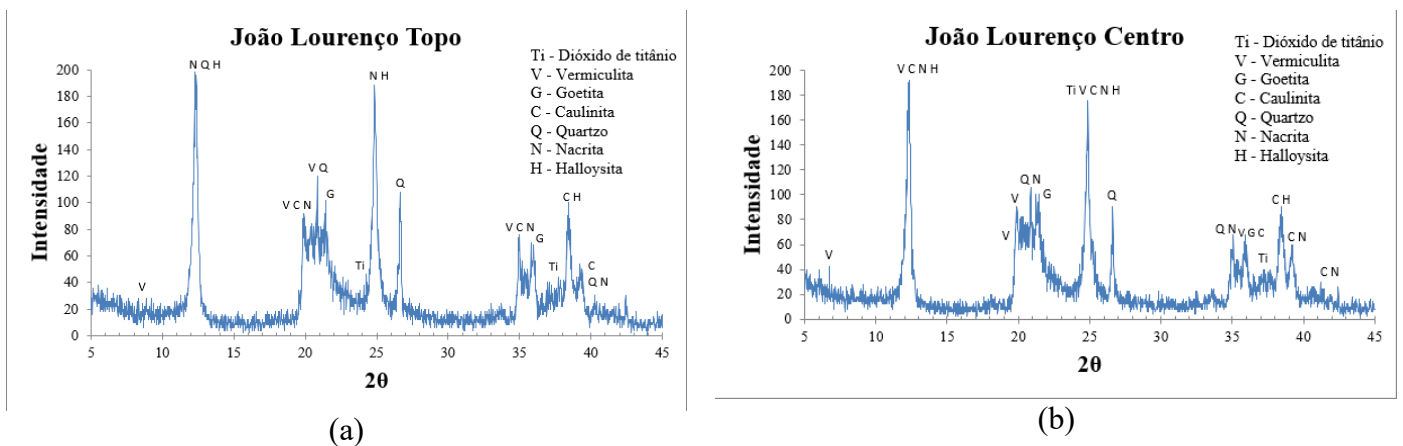
SOLO	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Ki	1,79	1,80	1,92	1,84	1,78	1,91

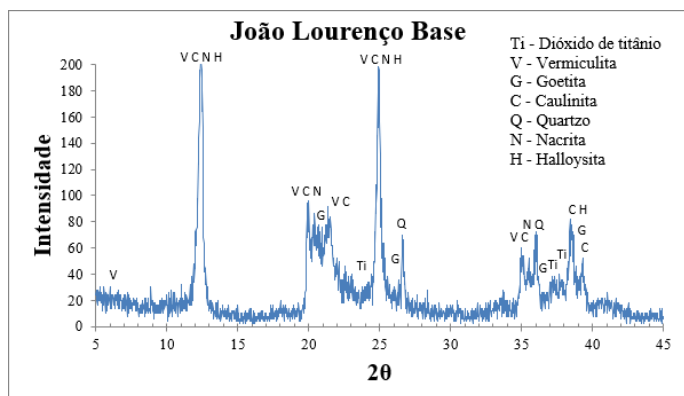
Rocha *et al* (2002) observou que solos mais maduros apresentam resistência ao cisalhamento mais alta quando comparados aos solos mais jovens. Solos em estado maduro de desenvolvimento, que apresentam maiores valores de K_i e elevados teores de finos, como os solos em estudo, podem apresentar maior grau de estruturação, com conseqüente aumento do contato entre as partículas e maiores forças de atrito atuantes sobre o solo.

5.3.2 Difração de Raios X

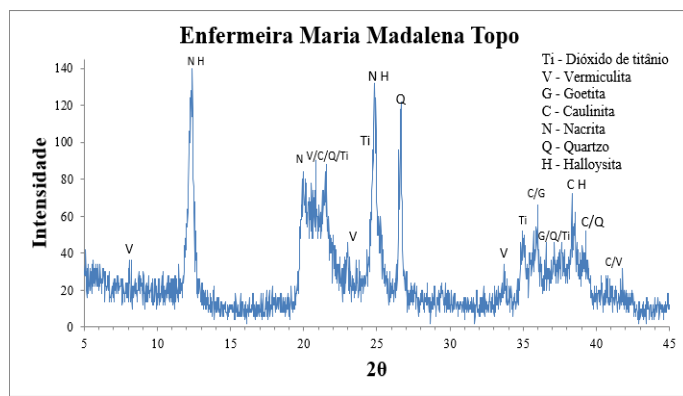
A Figura 27 apresenta os resultados da Difração de Raios X. Nos difratogramas dos solos observados na Figura 27, foram identificados como fases cristalinas: dióxido de titânio, vermiculita, goetita, caulinita, quartzo, nacrita e haloisita para todos os solos estudados. A presença dos mesmos minerais em todos os solos indica que os solos surgiram da mesma rocha matriz, porém as diferentes intensidades dos minerais em cada solo sugerem diferenças nos mecanismos de formação. A sílica encontrada na análise química por fluorescência de raios x (Tabela 3) encontra-se no difratograma sob a forma de quartzo. Nos principais picos dos difratogramas foram identificados caulinita, nacrita, haloisita e vermiculita. Esses minerais são constituintes da fração argila, os quais estão relacionados a alumina e a sílica encontrada na fluorescência de raios x. Outro mineral observado nos difratogramas foi a goethita, mineral pertencente ao grupo de óxido de ferro. A presença da goethita comprova os resultados obtidos pela análise química que identificou a presença de Fe_2O_3 .

Figura 27-Difratogramas dos solos (a) JLT (b) JLC (c) JLB (d) MMT (e) MMC (f) MMB

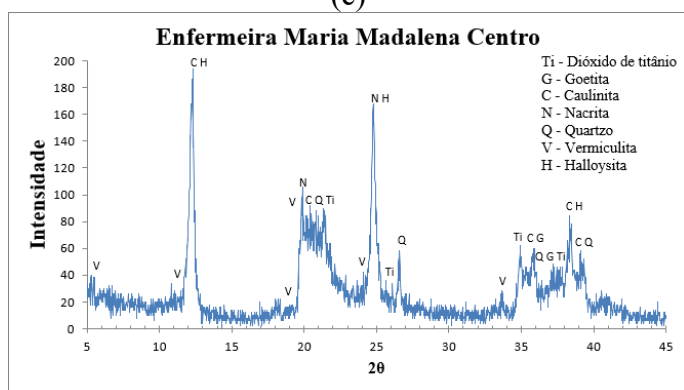




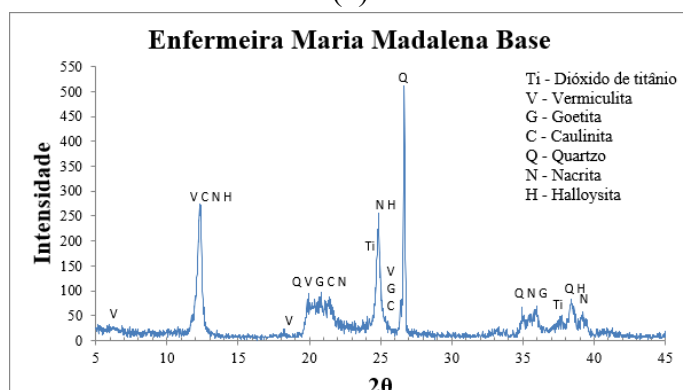
(c)



(d)



(e)

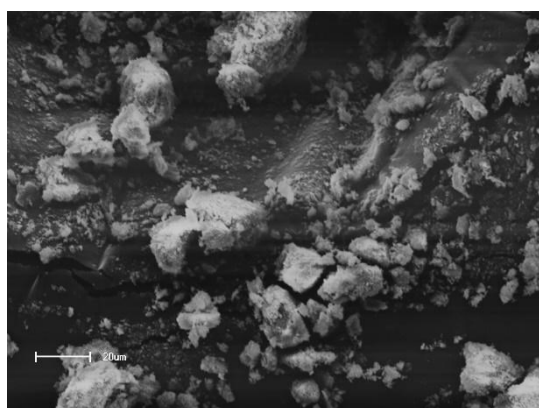


(f)

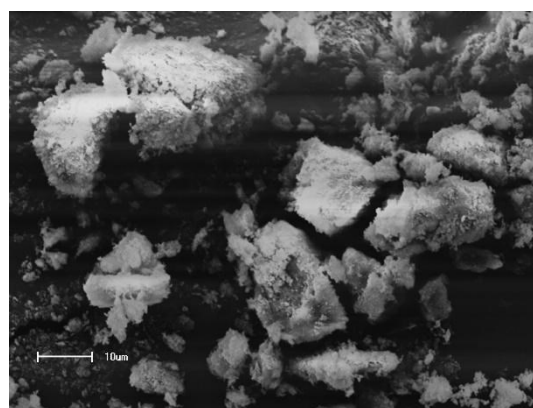
5.3.3 Microscopia Eletrônica de Varredura

Figura 28, Figura 29, Figura 30, Figura 31, Figura 32 e Figura 33 apresentam as micrografias dos solos JLB, JLC, JLT, MMB, MMC e MMT, respectivamente, aumentadas em (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x e (d) 5000x.

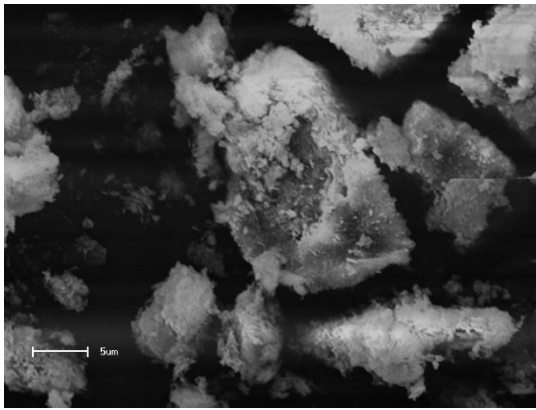
Figura 28-Micrografia do solo JLB aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



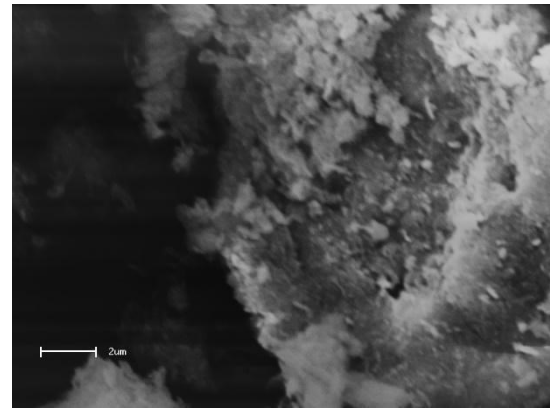
(a)



(b)



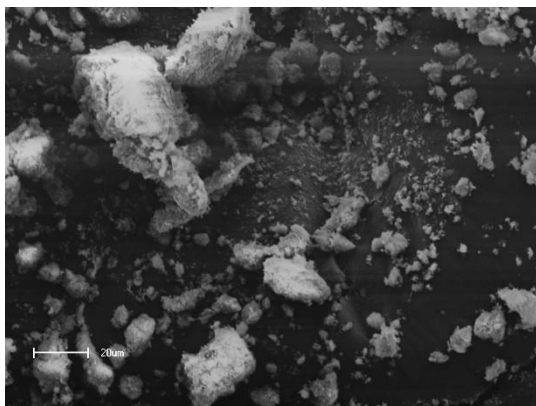
(c)



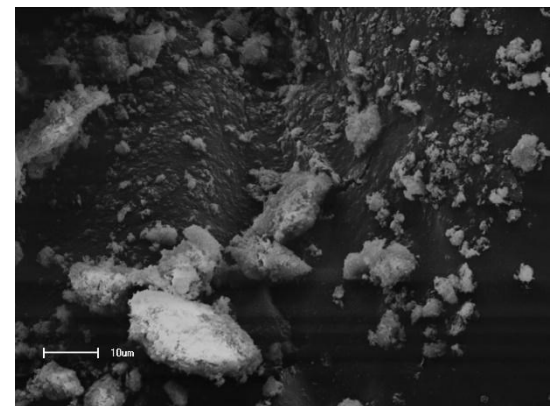
(d)

As micrografias da Figura 28 mostram que o solo JLB apresenta esqueleto com frequência comum com 30% de grãos. As partículas que formam o esqueleto do solo apresentam esfericidade subangulosa e as dimensões das partículas variam entre 2 e 200 µm. Isso indica que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria, porém com dominância das partículas entre 2 e 50 µm. Essa é uma característica típica de solos onde os produtos do intemperismo, principalmente fases argilosas, dominam e encerram os minerais originais remanescentes (BORRELLI *et al*, 2014). Essa característica foi comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra as frações dominantes como sendo silte-argila e pelo índice Ki (Tabela 4) que apresentou valores indicativos de solos muito intemperizados.

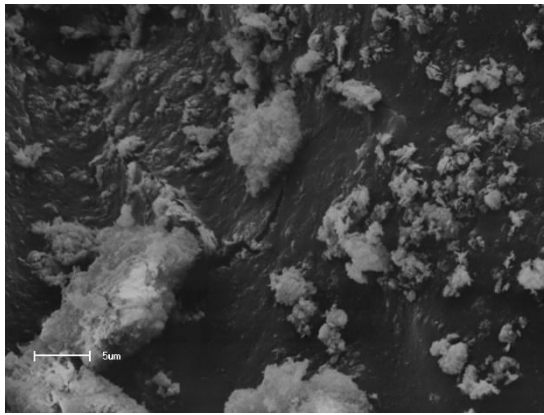
Figura 29-Micrografia do solo JLC aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



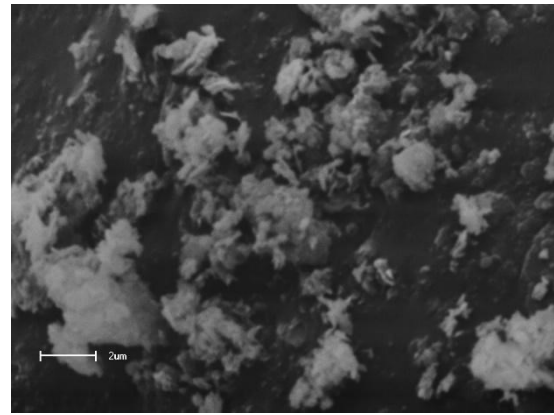
(a)



(b)



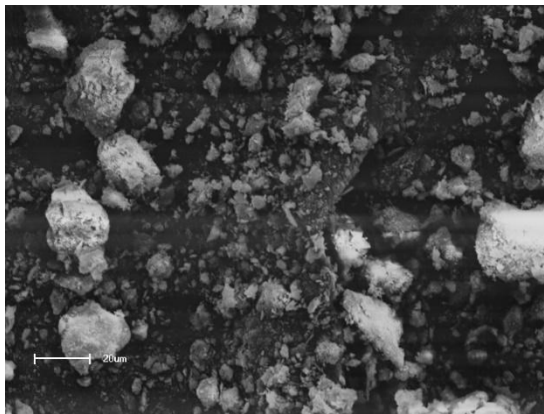
(c)



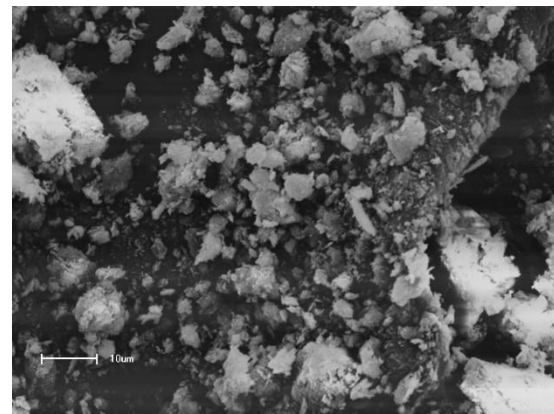
(d)

Semelhante ao solo JLB (Figura 28), o solo JLC (Figura 29) apresenta esqueleto com frequência comum com cerca de 30% de grãos e dimensões das partículas variando entre 2 e 200 µm, indicando que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria. O solo JLC apresenta dominância das partículas entre 2 e 50 µm, característica comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra as frações dominantes como sendo silte-argila. Assim como o solo JLB (Figura 28) as partículas que formam o esqueleto do solo JLC apresentam esfericidade subangulosa.

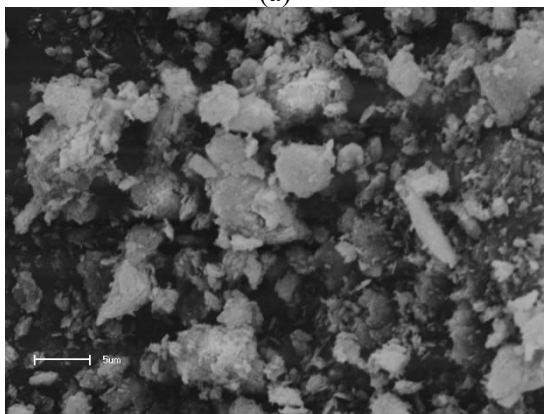
Figura 30-Micrografia do solo JLT aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



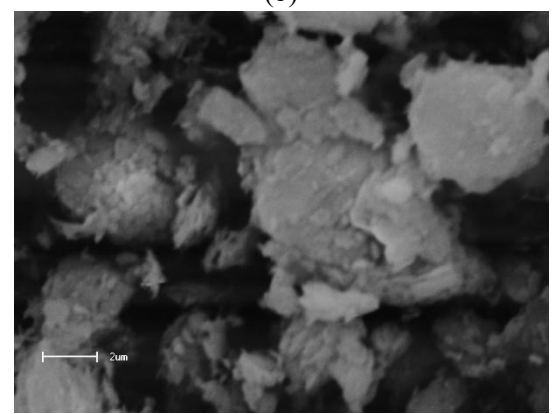
(a)



(b)



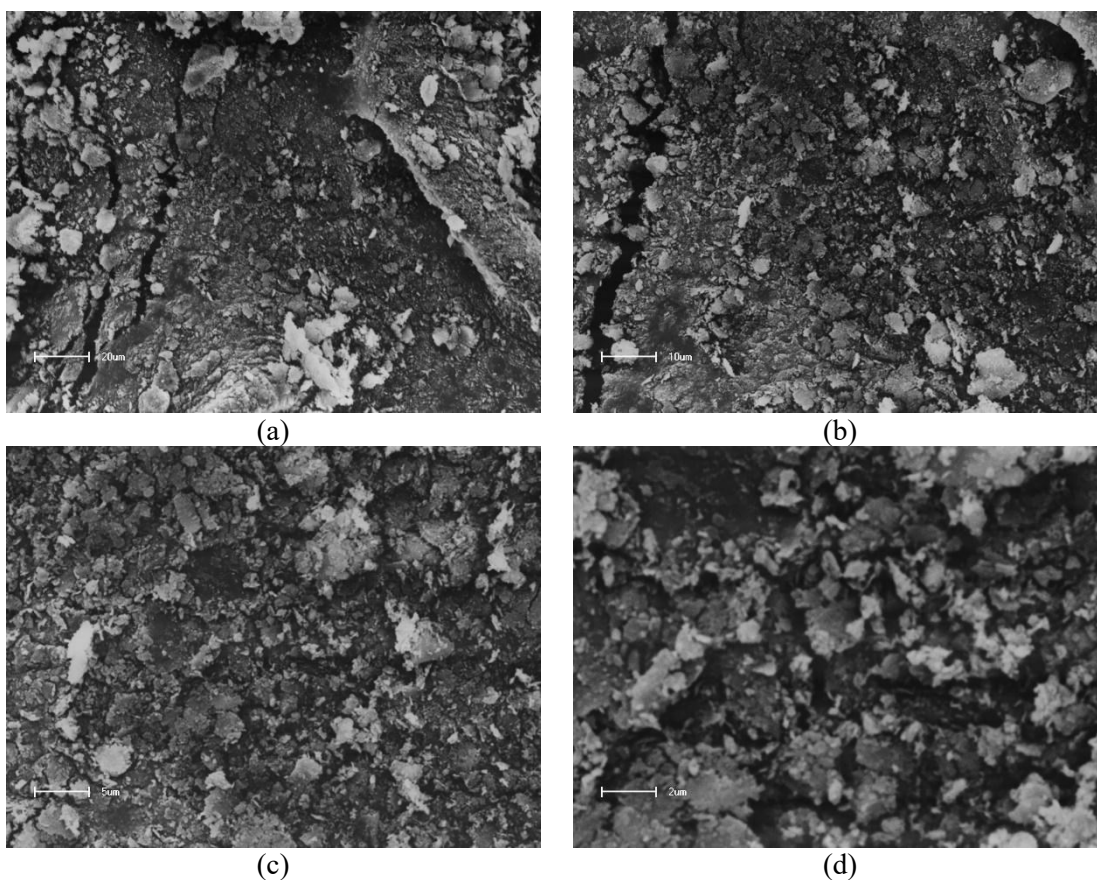
(c)



(d)

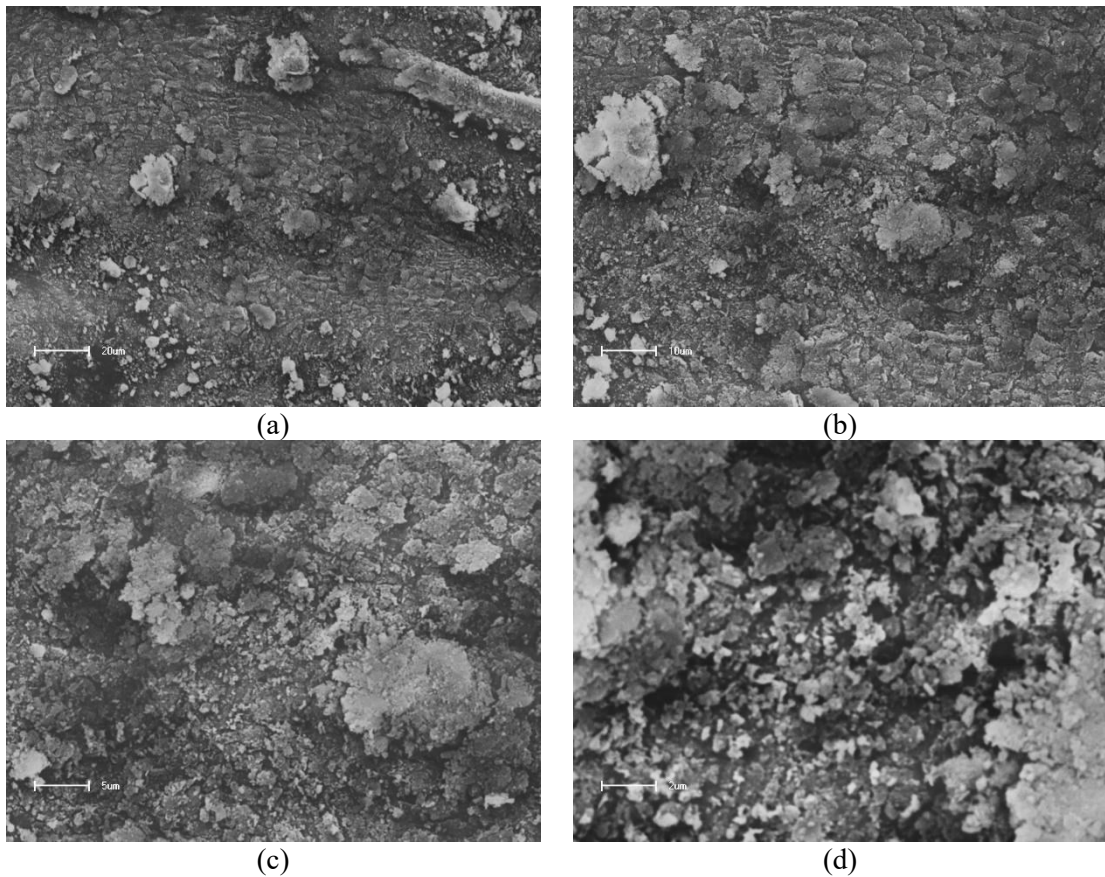
O solo JLT (Figura 30) apresenta esqueleto com frequência dominante com cerca de 50% de grãos, assim como os solos JLB (Figura 28) e JLC (Figura 29) o solo JLT apresenta dimensões das partículas variando entre 2 e 200 μm , indicando que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria. O solo JLT apresenta dominância das partículas entre 2 e 100 μm , característica comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra as frações dominantes como sendo areia e silte-argila. Semelhante aos solos JLB (Figura 28) e JLC (Figura 29) as partículas que formam o esqueleto do solo JLT apresentam esfericidade subangulosa.

Figura 31-Micrografia do solo MMB aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



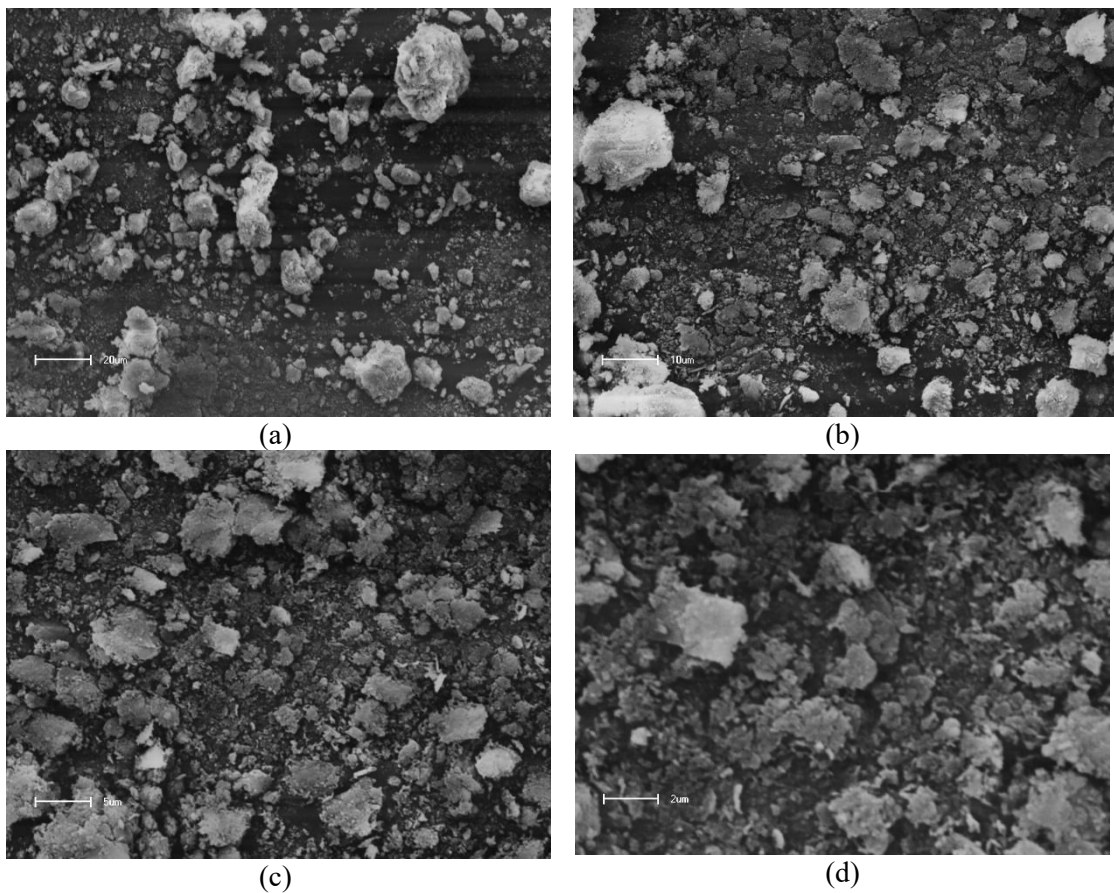
O solo MMB (Figura 31) apresenta esqueleto com frequência comum com 30% de grãos. As partículas que formam o esqueleto do solo apresentam esfericidade angulosa e as dimensões das partículas variam entre 2 e 100 μm , indicando que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria, porém com dominância das partículas entre 2 e 50 μm , indicando a prevalência das fases finas do solo, semelhante aos solos JLB (Figura 28), JLC (Figura 29) e JLT (Figura 30); essa característica foi comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra as frações dominantes como sendo silte-argila.

Figura 32-Micrografia do solo MMC aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



O solo MMC (Figura 32) apresenta esqueleto com frequência comum com 20% de grãos. As dimensões das partículas variam entre 2 e 100 µm, indicando que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria, porém com dominância das partículas entre 2 e 50 µm, indicando a prevalência das fases finas do solo, semelhante ao solo MMB (Figura 31), essa característica foi comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra as frações dominantes como sendo silte-argila. As partículas que formam o esqueleto do solo apresentam esfericidade angulosa, semelhante ao solo MMB.

Figura 33-Micrografia do solo MMT aumentada (a) 500x (b) 1000x (c) 2000x (d) 5000x



O solo MMT (Figura 33) apresenta esqueleto com frequência comum com 30% de grãos. As dimensões das partículas variam entre 2 e 100 µm, indicando que a amostra apresenta heterogeneidade com relação a sua granulometria, porém com dominância das partículas entre 20 e 100 µm, indicando a prevalência da fração areia no solo, essa característica foi comprovada pela análise granulométrica (Tabela 2) que mostra a fração dominante como sendo areia. E semelhante aos solos MMB e MMC, as partículas que formam o esqueleto do solo apresentam esfericidade angulosa.

Através do ensaio de microscopia eletrônica de varredura foi possível observar na sequência dos solos retirados do topo, centro e base dos taludes que os solos apresentaram características de solos completamente intemperizados (solos residuais), com as frações de areia e silte-argila predominantes, com estruturas heterogêneas em termos de distribuição de partículas (BORRELLI *et al.*, 2014). Os resultados são compatíveis com aqueles obtidos pela caracterização granulométrica (Tabela 2) e pelo índice Ki (Tabela 4) que apresentou valores indicativos de solos muito intemperizados.

5.4 Crumb test

Os resultados do crumb test são apresentados na Tabela 5. Os dados da Tabela 5 mostram que os solos do centro e da base de ambos os taludes foram classificados como solos dispersivos de grau 3 de acordo com a NBR 13601/96.

A Figura 34 (a, b) e a Figura 35 (a, b) mostram a variação da dispersão para cada solo antes do ensaio e após 1 hora de ensaio. Os solos apresentam reação moderada com a água, evidenciando a presença de interação dos minerais presentes nos solos com a água. O assentamento das partículas começou entre 15 e 30 segundos para os solos JLC e JLB, com o assentamento máximo atingido após 1 hora de ensaio. Os solos MMC e MMB tiveram o início do assentamento entre 20 segundos e 2 minutos com o assentamento máximo atingido após 1 hora.

Foi observado que os períodos mais prováveis de ocorrências de reações significativas para estes solos estariam nos 10 minutos iniciais do ensaio. Os solos JLT e MMT apresentaram grau 1 de dispersibilidade, indicando que os solos referentes ao topo de ambos os taludes não apresentaram reação com a água, mesmo após 1 hora de ensaio.

Tabela 5-Resultados do Crumb test

Tempo	Grau de dispersibilidade					
	MMT	MMC	MMB	JLT	JLC	JLB
2 minutos	1	3	3	1	3	3
10 minutos	1	3	3	1	3	3
1 hora	1	3	3	1	3	3

Figura 34-Variação da dispersão para os solos do talude João Lourenço antes do ensaio e após 1 hora de ensaio



(a) Amostras antes do ensaio



(b) Amostras após 1 hora de ensaio

Figura 35-Variação da dispersão para os solos do talude Maria Madalena antes do ensaio e após 1 hora de ensaio



(a) Amostras antes do ensaio

(b) Amostras após 1 hora de ensaio

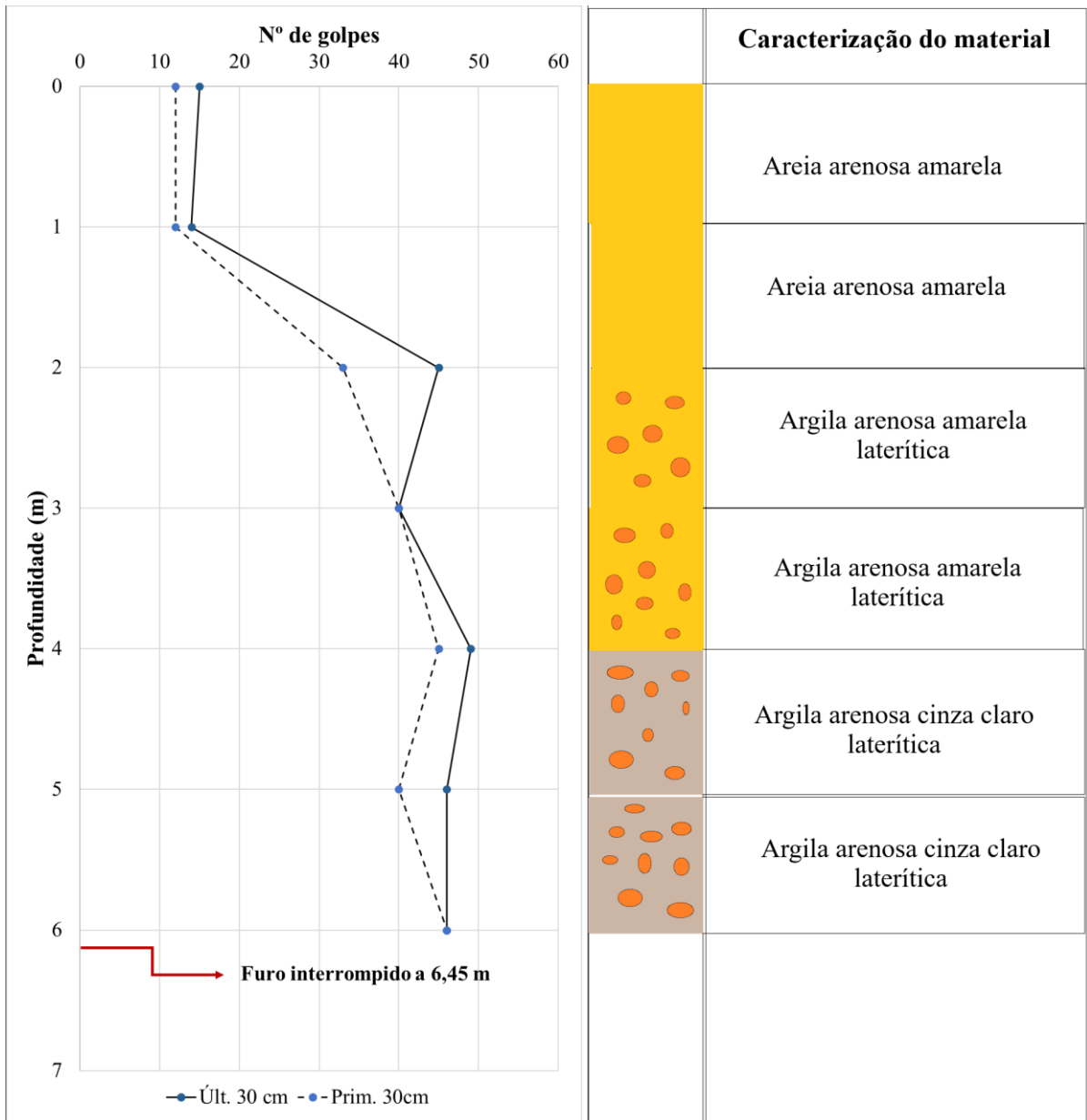
De acordo com Da Cruz (2008) a magnitude dos efeitos de dispersão nos solos depende essencialmente da composição mineralógica e química da argila presente no solo. A influência da natureza do argilomineral é diretamente proporcional à sua capacidade de troca catiônica (CTC). Argilo-minerais com maior CTC tendem a apresentar maior potencial de dispersibilidade. De acordo com Ronquim (2010) a vermiculita apresenta alta capacidade de troca catiônica, variando entre 1000 – 1500 mmolc dm^{-3} . A presença da vermiculita foi confirmada nos solos em estudo através do ensaio de difração de raios x (Figura 27), podendo ser um dos principais fatores responsáveis pelo alto grau de dispersibilidade dos solos.

De acordo com Lollo (2008) a dispersibilidade apresenta-se como indicador de colapsibilidade nos solos. Solos que apresentam alto grau de dispersibilidade são mais propensos a sofrerem colapso quando inundados, devido ao enfraquecimento de suas ligações que são influenciadas pela troca catiônica entre os minerais presentes no solo e na água.

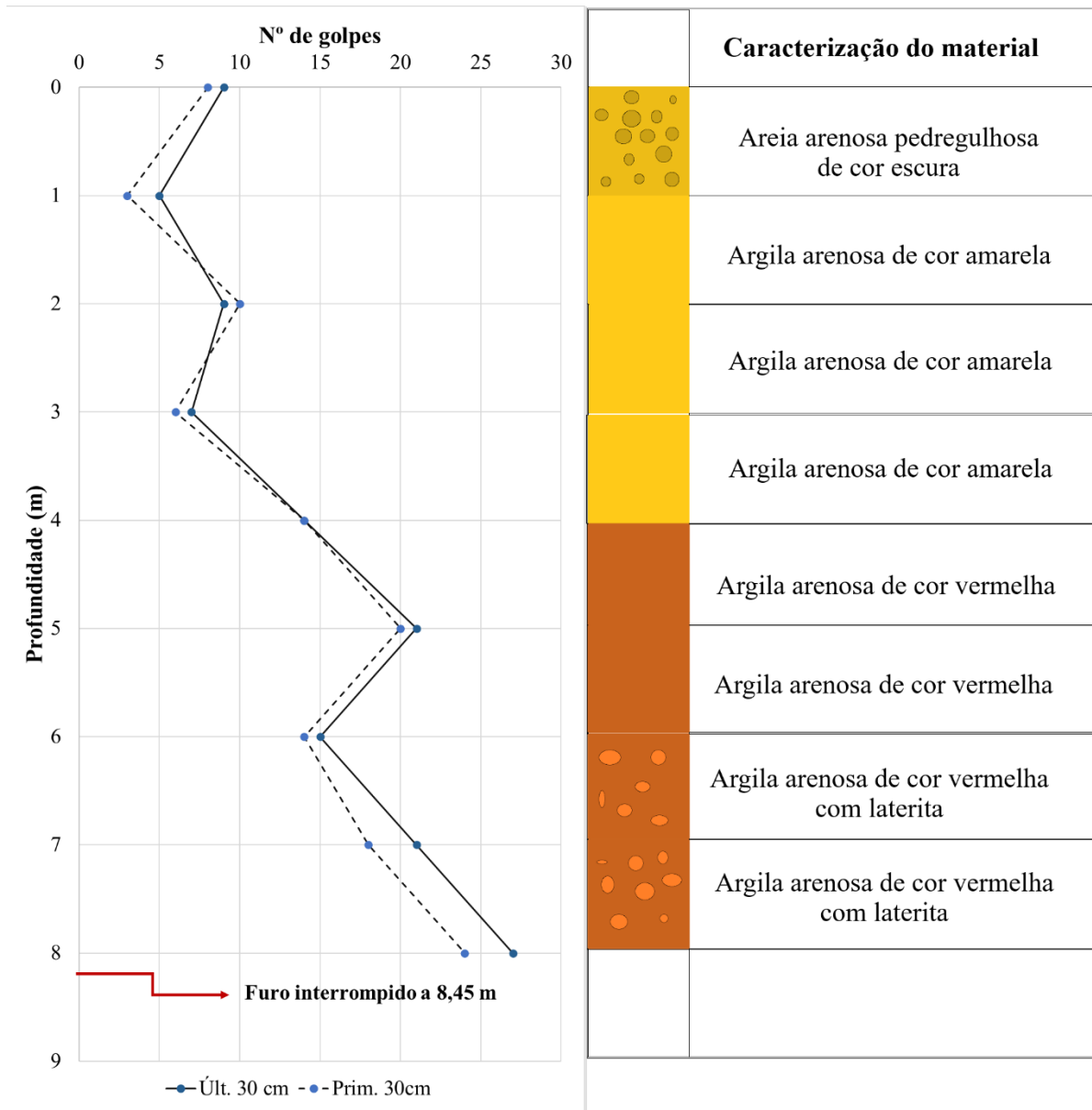
5.5 SPT (Standard penetration test)

As sondagens dos taludes localizados nas Ruas João Lourenço e Enfermeira Maria Madalena foram realizadas no dia 06 de novembro de 2018, nas zonas 1 e 2. Os perfis de sondagem dos taludes JL e MM encontram-se em anexo (Figura 65 e Figura 66), a Figura 36 apresenta os gráficos do ensaio SPT dos taludes JL (a) e MM (b).

Figura 36-Gráficos SPT dos taludes JL e MM



(a)



(b)

Os resultados da análise táctil-visual do solo em campo referentes ao talude localizado na Rua João Lourenço (Figura 36 (a)) nos primeiros 2 metros de profundidade indicam uma argila arenosa de coloração amarelada. Entre 2 e 5 metros a análise táctil-visual identificou o solo como sendo uma argila arenosa de cor amarela com laterita. A partir dos 5 metros de profundidade o solo foi classificado como uma argila arenosa de cor cinza clara com laterita. No perfil de sondagem (Figura 36 (a)) foi observado no primeiro metro de profundidade que o solo apresenta consistência Rija com $11 < N_{SPT} < 19$, a partir do segundo metro de profundidade o $N_{SPT} > 19$ o solo apresentou consistência dura. No terceiro metro de profundidade foi atingida a primeira condição impenetrável com o número de golpes ultrapassando 30 nos 15 cm iniciais. A partir desse ponto

iniciou-se o processo de perfuração por circulação de água. A sondagem foi encerrada aos 6 metros de profundidade quando, após a realização da circulação de água, foram obtidos avanços menores que 50 mm a cada 10 min. Durante o ensaio não foi identificado presença de lençol freático indicando que o solo se encontra em estado não saturado.

Para o talude localizado na Rua Enfermeira Maria Madalena (Figura 36 (b)) o primeiro metro de profundidade indicou presença de argila arenosa pedregulhosa de cor escura com base na análise tátil-visual do solo em campo. Entre 1 e 4 metros a análise tátil-visual identificou o solo como sendo uma argila arenosa de cor amarela. Entre 4 e 6 metros de profundidade o solo foi classificado como uma argila arenosa de cor vermelha. A partir dos 6 metros de profundidade o solo foi classificado como uma argila arenosa de cor vermelha com laterita. No perfil de sondagem (Figura 36 (b)) foi observado que do primeiro ao quarto metro de profundidade o solo apresenta consistência variando de mole a média com $5 < N_{SPT} < 10$, entre o quarto e quinto metro de profundidade o N_{SPT} varia entre 11 e 19 com o solo apresentando consistência rija. A partir do quinto metro de profundidade o N_{SPT} é maior que 19 com o solo apresentando consistência dura. A condição de impenetrável a percussão ocorre em 8 metros de profundidade quando não ocorreu o avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo na perfuração dos 45 cm. Durante o ensaio não foi identificado presença de lençol freático indicando que o solo se encontra em estado não saturado.

Nos dois casos é possível observar que de um modo geral a resistência cresce com a profundidade, as camadas de ambos os taludes são formadas por argila arenosa variando apenas sua coloração.

5.6 Cisalhamento direto

A Tabela 6 que apresenta a relação dos índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto.

Tabela 6-Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto

Solo	Tensão	γ_s (g/cm ³)	w (%)	e_i	γ (kN/m ³)
JLB	200	2,574	13,11	1,02	12,7
	100	2,574	11,38	0,87	13,7
	50	2,574	14,94	1,05	12,6
JLC	200	2,715	10,05	1,15	12,6

	100	2,715	10,05	1,20	12,3
	50	2,715	10,18	1,10	12,9
JLT	200	2,607	2,47	1,24	11,6
	100	2,607	2,98	1,17	12,0
	50	2,607	2,50	1,23	11,7
MMB	200	2,695	7,73	1,34	11,5
	100	2,695	5,44	1,11	12,7
	50	2,695	6,24	1,07	13,0
MMC	200	2,801	9,68	1,31	12,1
	100	2,801	9,22	1,73	10,3
	50	2,801	10,16	1,47	11,3
MMT	200	2,695	8,00	1,21	12,2
	100	2,695	8,00	1,10	12,9
	50	2,695	8,86	1,09	12,9

A Figura 37 apresenta as curvas de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal dos solos JLB, JLC e JLT no teor de umidade natural (b), (f) e (j); e inundados (a), (e) e (i), juntamente com as respectivas curvas de deslocamento vertical versus o deslocamento horizontal no teor de umidade natural (d), (h) e (l); e inundados (c), (g) e (k). Nas curvas de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal, observa-se que os gráficos pertencentes aos solos inundados apresentaram comportamento dúctil para as tensões de 50 kPa e 100 kPa, e resistência crescente para tensão de 200 kPa, com exceção do solo JLC que apresentou comportamento rúptil para tensão de 200 kPa. Os solos JLB e JLC na umidade natural apresentaram comportamento rúptil nas tensões de 50 kPa e 100 kPa, comportamento característico de solos argilo-arenosos ressecados (WINGE et. al., 2001) e resistência crescente na tensão de 200 kPa. O solo JLT na umidade natural apresentou comportamento rúptil na tensão de 50 kPa e resistência crescente nas tensões de 100 kPa e 200 kPa.

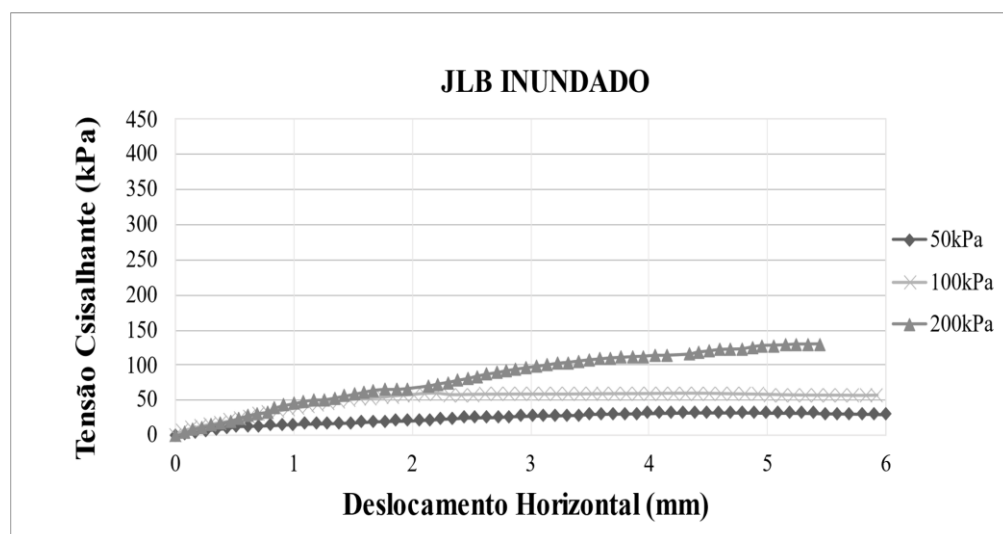
As variações observadas nas curvas dos gráficos dos solos em seu teor de umidade natural e inundado podem ser indicativas da heterogeneidade nas amostras resultante do intemperismo (SALIH, 2012), característica dos solos identificada na microscopia eletrônica de varredura.

Nas curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos observa-se que os solos inundados apresentaram comportamento de compressão para todas as tensões

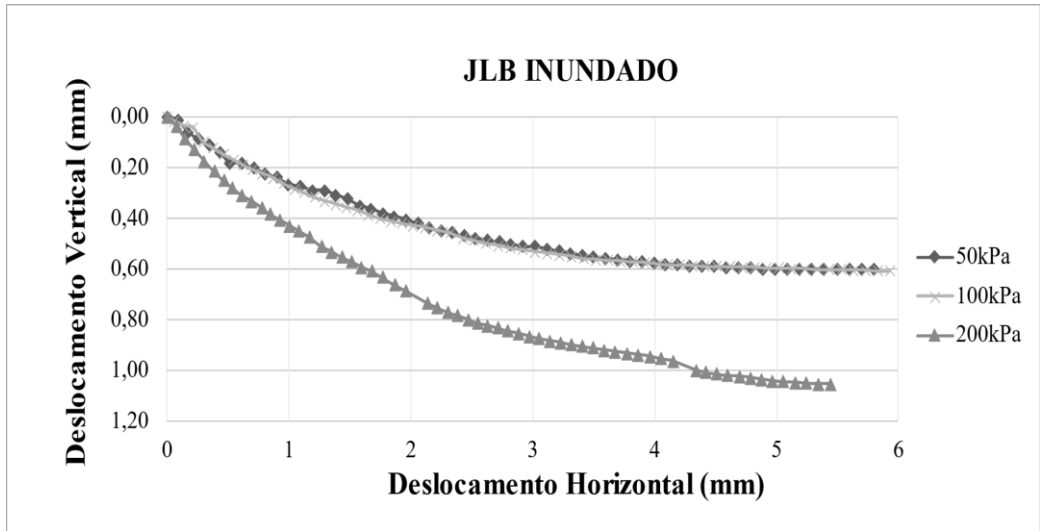
aplicadas, enquanto os solos em seu teor de umidade natural apresentaram inicialmente compressão com posterior dilatância. A diferença nos comportamentos das deformações inundadas e naturais evidencia a influência da estruturação e cimentação das ligações no comportamento dos solos. Jotisankasa & Mairaing (2010) observaram que amostras com sucções mais altas exibiram um comportamento de amolecimento devido à quebra da ligação fornecida pelos meniscos da água. Nos estágios iniciais do cisalhamento, o volume das amostras diminuiu ligeiramente, no entanto quando as amostras começaram a se dilatar e se aproximaram do pico de resistência, a sucção tendeu a aumentar levemente. Comportamento semelhante foi observado nos solos JLB, JLC e JLT, podendo ser indício de alta sucção dos solos.

Os resultados dos solos em umidade natural mostram que as deformações volumétricas foram maiores nas tensões mais baixas. Futai (2004) explica esse comportamento através do dano causado a estrutura do solo durante o adensamento, durante o adensamento o solo comprime menos e durante o cisalhamento o dano à sua estrutura causa deformações volumétricas maiores.

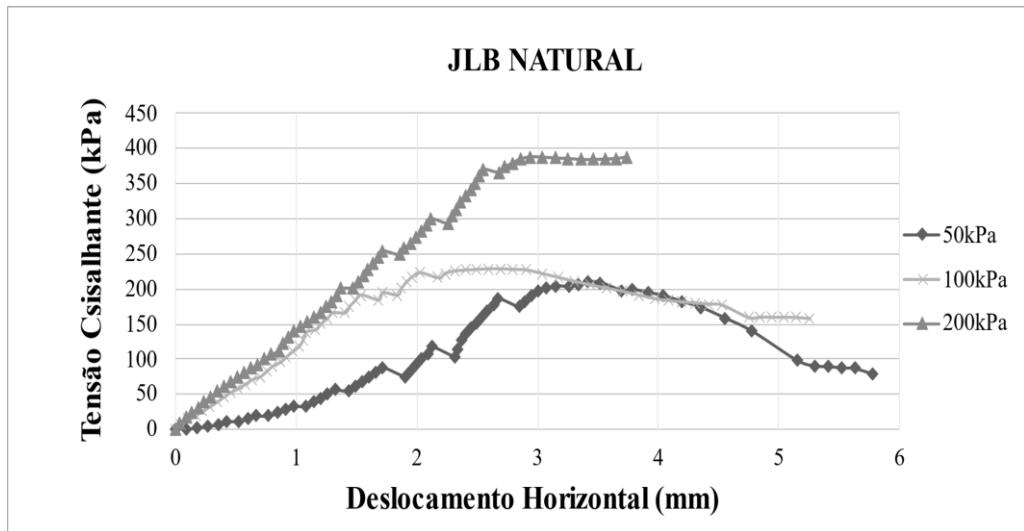
Figura 37-Curvas tensão versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos JLB (a) e (b), JLC (c) e (d) e JLT (e) e (f)



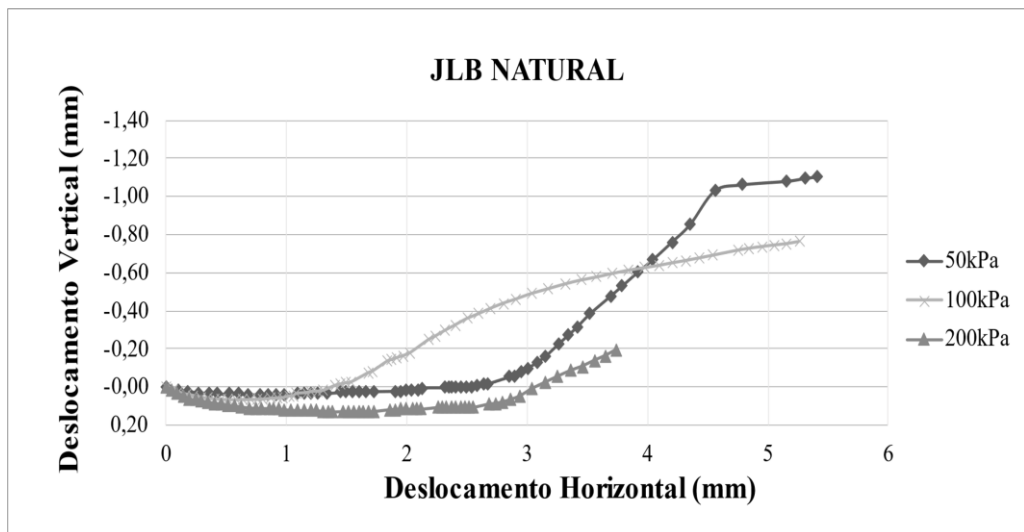
(a)



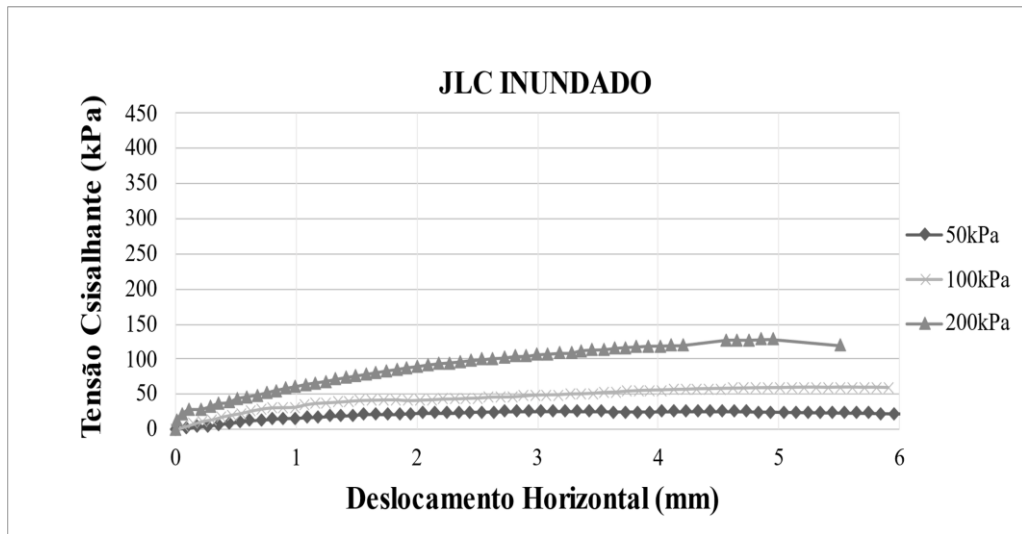
(b)



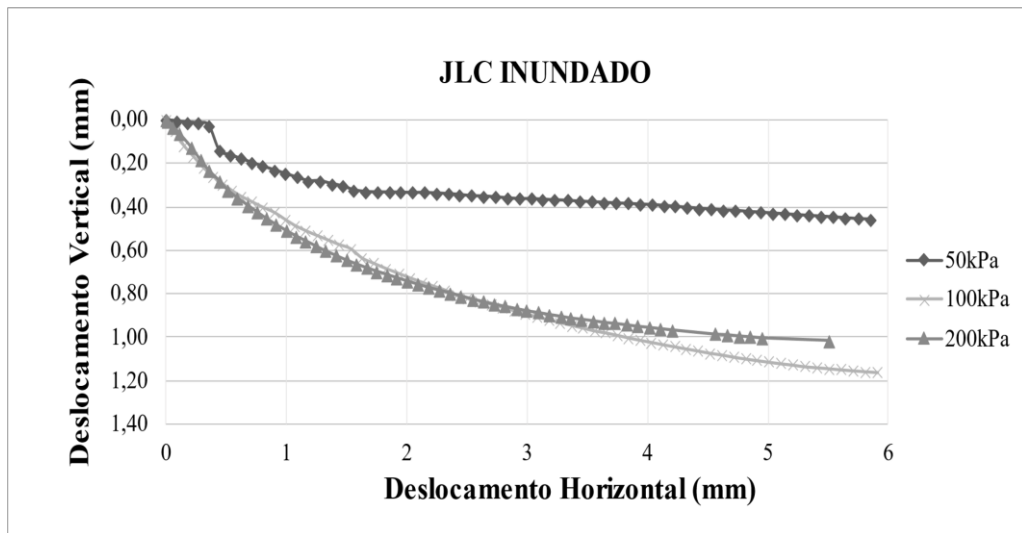
(c)



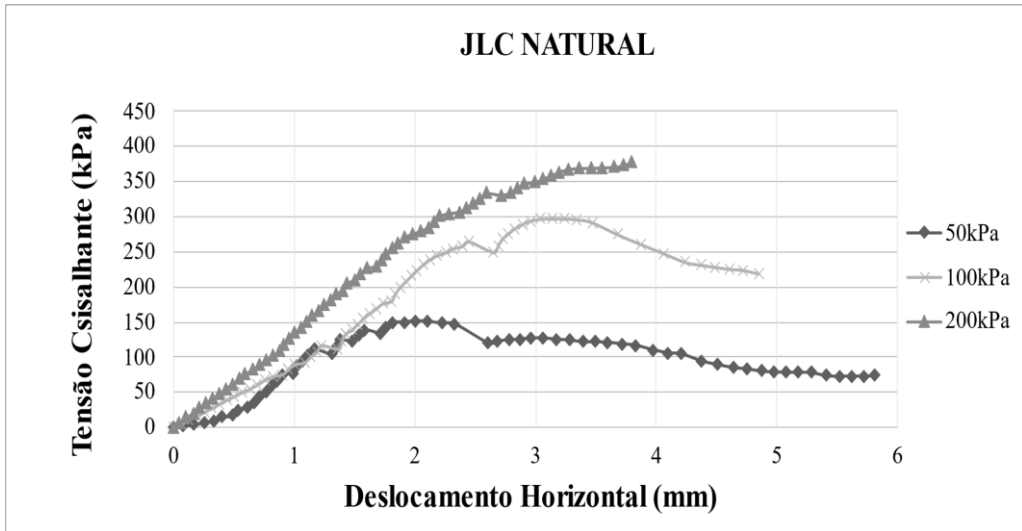
(d)



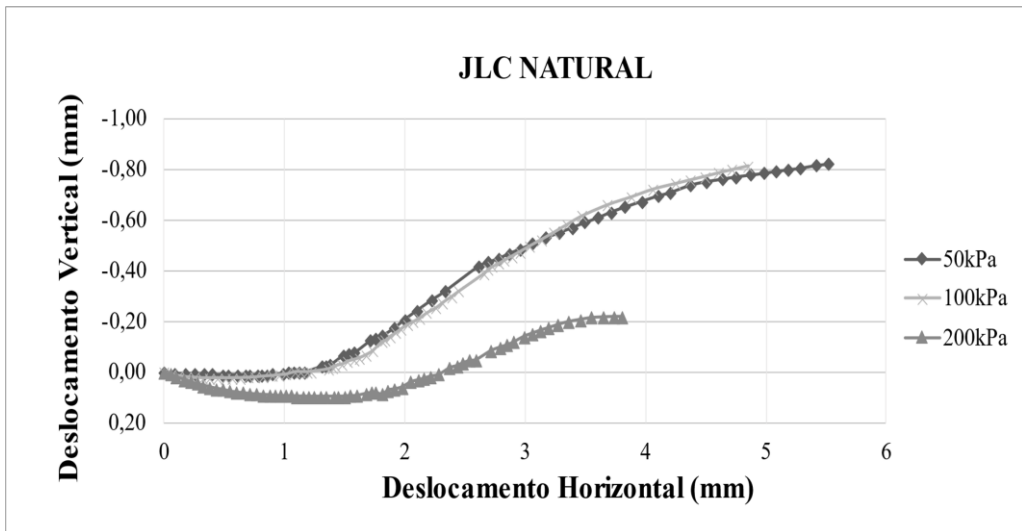
(e)



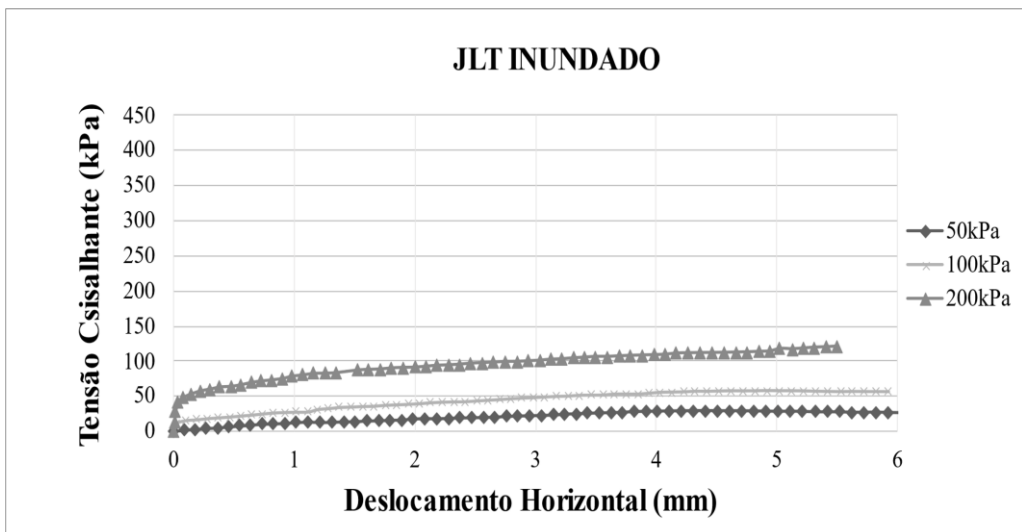
(f)



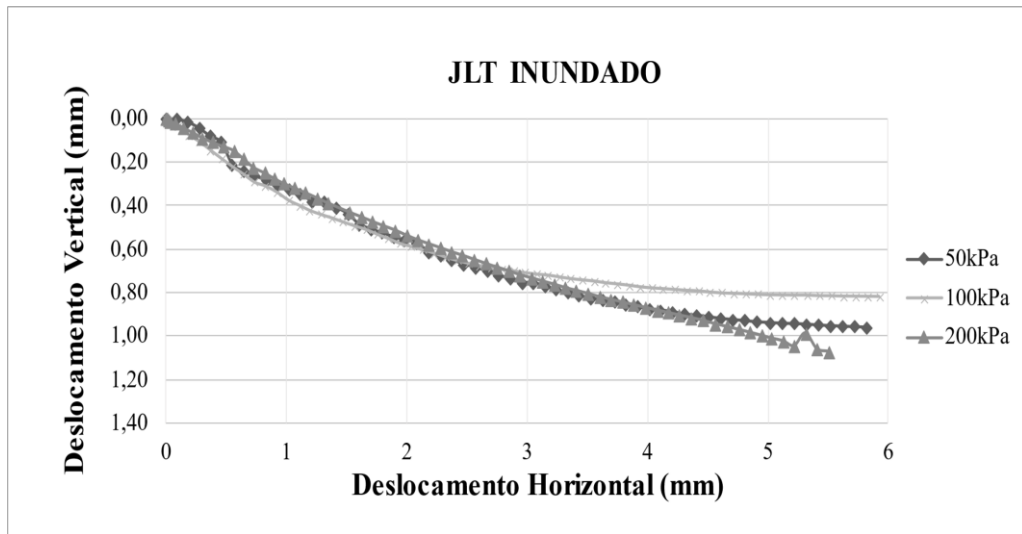
(g)



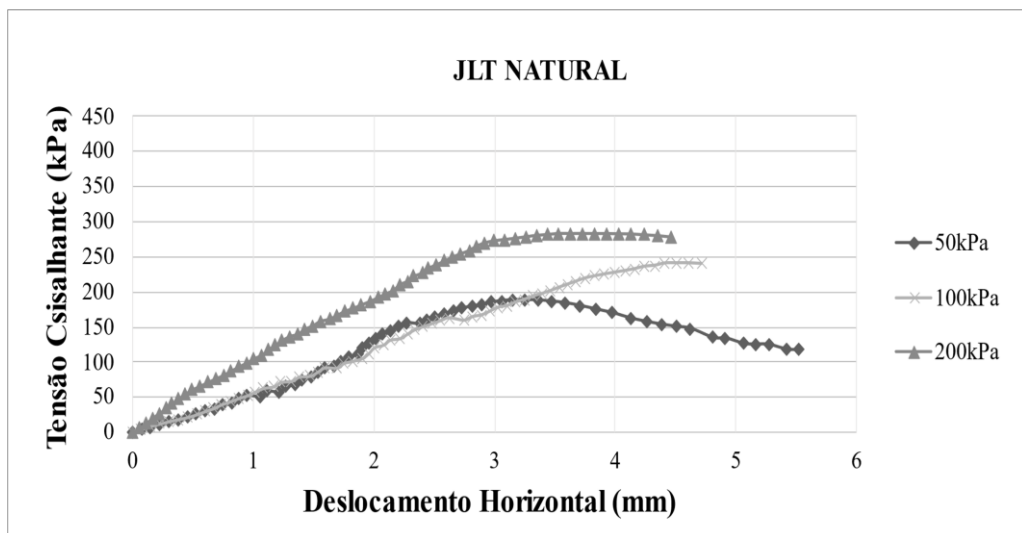
(h)



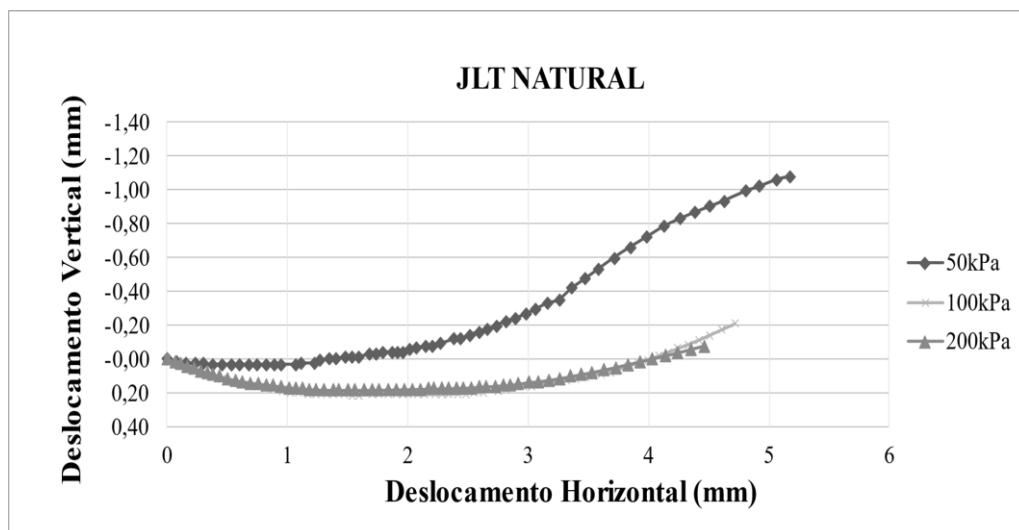
(i)



(j)



(k)



(1)

A Tabela 7 apresenta as tensões cisalhantes dos solos JLB, JLC e JLT, é possível observar que os solos apresentaram tensões menores quando inundados, indicando que a inundação causa uma quebra das ligações entre as partículas do solo, que conseqüentemente diminui sua resistência ao cisalhamento. Existe também a influência da sucção do solo em sua forma natural, que desempenha um papel no aumento da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados (FREDLUND *et al*, 1978).

Tabela 7-Tensões cisalhantes dos solos dos solos JLB, JLC e JLT

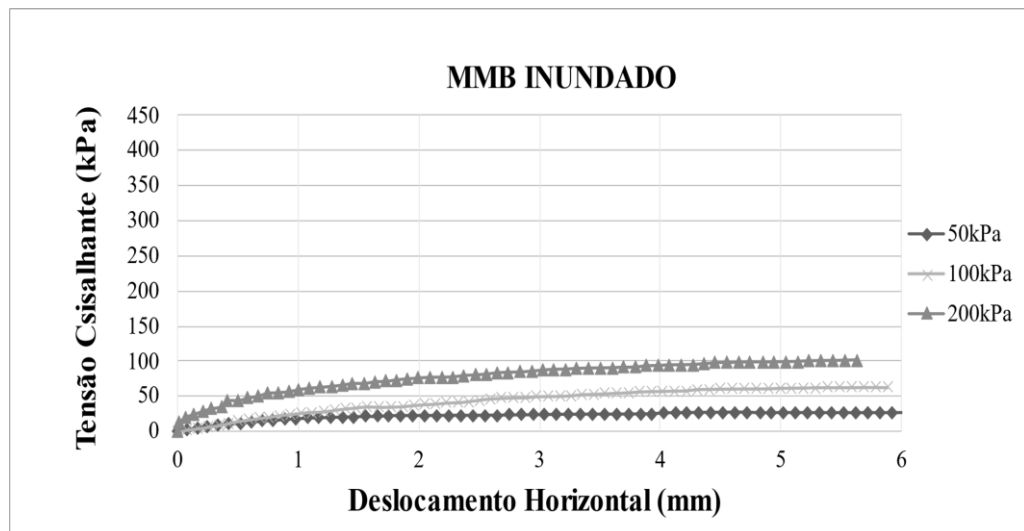
Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)					
	JLB		JLC		JLT	
	Inundado	Natural	Inundado	Natural	Inundado	Natural
50	33,0	210,0	25,9	151,6	29,6	188,6
100	59,6	228,5	59,9	297,4	58,1	240,9
200	130,0	388,2	128,3	378,7	120,8	283,4

A Figura 38 apresenta as curvas de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal dos solos MMB, MMC e MMT no teor de umidade natural (b), (f) e (j); e inundados (a), (e) e (i), juntamente com as respectivas curvas de deslocamento vertical versus o deslocamento horizontal no teor de umidade natural (d), (h) e (l); e inundados (c), (g) e (k). Observa-se que os gráficos pertencentes aos solos inundados apresentaram resistência crescente nas tensões de 50 kPa, 100

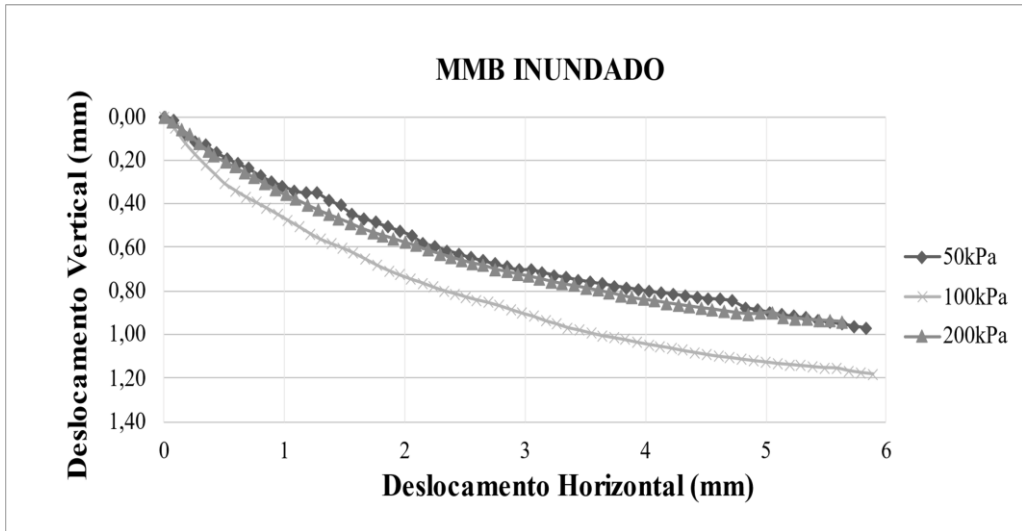
kPa e 200 kPa. Os solos na umidade natural apresentaram comportamento rúptil nas tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, com exceção do solo MMC que apresentou resistência crescente na tensão de 50 kPa. Assim como os solos JLB, JLC e JLT, os gráficos apresentaram variações nas curvas que são indicativos da heterogeneidade nas amostras resultante do intemperismo (SALIH, 2012).

Com relação as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos MMB, MMC e MMT, observa-se comportamento semelhante aos solos JLB, JLC e JLT. Os solos MMB, MMC e MMT inundados apresentaram comportamento de compressão para todas as tensões aplicadas, enquanto os solos em sua umidade natural apresentaram inicialmente compressão com posterior dilatação.

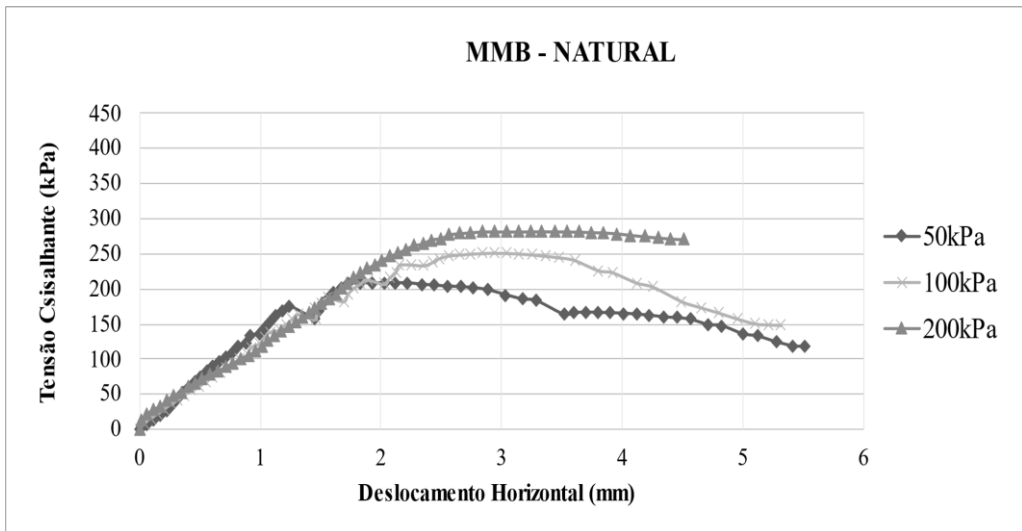
Figura 38-Curvas tensão versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos solos MMB, MMC e MMT



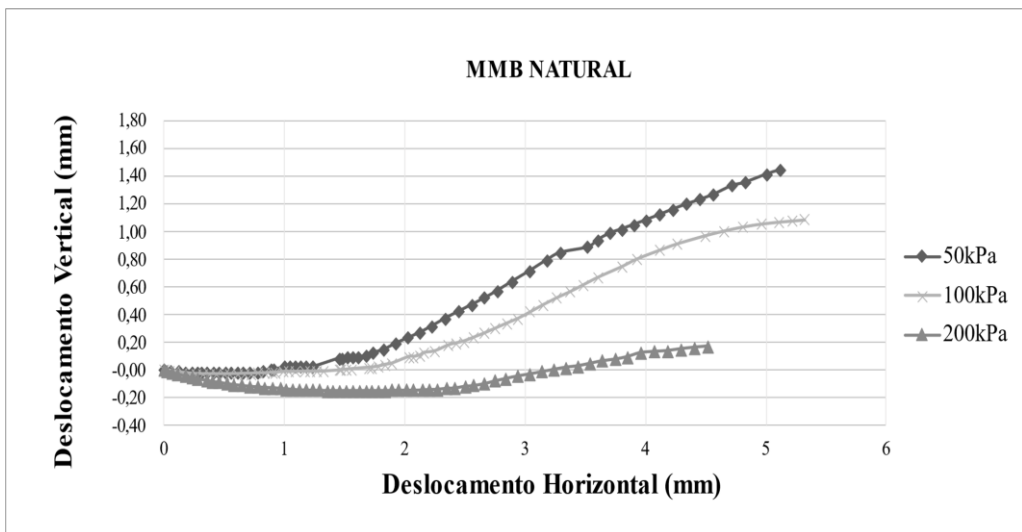
(a)



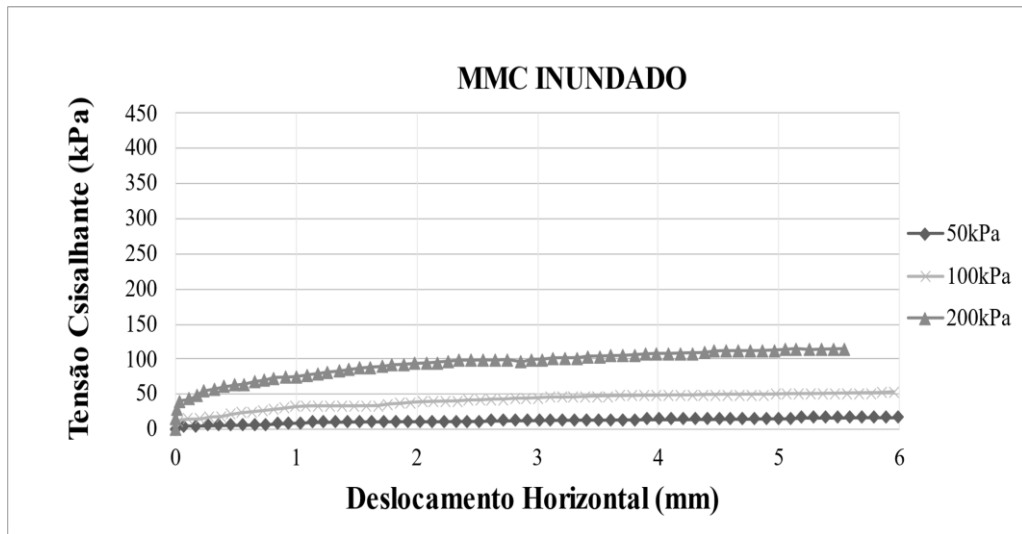
(b)



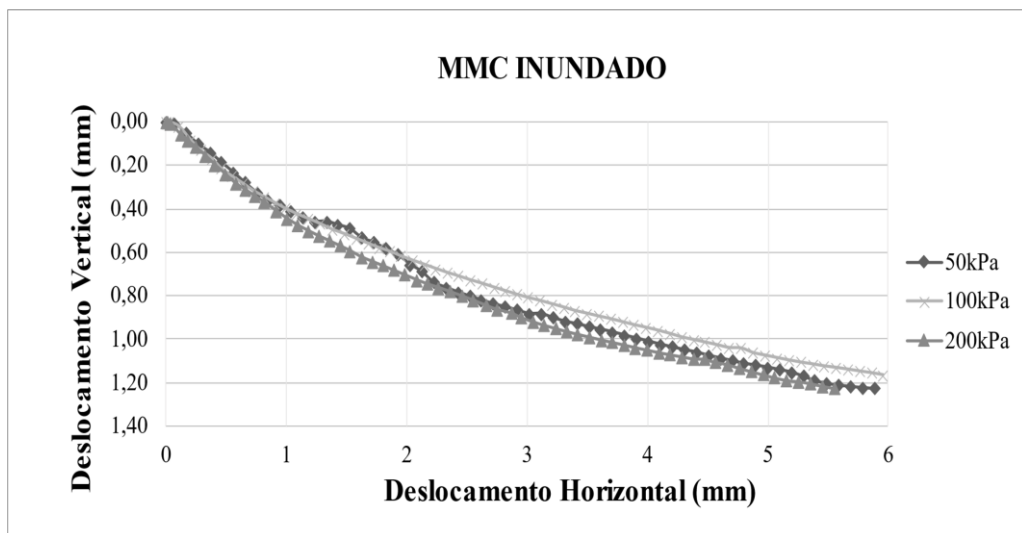
(c)



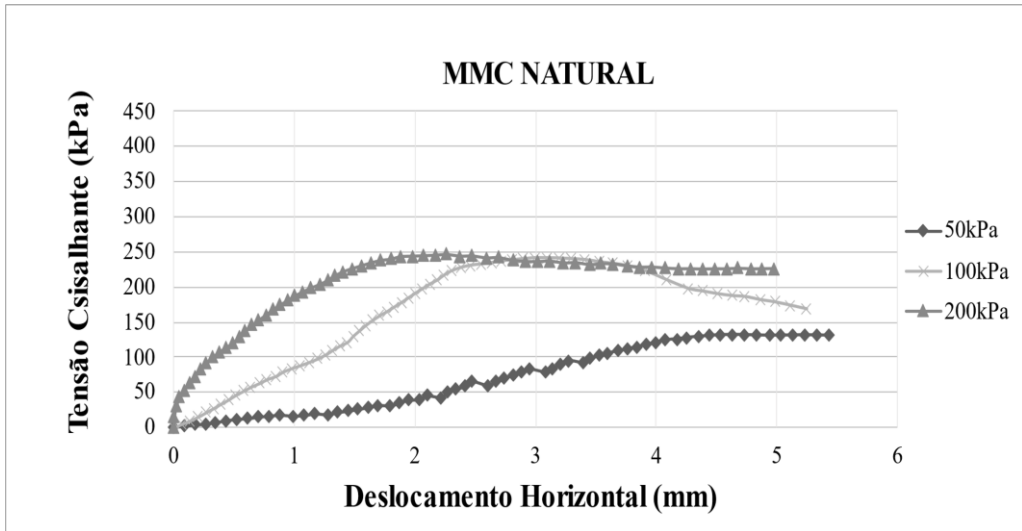
(d)



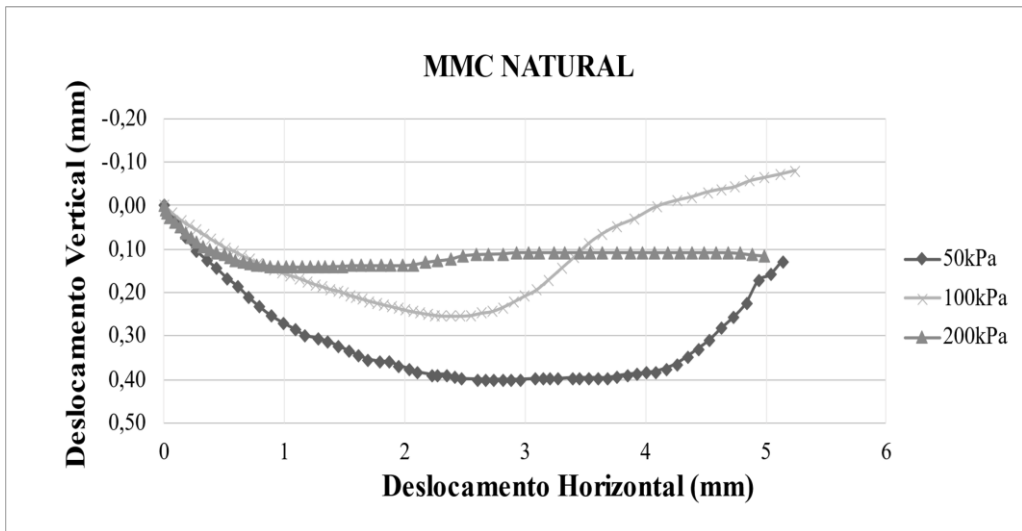
(e)



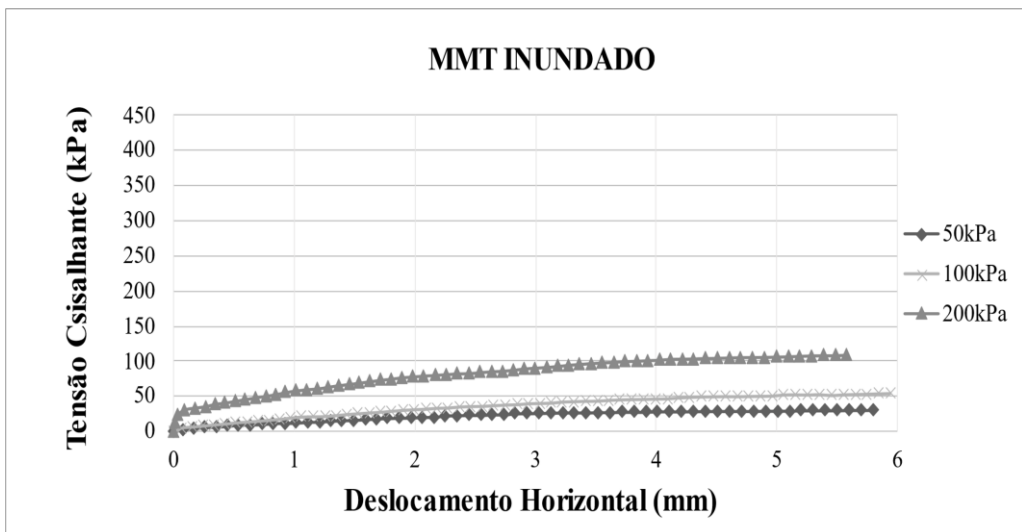
(f)



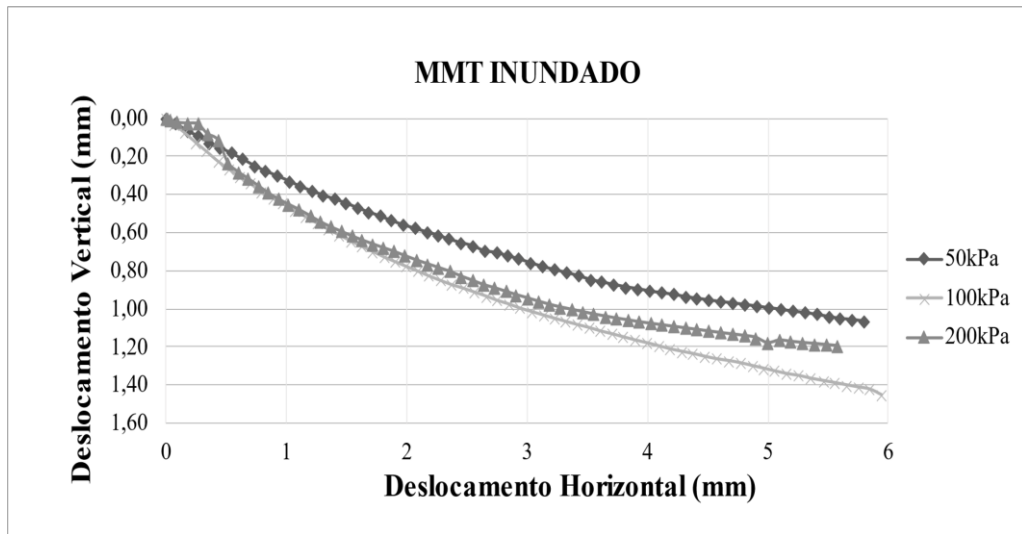
(g)



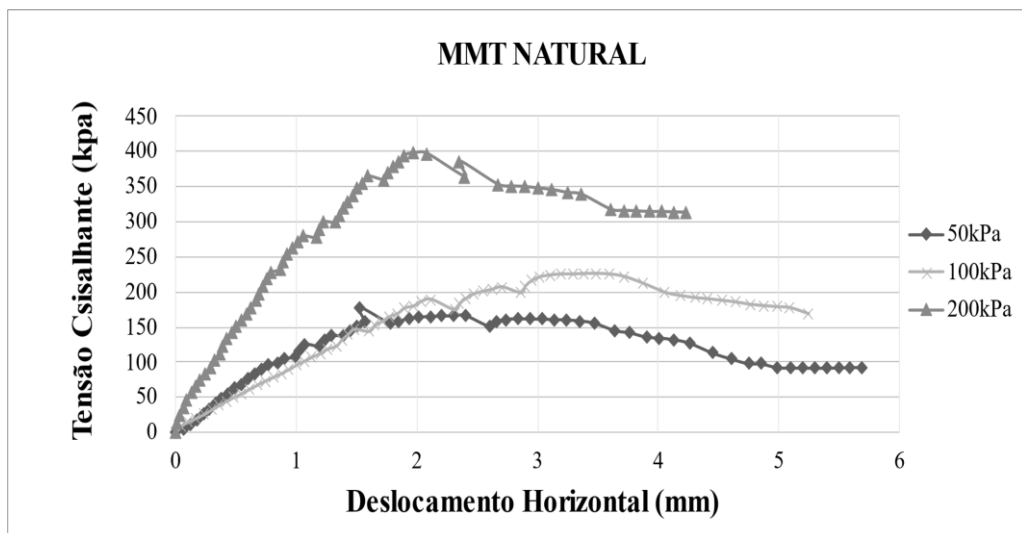
(h)



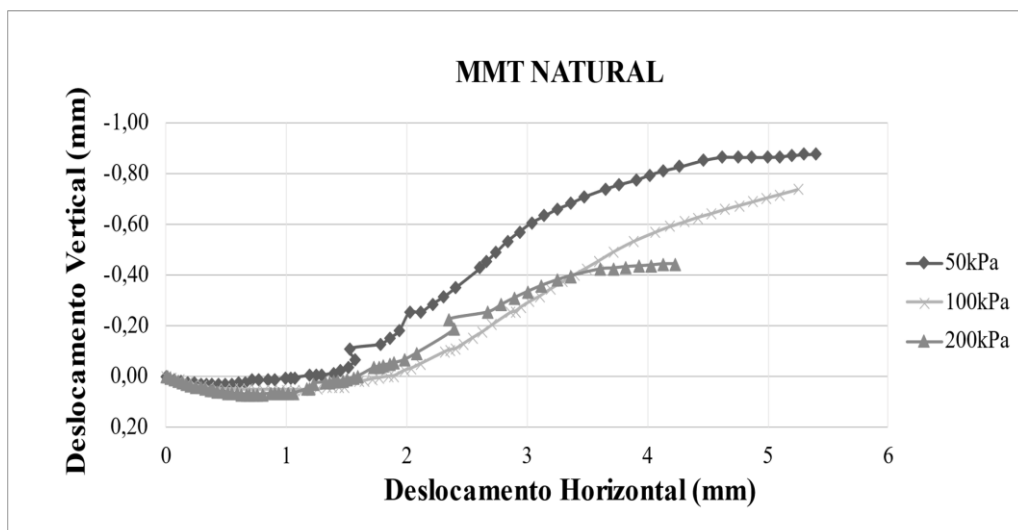
(i)



(j)



(k)



(1)

A

Tabela 8 apresenta as tensões cisalhantes dos solos MMB, MMC e MMT. Semelhante aos solos JLB, JLC e JLT, os solos apresentaram tensões cisalhantes menores quando inundados. Pode-se observar também que o solo MMC apresentou menor tensão cisalhante quando comparado aos solos MMB e MMT, tanto na forma natural quanto na forma inundada. Partículas finas exercem forte influência sobre parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos residuais lateríticos, aumentando sua resistência com o aumento do teor de finos (SAFFARI *et al*, 2019; GIDIGASU, 1976), característica observada no solo MMB que obteve a maior tensão cisalhante e apresentou maior porcentagens de finos entre os solos em estudo (Tabela 2). O solo MMT apesar de apresentar menor porcentagem de finos quando comparado ao solo MMC, apresentou menor índice de vazios (Tabela 6), tornando o solo mais denso e aumentando sua tensão cisalhante. Comportamento semelhante foi verificado em estudos feitos por Lumb (1962^a); De Graft-Johnson *et al* (1968) e Baldovin (1969) em solos residuais lateríticos com diferentes porcentagens de finos; características como o índice de vazios, a densidade e o teor de umidade exerceram uma influência maior sobre os parâmetros de resistência dos solos residuais lateríticos.

Tabela 8-Tensões cisalhantes na ruptura (ou máximas) dos solos dos solos MMB, MMC e MMT

Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)					
	MMB		MMC		MMT	
	Inundado	Natural	Inundado	Natural	Inundado	Natural
50	27,3	208,3	17,4	131,9	30,6	177,9
100	63,0	251,5	52,8	241,6	54,4	226,1
200	101,8	282,0	114,3	246,4	198,1	397,4

A Figura 39 (a) e (b) apresenta as envoltórias de resistência e a Tabela 9 apresenta os valores obtidos para o ângulo de atrito e intercepto coesivo dos solos em estudo. Observa-se que os valores do ângulo de atrito dos solos variaram entre 25,1° e 56,6°. Estudos realizados por meio de ensaios de cisalhamento direto encontraram o ângulo de atrito variando entre de 25° e 35° (SUHAIMI & ABDUL, 1994; BALASUBRAMA NIAM *ET AL*, 1985; TING & OOI, 1976; SALIH, 2012; SAFFARI *ET AL*, 2019), porém as argilas formadas por haloisita podem ter ângulos de atrito acima de 40° (WESLEY, 2010), mineral encontrado na composição mineralógica dos solos através da difração de raios x (Figura 27). Observa-se também que há redução do ângulo de atrito com o aumento de partículas finas nos solos, comportamento semelhante foi identificado por Gue e Tan (2006) e Saffari *et al* (2019) em solos residuais da Malásia.

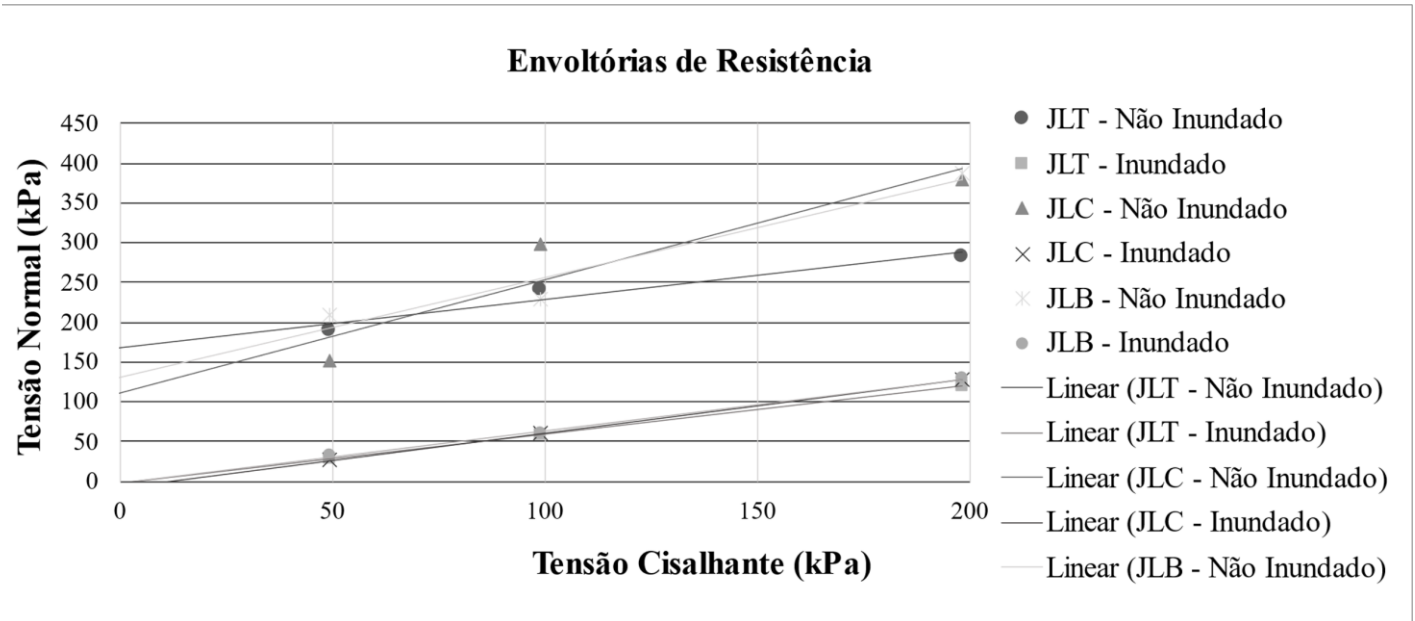
Apesar da quantidade considerável de argila presente, os solos em estudo apresentaram altos valores de ângulo de atrito, resultando em alta resistência ao cisalhamento. O alto ângulo de atrito pode ser atribuído à classificação do solo e a mineralogia que proporciona alta densidade e bom intertravamento á nível de macroestrutura. Á nível de microestrutura, as partículas são agregadas e as ligações entre partículas dão maior resistência ao cisalhamento (MAHALINGA-IYER e WILLIAMS, 1994).

O intercepto coesivo pode ser devido à flocculação de face a face das partículas de solo, à ligação de íons de potássio devido à secagem ou à cimentação por materiais que ocorrem

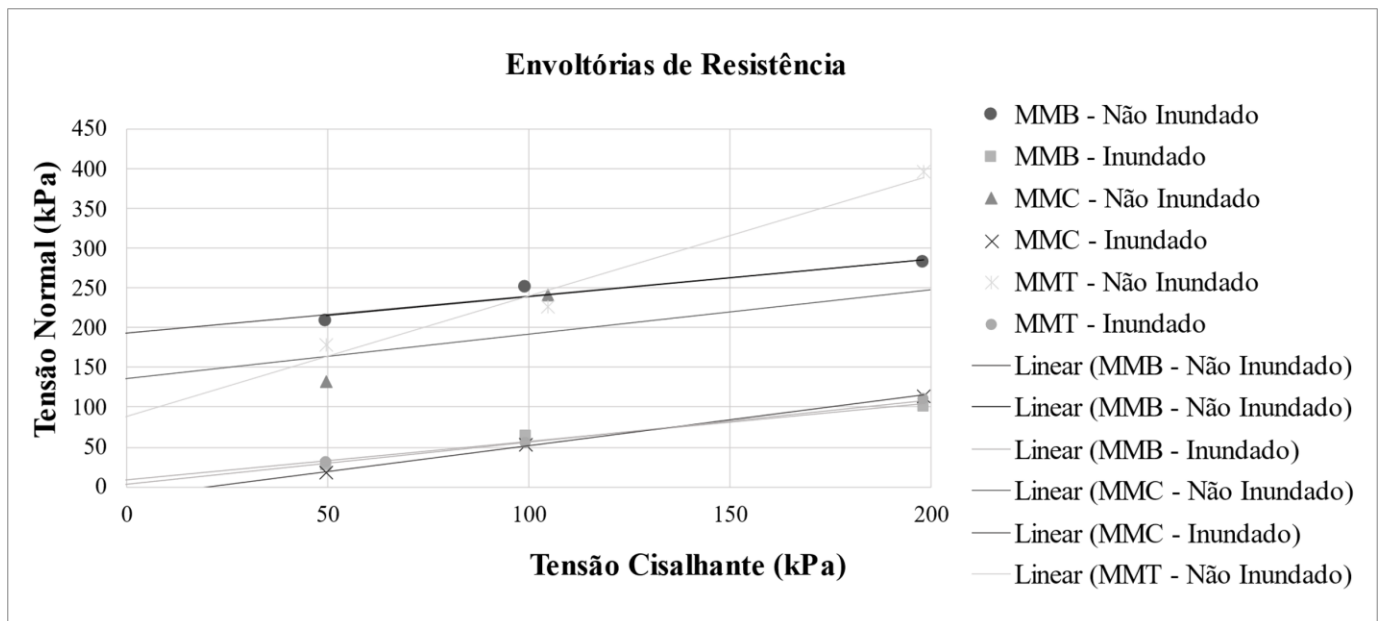
naturalmente, como carbonatos e compostos de ferro (LAMBE, 1960). A ligação e cimentação pelos minerais presentes no solo liga permanentemente os cristais de argila adjacentes (MAHALINGA-IYER e WILLIAMS, 1994). A alta porcentagem de Al_2O_3 e Fe_2O_3 nos solos lateríticos em estudo, indicam que o revestimento de sesquióxido (Al_2O_3 e Fe_2O_3) e as ligações entre as partículas dão origem ao intercepto coesivo.

É possível notar que o intercepto coesivo diminui com o aumento do grau de saturação, segundo Bastos *et al* (1999) a significativa redução do valor do intercepto coesivo com a inundação poderá demonstrar a fragilidade do solo, característica que influencia significativamente na estabilidade do solo. Os solos inundados apresentaram intercepto coesivo igual a zero e os solos em sua umidade natural apresentaram altos valores de intercepto coesivo, variando entre 90 kPa e 195 kPa. A microestrutura também contribui com um componente coesivo significativo para a resistência ao cisalhamento dos solos residuais com o valor do intercepto coesivo sendo maior devido ao aumento do teor de argila (WESLEY, 2010), comportamento observado nos solos MMB, MMC e MMT. O mesmo comportamento não foi observado para os solos JLB, JLC e JLT, onde os solos com maior porcentagem de argila (JLC e JLB) apresentaram menor intercepto coesivo. Fookes (1997) afirma que o valor do intercepto coesivo é influenciado pela sucção do solo. O aumento do teor de umidade do solo e o nível de saturação, reduz o valor do intercepto coesivo devido à redução da sucção do solo. Este comportamento foi observado nos solos JLB, JLC e JLT, onde o solo JLT apresentou menor umidade durante o ensaio e conseqüentemente obteve o maior valor de intercepto coesivo.

Figura 39-Envoltórias de Resistência ao cisalhamento



(a)



(b)

Tabela 9-Intercepto coesivo e ângulo de atrito dos solos

Solo		Ângulo de atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)	Teor de Umidade médio final (%)
JLB	Inundado	32,9	0	31,20
	Natural	51,5	130	5,80
JLC	Inundado	32,4	0	32,04
	Natural	54,9	111	10,15
JLT	Inundado	31,2	0	28,91
	Natural	31,3	169	2,70
MMB	Inundado	28,3	0	31,86
	Natural	25,1	195	15,09
MMC	Inundado	29,2	0	39,83
	Natural	29,1	138	7,28
MMT	Inundado	29,0	0	30,46
	Natural	56,6	90	7,21

5.7 Adensamento unidimensional

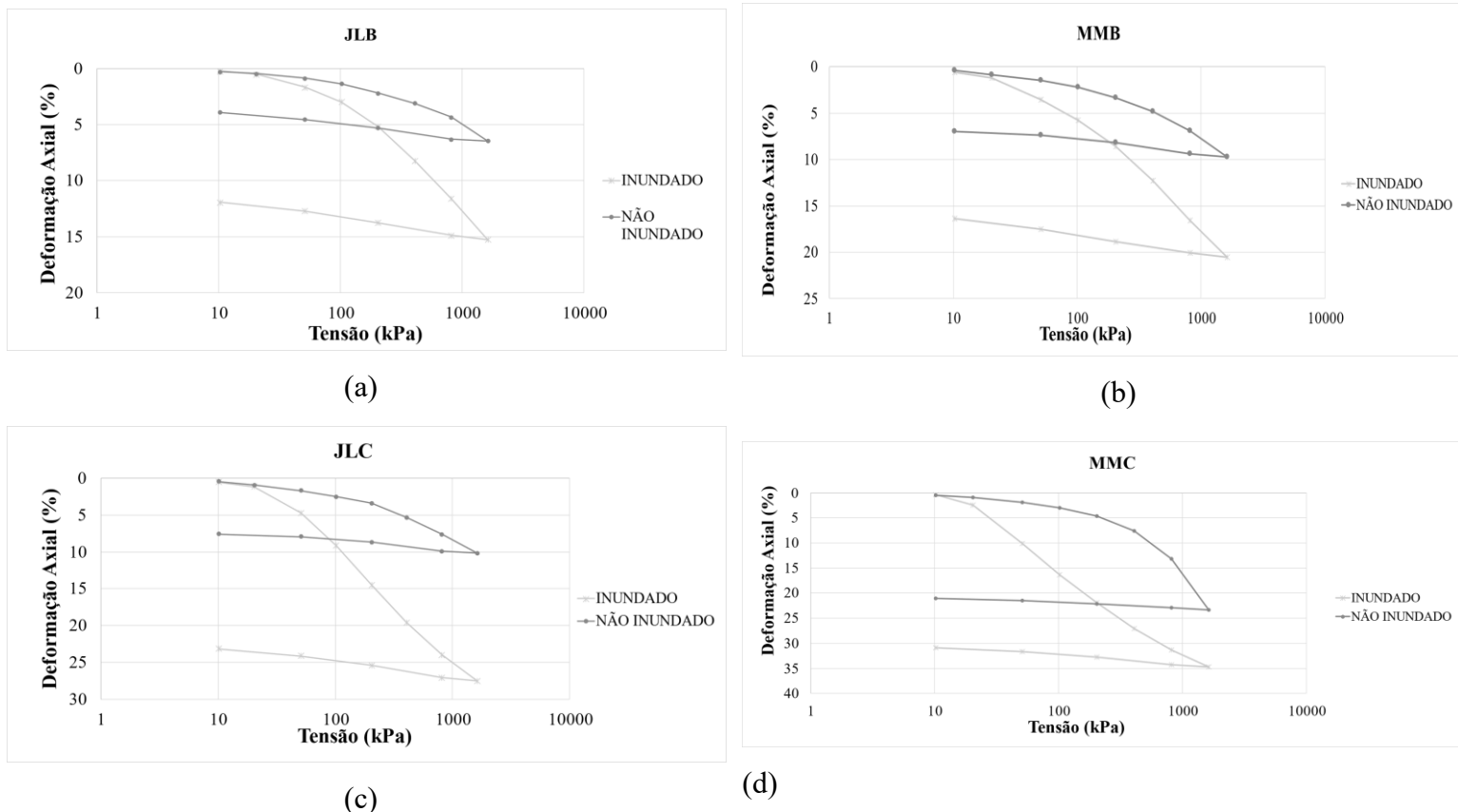
Estes ensaios foram realizados em amostras naturais e amostras inundadas com o objetivo principal de compor o par de curvas dos ensaios edométricos duplos.

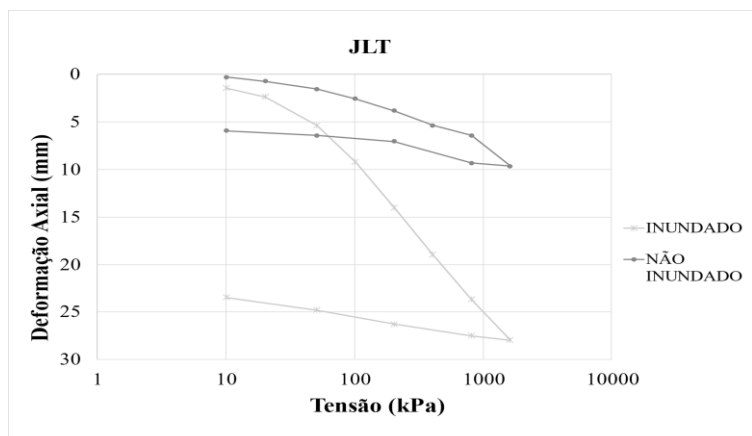
A Figura 40 apresentada as curvas relacionando a deformação axial com a tensão vertical (Δh versus $\sigma_v \log$) referentes aos solos JLB (a), JLC (c), JLT (e), MMB (b), MMC (d) e MMT (f). Os solos na umidade natural não apresentaram curvas com um trecho virgem adequadamente definido, com exceção do solo MMC que apresentou trecho virgem bem definido em sua umidade natural. Os solos inundados apresentaram curvas de compressão com trecho virgem bem definidos. De acordo com Barksdale & Blight (2019) o trecho virgem não sendo claramente definido nos ensaios com umidade natural é devido ao comportamento de pré-adensamento dos solos residuais, que possuem compressibilidade relativamente baixa em baixos níveis de tensão. Esse comportamento foi interpretado por Wallace (1973) como sendo a presença de ligações

cimentícias entre as partículas na estrutura do solo, que deve ser quebrada para que se obtenha a relação linear entre o índice de vazios e o log da tensão aplicada. Solos residuais apresentam revestimento de sesquióxido nas placas de caulinita presentes em sua estrutura. O revestimento muda a forma de placa da caulinita para esferoidal e forma ligações (pontes) entre as partículas. As partículas em forma esferoidal não dobram tão facilmente quanto as partículas em forma de placa, tornando o solo menos compressível (MAHALINGA-IYER E WILLIAMS, 1994).

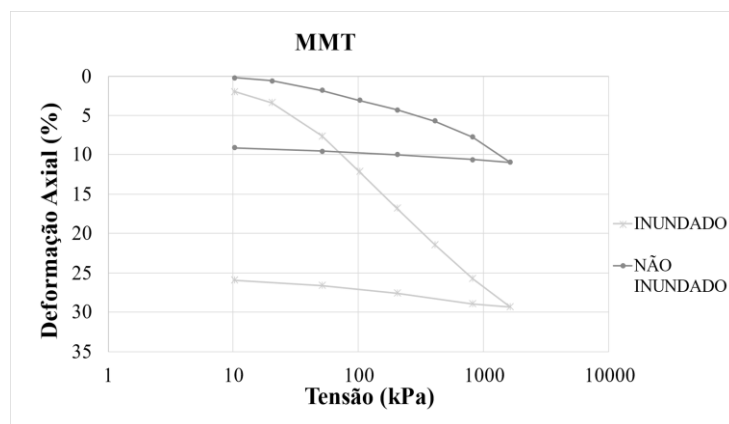
De uma forma geral, os solos em sua umidade natural apresentaram deformações bem menores quando comparados aos solos inundados, comportamento que mostra indícios de alto potencial de colapso nos solos. Os solos residuais exibem grande compressibilidade quando inundados como resultado da destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou devido ao amolecimento das ligações cimentantes que mantinham as partículas unidas (MITCHELL e SOGA, 2005).

Figura 40-Curvas de deformação axial versus tensão dos solos





(e)



(f)

Um ligeiro arco na curva de compressão do solo JLT natural é observado na tensão de cerca de 400 kPa e uma leve, mas pouco característica expansão do solo entre 800 e 1600 kPa. A causa dessas mudanças incomuns de volume é incerta, mas pode ser atribuída a variações de temperatura no laboratório de solos, provocando mudanças na umidade do solo (FOUCHÉ E ASANTE, 2019).

A Tabela 10 apresenta os parâmetros obtidos no ensaio de adensamento unidimensional. Observa-se que o índice de compressão (C_c) das amostras em umidade natural foram, em geral, inferiores aos valores obtidos pelas amostras inundadas, com exceção do solo MMC que apresentou o índice de compressão natural superior ao inundado. Esse comportamento indica um enfraquecimento das ligações cimentícias entre as partículas na estrutura do solo MMC na sua forma natural. Nota-se também que o índice de compressão dos solos variou com o índice de vazios, assim os solos que apresentaram maior índice de vazios também apresentaram maior índice de compressão.

Com relação ao índice de recompressão (C_r) não se observa alguma tendência de variação significativa com a profundidade que caracterize alguma particularidade entre as camadas. Os valores do índice de expansão das amostras inundadas foram superiores aos valores obtidos pelas amostras na umidade natural. Nota-se também que a baixa variação de valores do índice de expansão (0,020 a 0,045) sugere que a expansibilidade nos solos seja pequena.

Percebe-se que as tensões de escoamento (σ_{vm}) aumentam com a profundidade da amostra e que as tensões para o solo no estado natural foram superiores as tensões de escoamento dos solos na condição inundada, indicando a influência da cimentação de óxidos da estrutura dos

solos no comportamento. Devido à sua estrutura metaestável e ao seu estado não-saturado, sofrem deformações consideráveis quando sujeitos a aumento do grau de saturação (Liu *et al*, 2020).

De acordo com Reginatto e Ferrero (1973) solos colapsíveis possuem tensões de escoamento naturais superiores as tensões de escoamento na forma inundada, quanto maior a diferença entre estas duas tensões, maior será a faixa de tensão em que o solo apresentará comportamento colapsível, característica confirmada pelo potencial de colapso (Tabela 11).

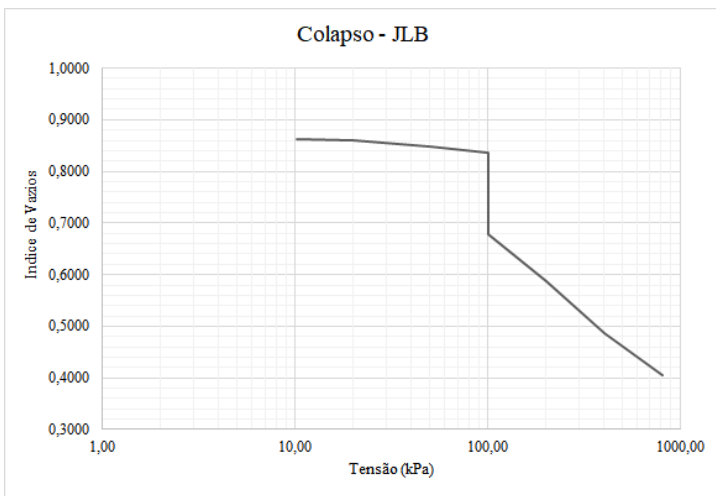
Tabela 10-Parâmetros dos ensaios de adensamento

Solo		e_i	σ'_v (kPa)	C_c	C_r
JLB	Natural	0,604	390	0,089	0,020
	Inundado	0,749	110	0,196	0,027
JLC	Natural	1,098	200	0,169	0,026
	Inundado	1,104	44	0,323	0,043
JLT	Natural	0,843	130	0,199	0,031
	Inundado	0,808	30	0,279	0,039
MMB	Natural	0,764	400	0,124	0,022
	Inundado	0,795	100	0,238	0,035
MMC	Natural	1,446	450	0,639	0,024
	Inundado	1,503	20	0,356	0,045
MMT	Natural	0,927	280	0,168	0,015
	Inundado	0,938	50	0,269	0,031

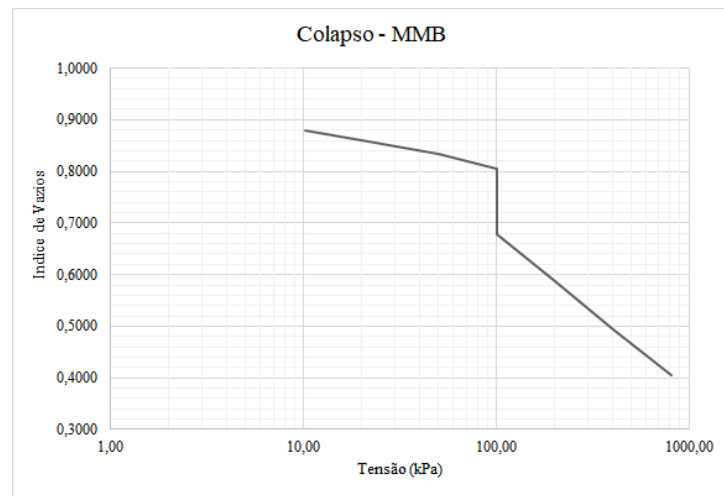
5.8 Potencial de colapso

A Figura 41 apresenta os gráficos que podem indicar potencial de colapso nos solos em estudo. Testes de potencial de colapso feitos através de ensaios de oedômetro simples confirmaram a presença de solos colapsáveis em todos os locais de amostragem. A partir dos gráficos da Figura 41, nota-se que quando um valor crítico de umidade é excedido, as ligações entre as partículas não são mais capazes de resistir à deformação, resultando em uma diminuição súbita e grande no volume do solo.

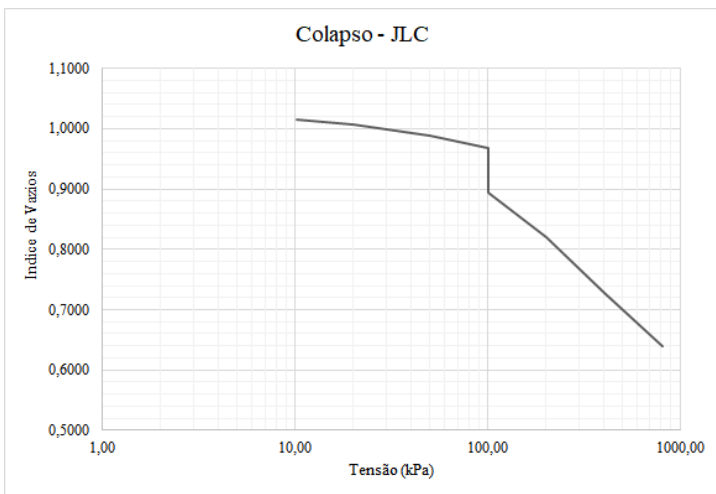
Figura 41-Gráficos de colapso dos solos



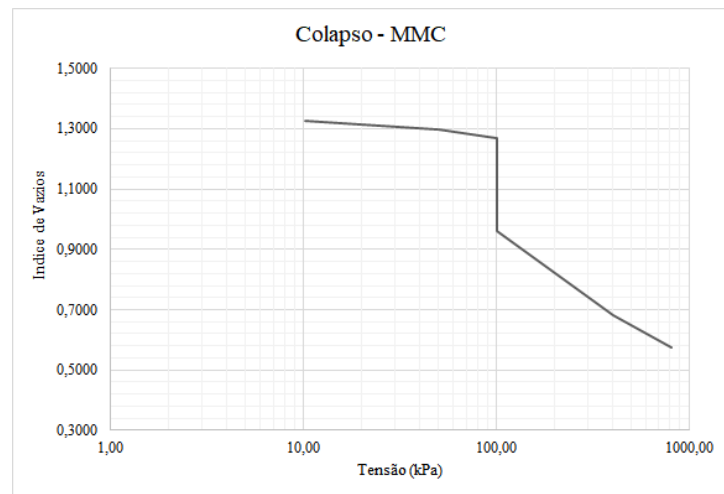
(a)



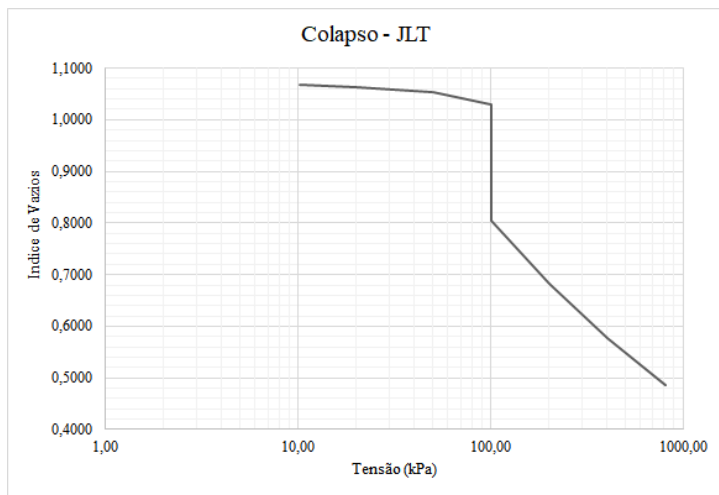
(b)



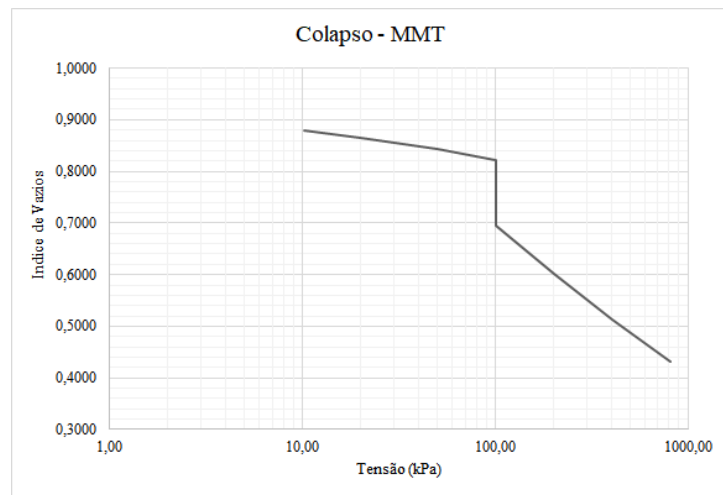
(c)



(d)



(e)



(f)

A Tabela 11 apresenta os valores do potencial de colapso dos solos em estudo. Os solos das áreas de estudo são classificadas como moderadamente colapsíveis e colapsíveis de acordo com a classificação de Jennings e Knight (1975), com valores de potencial de colapso variando entre 4% e 13,50%.

Os índices de vazios determinados para cada categoria de colapso geralmente aumentam com o aumento da colapsibilidade (FOUCHÉ E ASANTE, 2019), comportamento observado para os solos MMB, MMC e MMT, porém o mesmo comportamento não foi observado para os solos JLB, JLC e JLT. Os valores de potencial de colapso de 11%, 4% e 9% associados às três amostras com índices de vazios de 1,10, 1,03 e 0,86, respectivamente, podem ser explicados pela interconectividade dos vazios do solo e/ou pela morfologia das partículas, indicando que o teor de argila e a umidade dos solos tiveram maior influência no colapso dos solos JLB, JLC e JLT do que o índice de vazios, visto que o potencial de colapso tendeu a crescer com a diminuição do teor médio de argila (Tabela 2) e o teor de umidade nesses solos (Tabela 11). Nos solos JLB, JLC e JLT a maior causa do colapso seria a influência da sucção e/ou agentes de ligação (argila, carbonatos de cálcio, óxidos de ferro) que estabilizam as ligações intergranulares, estes são enfraquecidas na inundação resultando na deformação do solo (BARBOSA NETO, 2004).

Tabela 11-Potencial de colapso dos solos

Solo	Teor de umidade inicial (%)	Índice de vazios inicial	Potencial de colapso (%)
JLB	5	0,86	9

JLC	8	1,03	4
JLT	2	1,10	11
MMB	2	0,89	7
MMC	6	1,34	13,5
MMT	6	0,95	7

5.9 Triaxiais CIU

Os valores dos índices físicos dos corpos de prova dos ensaios triaxiais CIU são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12-Índices físicos dos corpos de prova do ensaio triaxial CIU

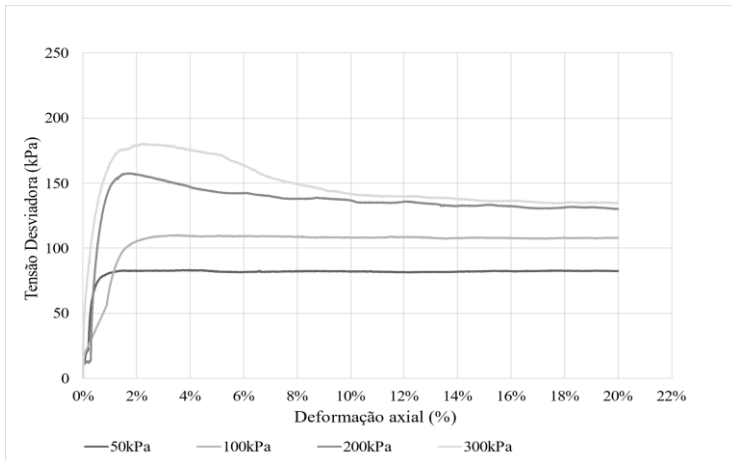
Solo	Tensão	γ_s (g/cm ³)	γ (g/cm ³)	w (%)	γ (g/cm ³)	e_i	e_r	S_i (%)	S_r (%)
JLB	300	2,57	1,39	13,76%	1,23	1,098	0,696	32,22%	98,76%
	200	2,57	1,43	13,76%	1,26	1,039	0,725	34,05%	100,00%
	100	2,57	1,48	13,76%	1,30	0,978	0,681	36,16%	91,11%
	50	2,57	1,48	12,63%	1,32	0,952	0,707	34,09%	100,00%
JLC	300	2,71	1,20	11,86%	1,08	1,518	1,034	21,17%	96,30%
	200	2,71	1,24	11,86%	1,11	1,437	1,021	22,37%	99,48%
	100	2,71	1,30	15,61%	1,12	1,413	1,035	29,95%	96,89%
	50	2,71	1,39	11,86%	1,24	1,189	0,935	27,04%	100,00%
JLT	300	2,60	1,06	19,45%	0,89	1,923	1,213	26,29%	98,00%
	200	2,60	1,11	19,45%	0,93	1,791	1,100	28,24%	97,71%
	100	2,60	1,13	19,45%	0,94	1,755	1,237	28,82%	98,72%
	50	2,60	1,44	18,98%	1,21	1,143	0,735	43,15%	100,00%
MMB	300	2,69	1,54	12,94%	1,37	0,971	0,662	35,87%	98,63%
	200	2,69	1,44	12,94%	1,28	1,108	0,758	31,42%	96,78%
	100	2,69	1,44	17,67%	1,22	1,199	0,821	39,65%	97,09%
	50	2,69	1,79	17,67%	1,52	0,767	0,477	62,00%	100,00%
MMC	300	2,8	1,13	14,93%	0,98	1,847	1,285	22,63%	93,88%
	200	2,8	1,41	14,93%	1,23	1,284	0,882	32,57%	100,00%
	100	2,8	1,29	14,93%	1,12	1,500	1,086	27,88%	96,37%

	50	2,8	1,15	19,07%	0,96	1,908	1,361	27,98%	98,99%
MMT	300	2,69	1,45	3,34%	1,41	0,914	0,696	9,84%	93,48%
	200	2,69	1,50	3,34%	1,46	0,848	0,700	10,60%	99,22%
	100	2,69	1,43	1,77%	1,40	0,918	0,793	5,19%	96,59%
	50	2,69	1,42	3,34%	1,37	0,960	0,858	9,36%	91,61%

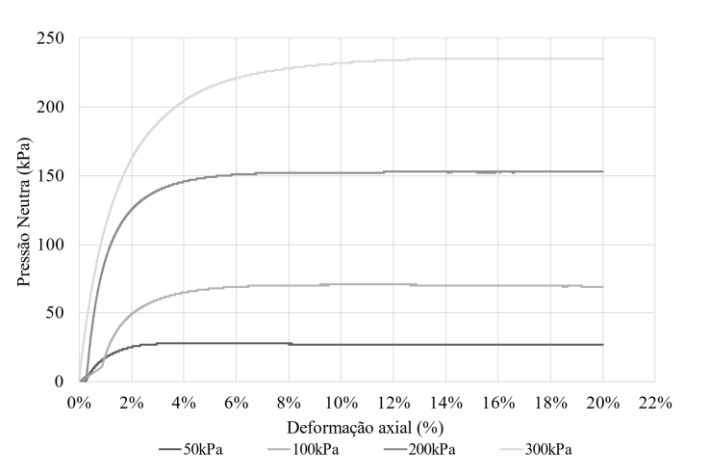
A Figura 42 apresenta as curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos JLT, JLC e JLB. Nas curvas de tensão desviadora versus a deformação axial, observa-se que os gráficos pertencentes aos solos JLT e JLC apresentaram comportamento dúctil para as tensões de 50 kPa e 100 kPa, e comportamento rúptil para as tensões de 200 kPa e 300 kPa, sua força atinge um pico entre 2% e 4% de deformação e, em seguida, decresce em um ritmo lento, mas constante em direção a resistência residual. As tensões desvio aumentam com rigidez elevada até o pico e a condição pós-pico cai para um patamar de escoamento coincidindo com a estabilização do excesso de poropressão. No solo JLB a resistência de pico e o patamar de escoamento de pós-pico não têm diferença tão acentuada como nos solos JLT e JLC, este apresentou comportamento rúptil para tensão de 300kPa e comportamento dúctil para as tensões de 50 kPa e 100 e 200kPa.

Nas curvas de pressão neutra versus deformação axial para os solos JLT e JLC observa-se o desenvolvimento de poropressão positiva no início do ensaio, permanecendo estável após a ruptura dos solos. Para o solo JLB observa-se o desenvolvimento de poropressão positiva no início do ensaio com a diminuição gradual da poropressão após a ruptura da amostra. A resistência de pico de todos as amostras não está associada à dilatância, pois o excesso de poropressão gerada no cisalhamento foi sempre positivo.

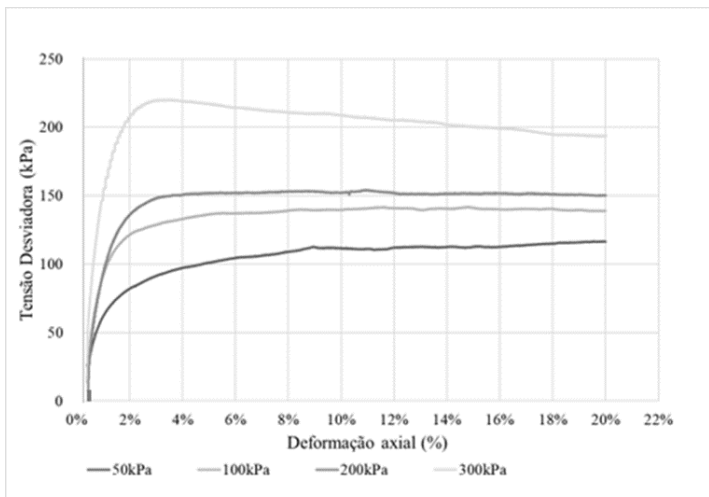
Figura 42-Curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos JLB, JLC e JLT



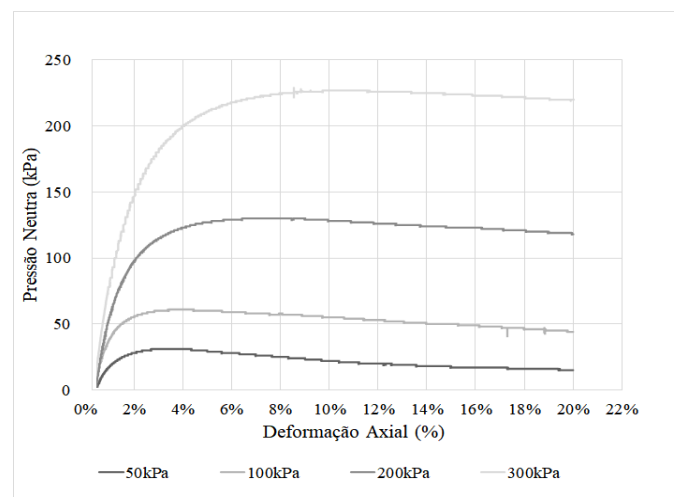
(a)



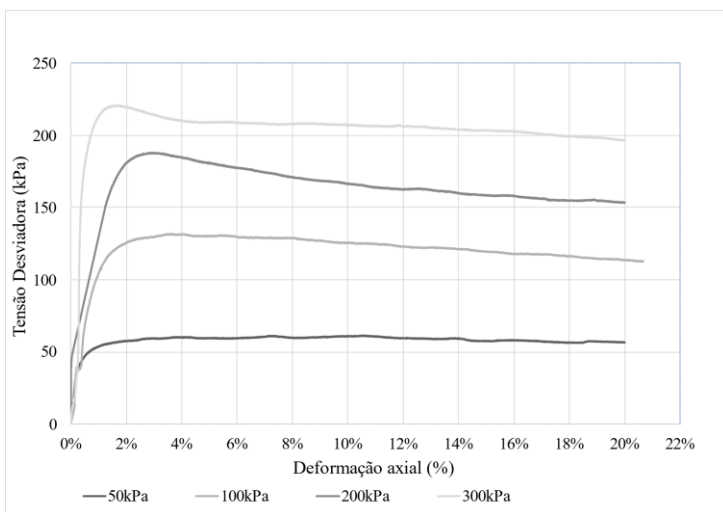
(b)



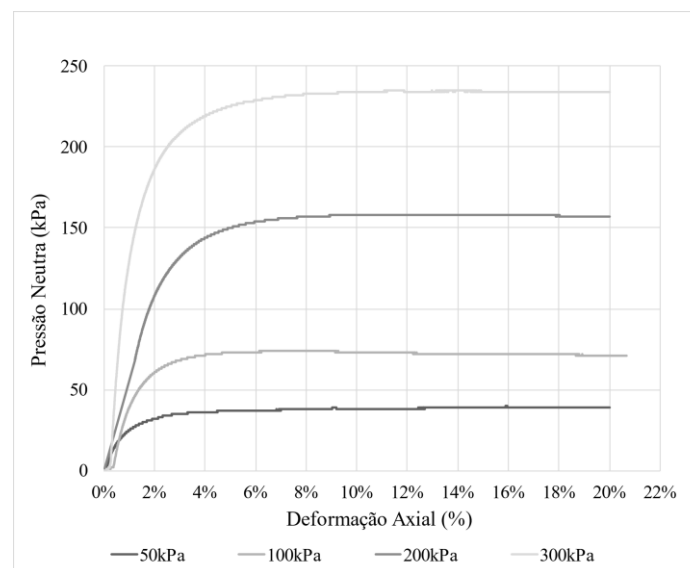
(c)



(d)



(e)



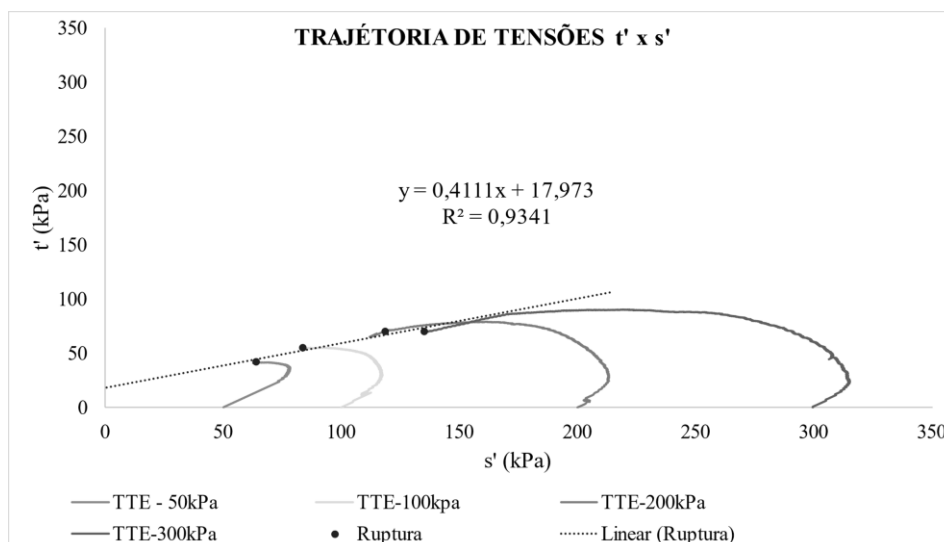
(f)

Os gráficos das Figura 43 mostram as trajetórias de tensão efetiva pra os espaços $s' = \frac{\sigma'1 + \sigma'3}{2}$ versus $t' = \frac{\sigma'1 - \sigma'3}{2}$ dos ensaios CU para os solos JLT (Figura 43 (a)), JLC (Figura 43 (b)) e JLB (Figura 43(c)).

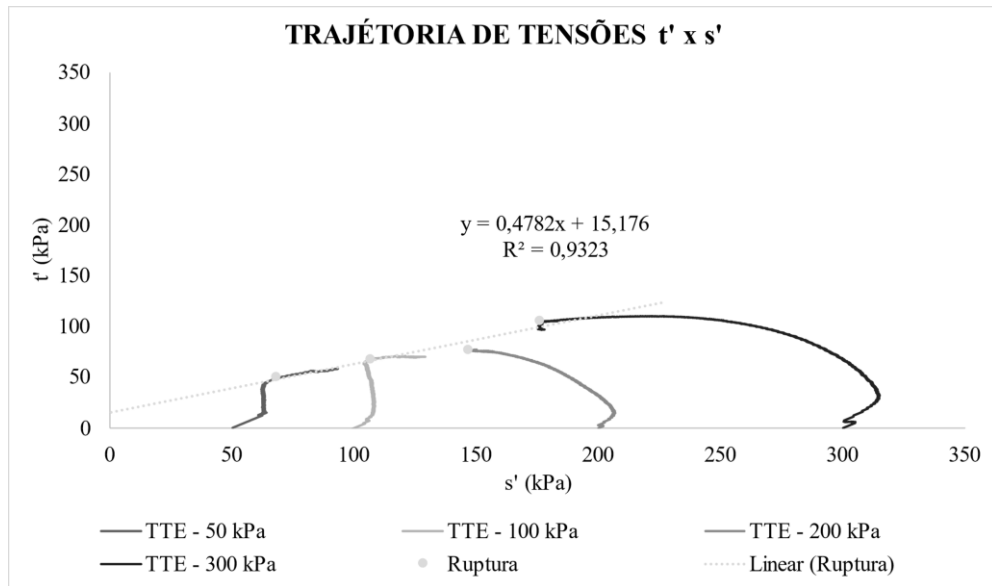
Os solos JLT e JLC exibem um comportamento típico de solos normalmente adensados com as trajetórias de tensão virando para a esquerda, condizente com as tensões de escoamento obtidas nos ensaios edométricos inundados. O caminho de tensões é curvo, característica comumente encontrada em solos residuais tropicais (Futai, 2004).

Dois padrões são observados nas trajetórias de tensão do solo JLB, para tensões até 100 kPa, os caminhos de tensão giram para a direita; a partir da tensão de 200 kPa os caminhos apresentam curvatura que dobra para a esquerda. O comportamento indica que o solo se encontra pré-adensado para tensões até 100 kPa passando a ser normalmente adensado na tensão de 200 kPa. Comportamento semelhante foi obtido por Futai *et al* (2004) que atribuiu o comportamento a influência dos vazios entre as ligações atômicas e da estrutura do solo, enfatizando a necessidade de adensar o solo com tensões muito maiores para obter um comportamento sem influência dos efeitos da estrutura.

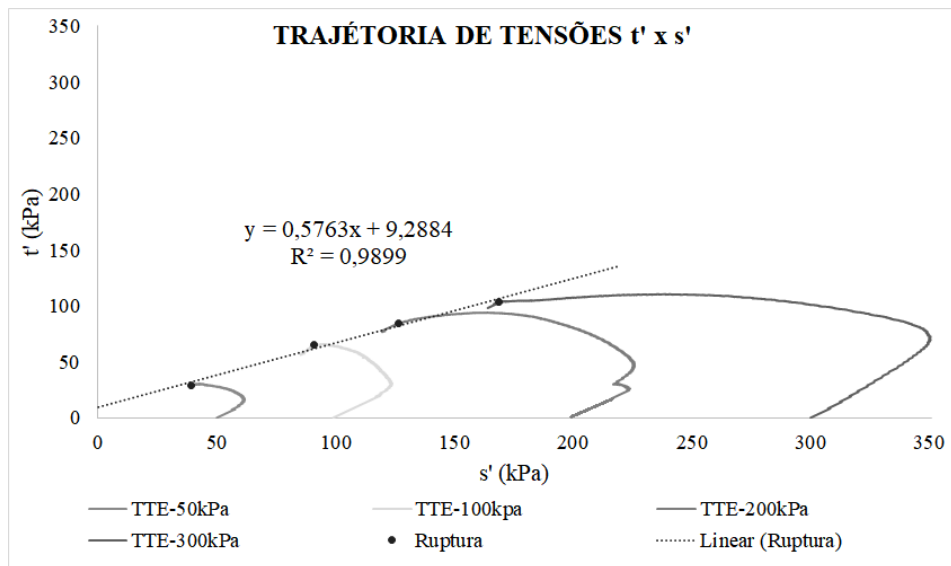
Figura 43-Trajétórias de tensão efetiva para os espaços s' x t' para os solos JLB, JLC e JLT



(a)



(b)



(c)

A Tabela 13 apresenta os valores obtidos para os parâmetros de resistência dos solos JLB, JLC e JLT. A envoltória de resistência correspondente ao pico do espaço t' versus s' foi ajustada por uma função linear para cada amostra, utilizando os critérios de ruptura de máxima relação q'/p' , onde $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = \frac{(\sigma'_1 - 2\sigma'_3)}{3}$. O coeficiente linear (m') e o coeficiente angular ($tg\alpha'$) da envoltória foi determinado através do ajuste linear e os parâmetros (c' e ϕ') foram determinados através da Equação 8 e da Equação 9.

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan\alpha')$$

Equação 8

$$c' = \frac{m'}{\cos \phi'}$$

Equação 9

Tabela 13-Parâmetros de resistência dos solos JLT, JLC e JLB no ensaio CIU

Solo	$\phi(^{\circ})$	c' (kPa)
JLT	35,19	11
JLC	28,57	17
JLB	24,27	20

Observa-se que o intercepto coesivo dos solos tem tendência crescente com a profundidade. Pode-se considerar que o intercepto coesivo resulta da cimentação formada pelo processo de laterização dos solos, visto que não foi observado o efeito de dilatação no comportamento dos solos. De acordo com Huat *et al* (2013) a resistência de pico associada à dilatância resulta de poropressão negativa gerada no cisalhamento, este efeito estrutural que causa a dilatância faz com que o intercepto coesivo efetivo venha a crescer.

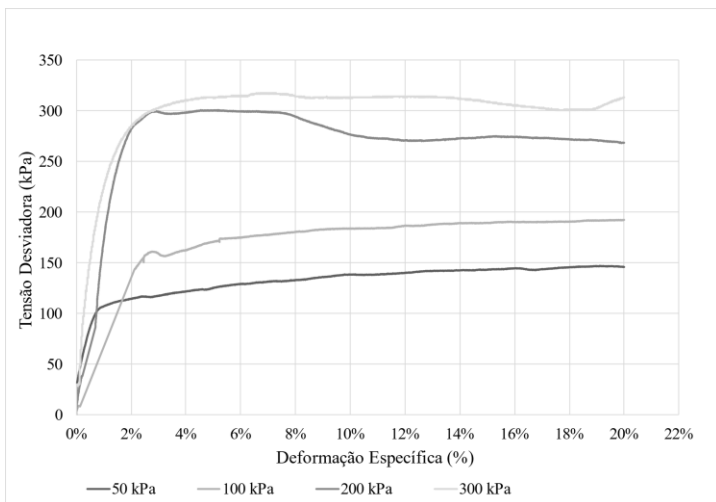
A variação do ângulo de atrito efetivo tem comportamento inverso do intercepto coesivo, tornando-se decrescente com o aumento da profundidade. Comportamento oposto foi observado no ensaio de cisalhamento direto (Tabela 9), tal comportamento pode ser resultado da diferença nos planos de ruptura dos ensaios. Os valores de tensão máxima medidos em amostras indeformadas em ensaios CIU mostram altos valores de ângulo de atrito, normalmente entre 25 e 35°, que podem ser atribuídos à forma tubular da partícula dos minerais de haloisita e a agregação dos minerais de argila (Moon, 2016). O elevado ângulo de atrito e, conseqüentemente, tensão de pico relativamente alta de solos ricos em haloisita significa que eles permanecem estáveis em ângulos de inclinações elevados.

A Figura 44 apresenta as curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos MMT, MMC e MMB. Nas curvas de tensão desviadora versus a deformação axial, observa-se que os gráficos pertencentes aos solos MMT e MMC apresentaram comportamento dúctil para as tensões de 50 kPa e 100 kPa, e comportamento rúptil para as tensões de 200 kPa e 300 kPa, sua força atinge um pico próximo a 2% de deformação e, em seguida, decresce em um ritmo lento, mas constante em direção a resistência residual. Semelhante aos solos JLT e JLC as tensões desvio aumentam com rigidez elevada até o pico e a condição pós-pico cai para um patamar de escoamento

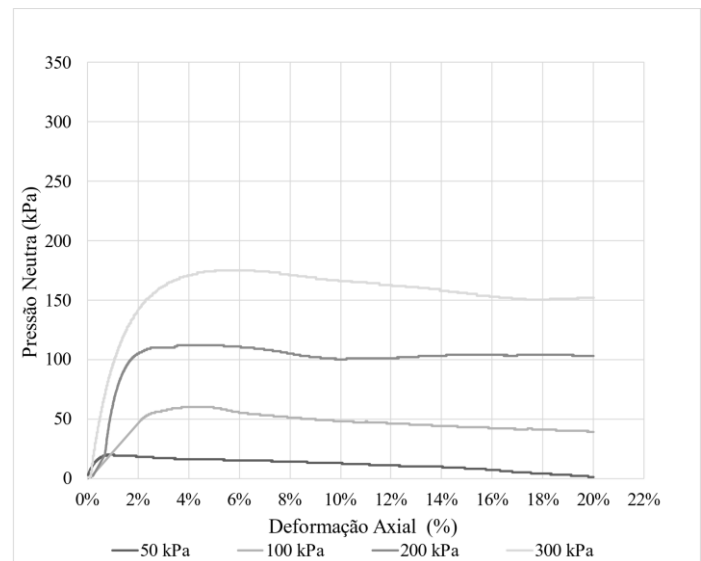
coincidindo com a estabilização do excesso de poropressão. No solo MMB a resistência de pico e o patamar de escoamento de pós-pico não têm diferença tão acentuada e apresentou comportamento dúctil para as tensões de 200kPa e 300 kPa e resistência crescente para as tensões de 50 kPa e 100 kPa. As curvas do solo MMB apresentaram variações que podem ser indicativas da heterogeneidade nas amostras.

Nas curvas de pressão neutra versus deformação axial para os solos MMT e MMC observa-se o desenvolvimento de poropressão positiva no início do ensaio, permanecendo estável após a ruptura dos solos. Para o solo MMB observa-se o desenvolvimento de poropressão positiva no início do ensaio com a diminuição gradual da poropressão após a ruptura da amostra. A resistência de pico de todos as amostras não está associada à dilatância, pois o excesso de poropressão gerada no cisalhamento foi sempre positivo.

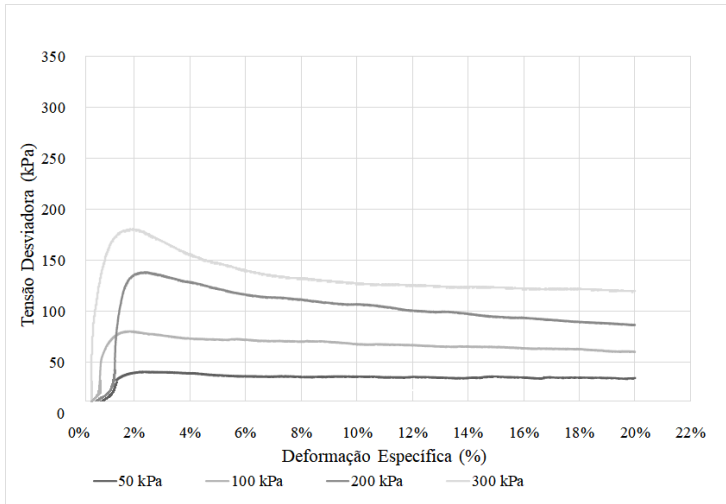
Figura 44-Curvas de tensão desviadora versus a deformação axial (a), (c) e (e) e curvas de pressão neutra versus deformação axial (b), (d) e (f) dos solos MMB, MMC e MMT



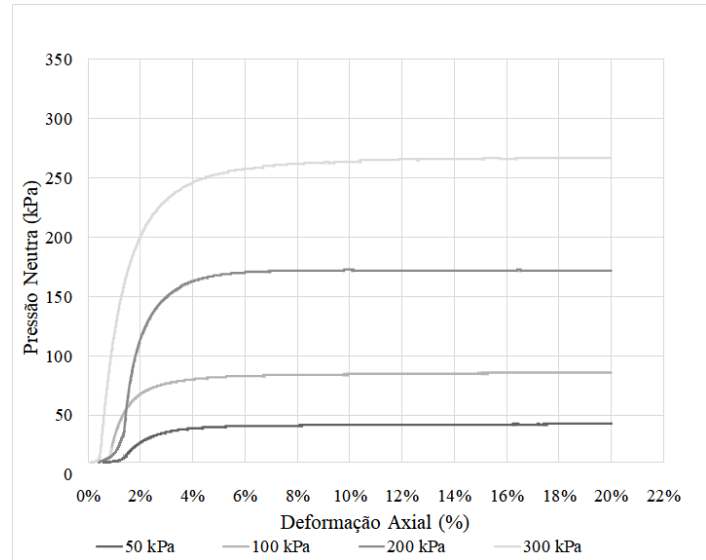
(a)



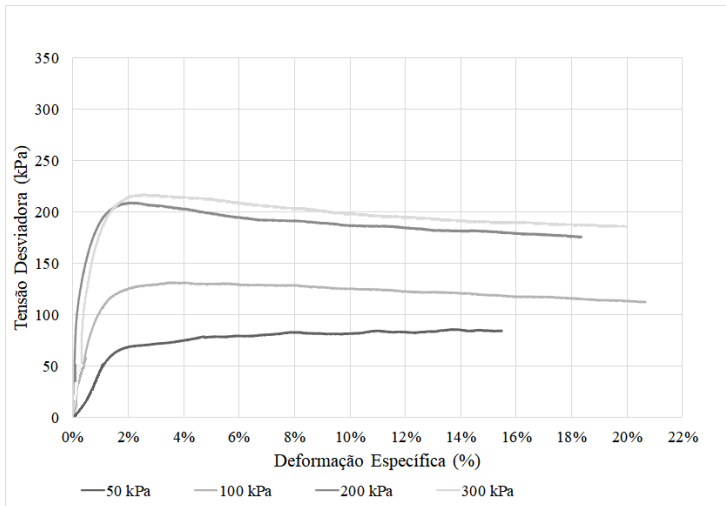
(b)



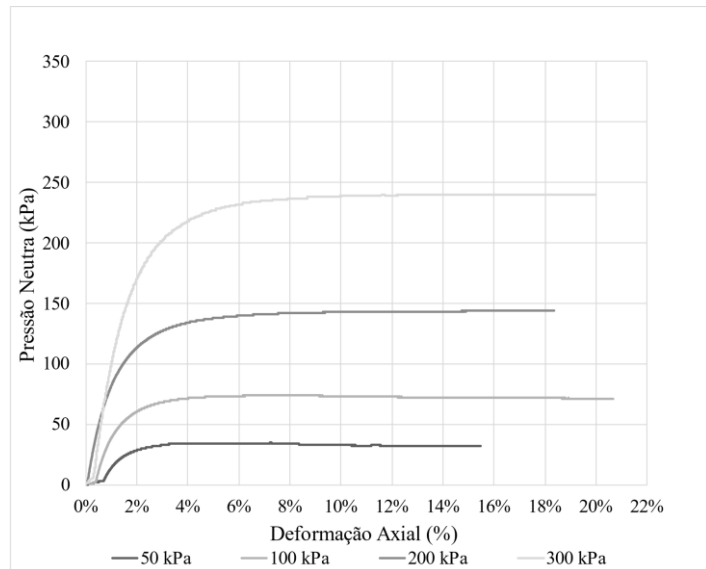
(c)



(d)



(e)



(f)

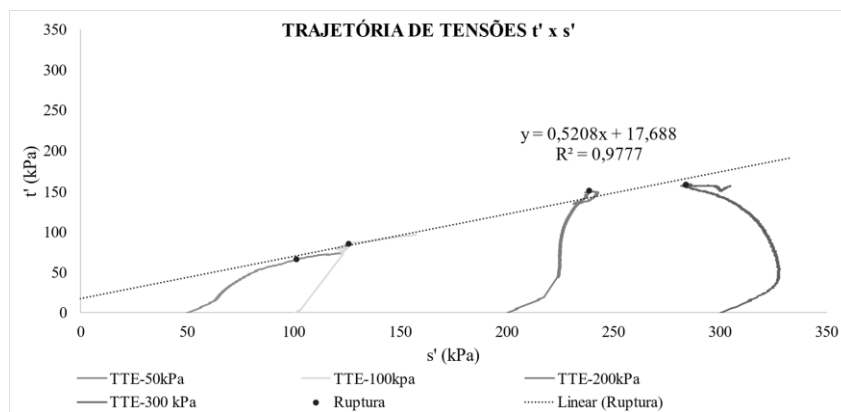
Os gráficos das Figura 45 mostram as trajetórias de tensão efetiva para os espaços $s' = \left(\frac{\sigma'1 + \sigma'3}{2}\right)$ versus $t' = \left(\frac{\sigma'1 - \sigma'3}{2}\right)$ dos ensaios CU para os solos MMT (Figura 45(a)), MMC (Figura 45(b)) e MMB (Figura 45(c)).

Para o solo MMT o caminho de tensões para 50 kPa tende para a direita e para as tensões de 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa a tendência foi caminhar para a esquerda, principalmente após o pico, indicando que há influência tanto do índice de vazios como da estrutura. Dessa forma tem-se que o solo se comporta como pré-adensado para a tensão de 50 kPa passando a ser normalmente adensado a partir de 100 kPa.

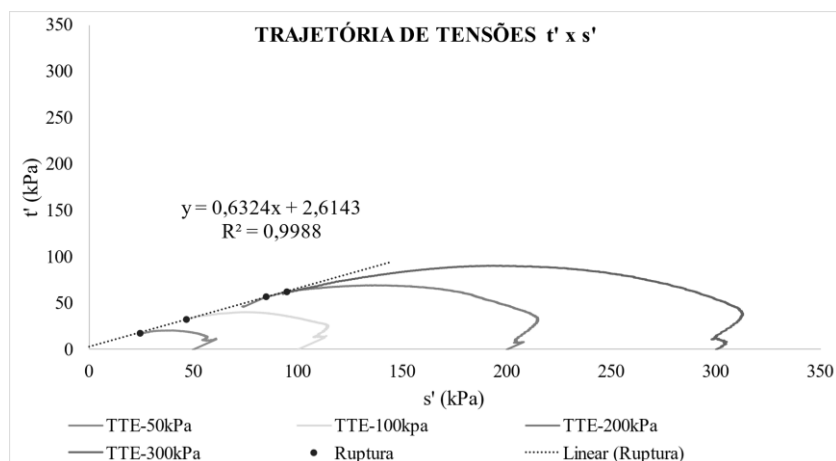
O solo MMC exibe um comportamento típico de solos normalmente adensados com as trajetórias de tensão virando para a esquerda.

O caminho de tensões do solo MMB não é homotético como os dos solos MMT e MMC. Três padrões distintos são observados nas trajetórias de tensão do solo MMB, o caminho de tensão para 50 kPa gira para a direita; a tensão de 100 kPa seguiu praticamente na vertical até atingir a ruptura, a tensão de 200 kPa apresenta um caminho na forma de “S” mostrando comportamento friccional (Maatouk *et al*, 1995) e para a tensão de 300 kPa o caminho apresenta curvatura que dobra para a esquerda. O comportamento indica que o solo se encontra pré-adensado para tensão de 50 kPa passando pela zona de transição na tensão de 100 kPa e tornando-se normalmente adensado na tensão de 300 kPa.

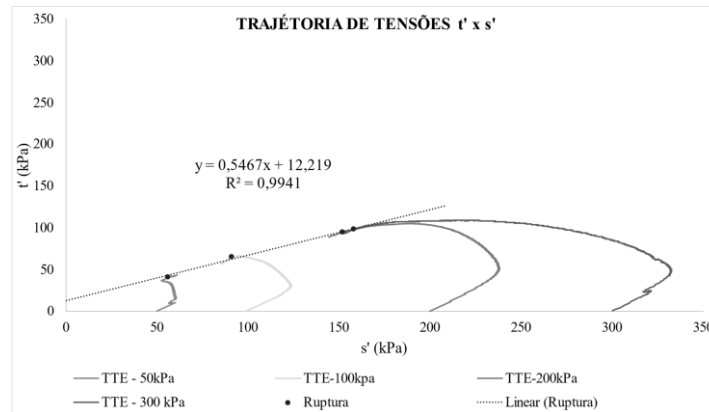
Figura 45-Trajетórias de tensão efetiva para os espaços s'x t' para os solos MMB, MMC e MMT



(a)



(b)



(c)

A Tabela 14 apresenta os valores obtidos para os parâmetros de resistência dos solos MMB, MMC e MMT. A envoltória de resistência correspondente ao pico do espaço t' versus s' foi ajustada por uma função linear para cada amostra, utilizando os critérios de ruptura de máxima relação q'/p' , onde $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = \frac{(\sigma'_1 - 2\sigma'_3)}{3}$. O coeficiente linear (m') e o coeficiente angular ($\text{tg}\alpha'$) da envoltória foi determinado através do ajuste linear e os parâmetros (c' e ϕ') foram determinados através das Equações 11 e 12.

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan\alpha') \quad \text{Eq. 11}$$

$$c' = \frac{m'}{\cos\phi'} \quad \text{Eq. 12}$$

Tabela 14-Parâmetros de resistência dos solos MMT, MMC e MMB no ensaio CIU

Solo	ϕ' (°)	c' (kPa)
MMT	33,14	15
MMC	39,23	3
MMB	31,39	21

Observa-se uma redução brusca no intercepto do solo MMT para o MMC. O baixo intercepto de coesivo do solo MMC pode ser resultante de elevado grau de lixiviação solo, já que o talude possui calhas que passam pelo seu centro para escoamento das águas da chuva. Os solos MMT e MMB apresentam intercepto coesivo com tendência crescente com a profundidade, porém com pouca variação. Semelhante aos solos JLT, JLC e JLB pode-se considerar que o

intercepto coesivo resulta da cimentação formada pelo processo de laterização dos solos, visto que não foi observado o efeito de dilatação no comportamento dos solos.

Não foi observado variação significativa nos valores do ângulo de atrito dos solos. os valores se mantiveram entre 31,39° e 39,23°, característico de solos residuais lateríticos. Não foi possível observar correlação entre o ângulo de atrito efetivo e os índices físicos, composição granulométrica ou plasticidade dos solos.

5.10 Análise de infiltração da precipitação

Uma Função de Condutividade Hidráulica define a relação entre a pressão da água dos poros e a condutividade hidráulica. Em uma função de condutividade hidráulica típica, um solo dessatura e o teor de água diminui quando a pressão da água dos poros se torna negativa; a capacidade do solo de conduzir água diminui à medida que o teor de água diminui. A condutividade hidráulica do solo, conseqüentemente, diminui à medida que a pressão da água dos poros se torna cada vez mais negativa. A função estimada a partir da curva de retenção (Figura 46) e da condutividade hidráulica saturada (Tabela 15) obtidos por Sousa (2020) é usada em para definir as propriedades hidráulicas dos materiais.

Figura 46-Função de Condutividade Hidráulica

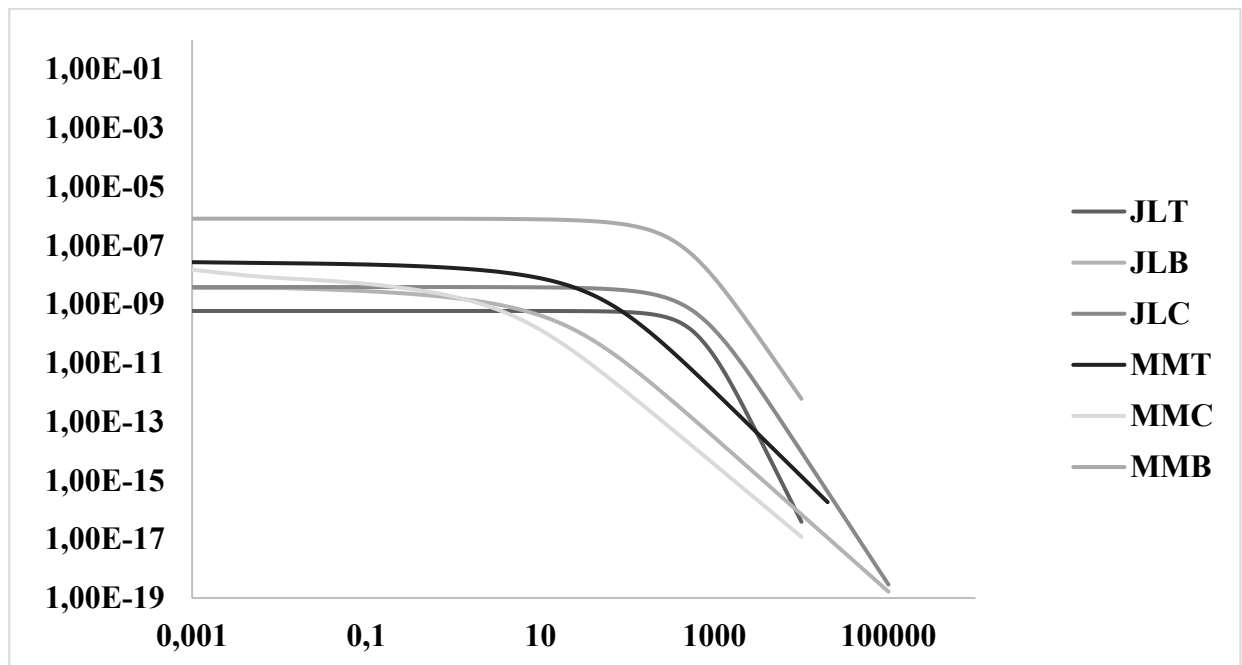


Tabela 15- Condutividade hidráulica saturada dos solos

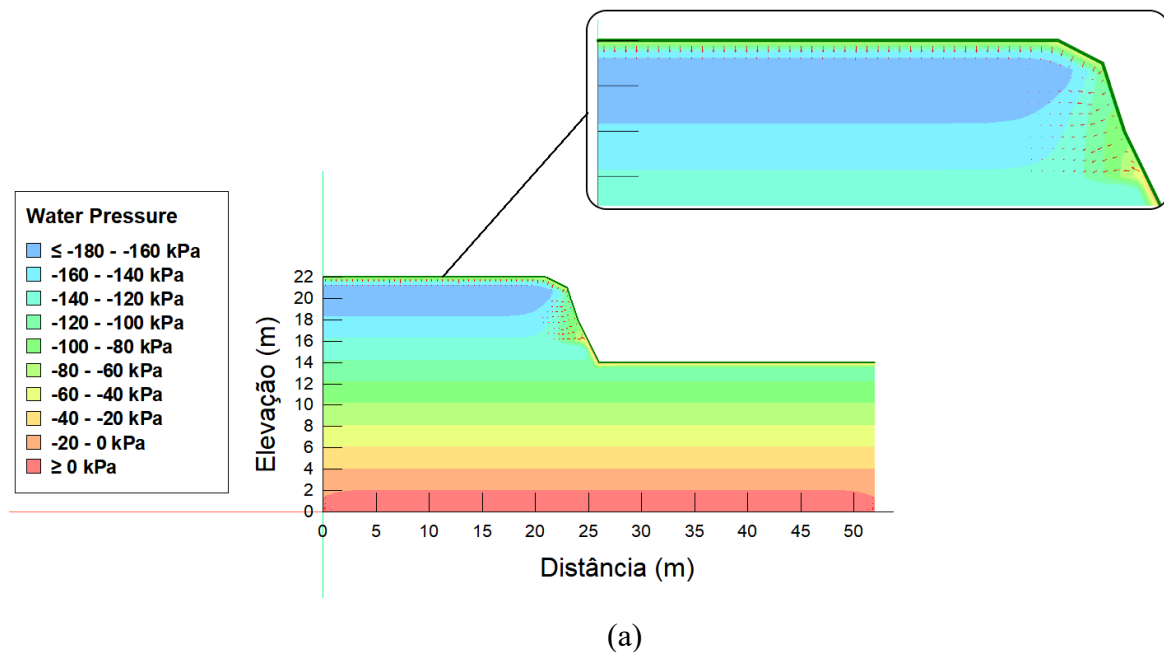
Solos	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
k (x10 ⁻⁷ cm/s)	4,68	3,85	0,59	8,12	0,15	0,27

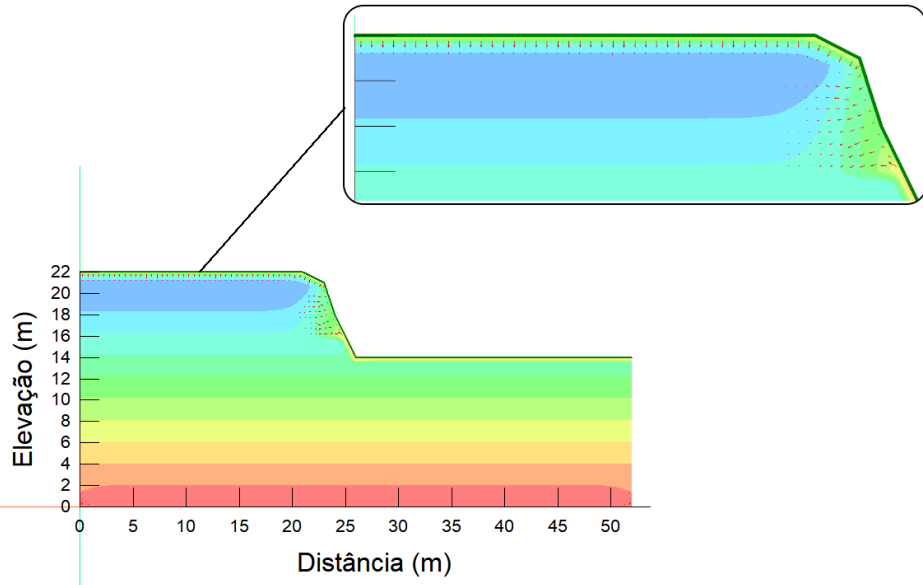
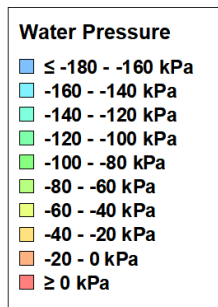
5.10.1 Taxa de infiltração sem precipitação antecedente

A Figura 47 mostra os resultados da modelagem de infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h (a, b, c) e 72h (d, e, f) de duração e intensidades de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h, respectivamente, para o Talude João Lourenço. Os vetores de fluxo apresentaram-se perpendiculares aos contornos de poropressão com maior tendência para o fluxo vertical. Os vetores resultantes das várias intensidades de chuva são de natureza semelhante indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência no fluxo de água pelos poros do talude. A duração do evento de chuva teve maior influência na poropressão quando comparado a intensidade da chuva, atingindo valores máximos entre -80 kPa e -60 kPa para 24h de chuva e -40 kPa e -20 kPa para 72h de chuva na superfície atingida pela frente de umedecimento, onde ocorre o pico do evento de infiltração. Os contornos de poropressão observados indicam valores elevados de poropressão negativa dentro do talude, sugerindo uma alta capacidade de sucção matricial dos solos.

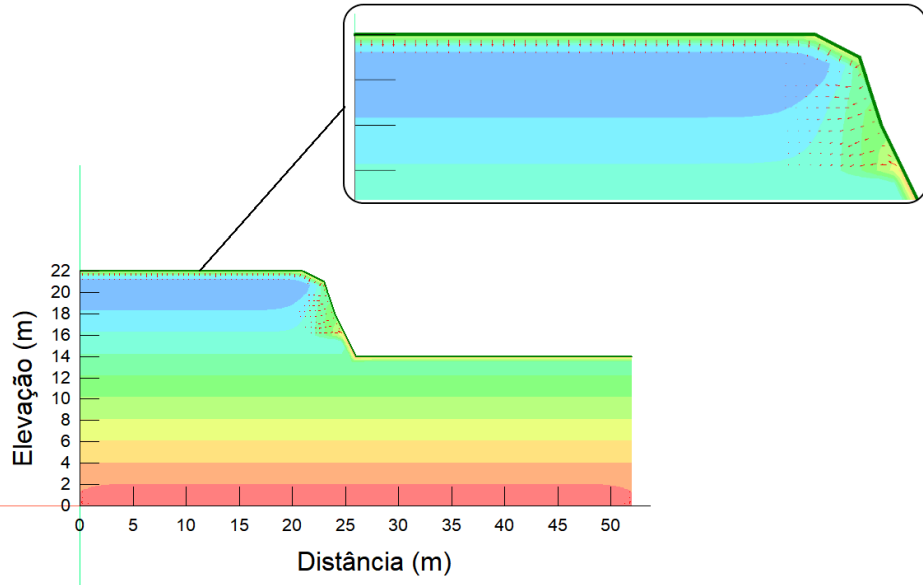
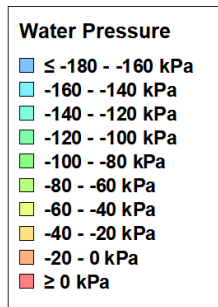
Os vetores apresentam divergência com relação a magnitude ao longo da inclinação do talude indicando que há divergência com relação a velocidade nas diferentes áreas por onde ocorre a infiltração. Os vetores diminuem ao se afastarem da superfície, comportamento indica que há uma diminuição do fluxo à medida que a água percola para o interior do talude.

Figura 47-Infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h e 72h de duração para o talude João Lourenço

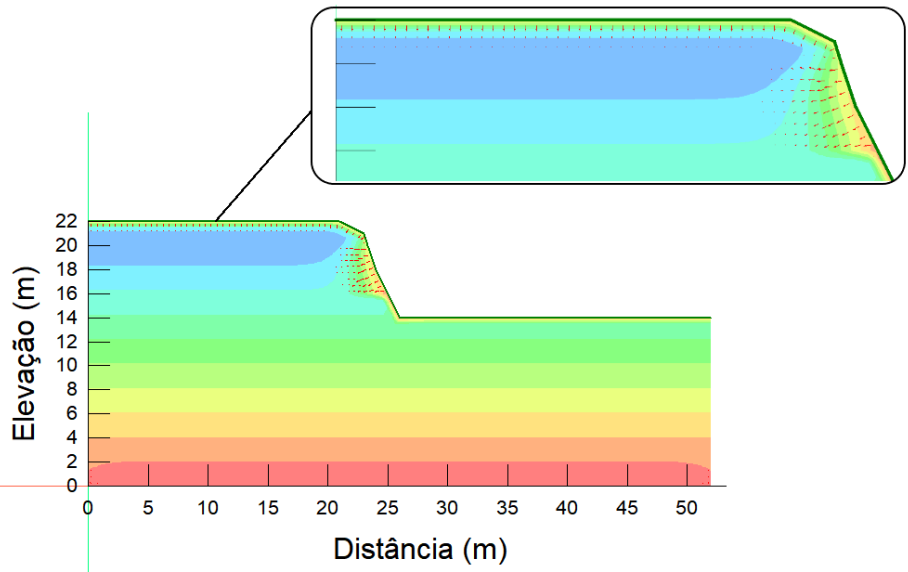
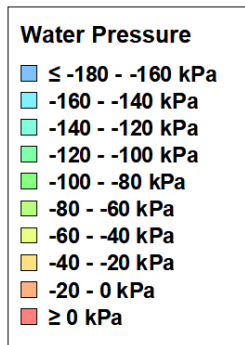




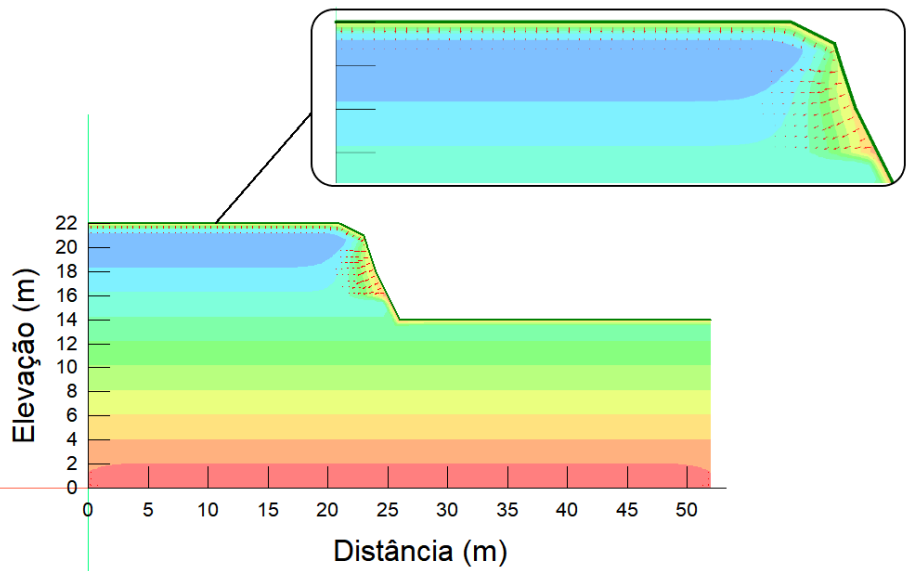
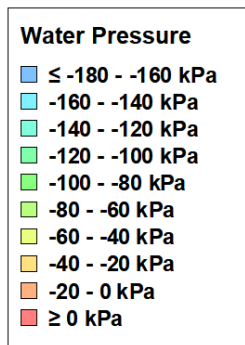
(b)



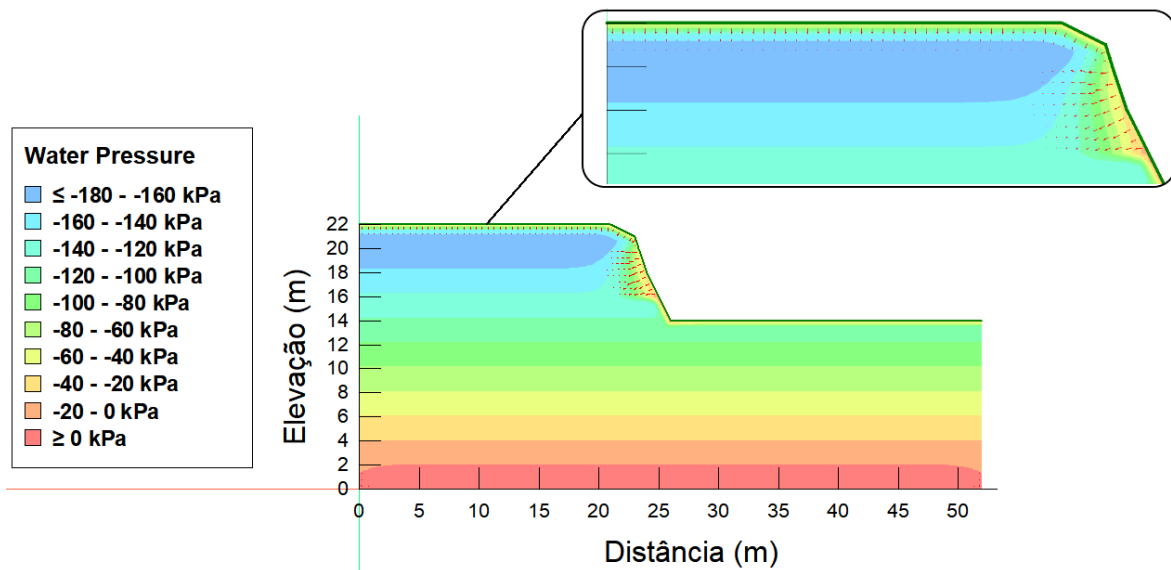
(c)



(d)



(e)

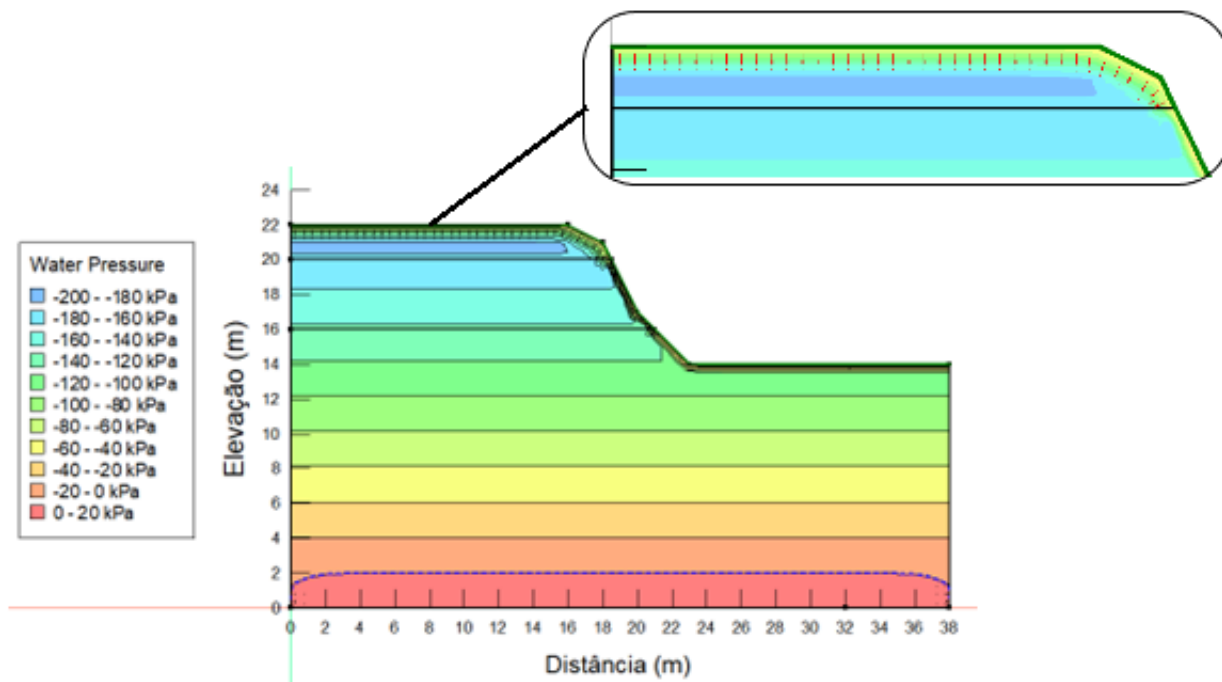


(f)

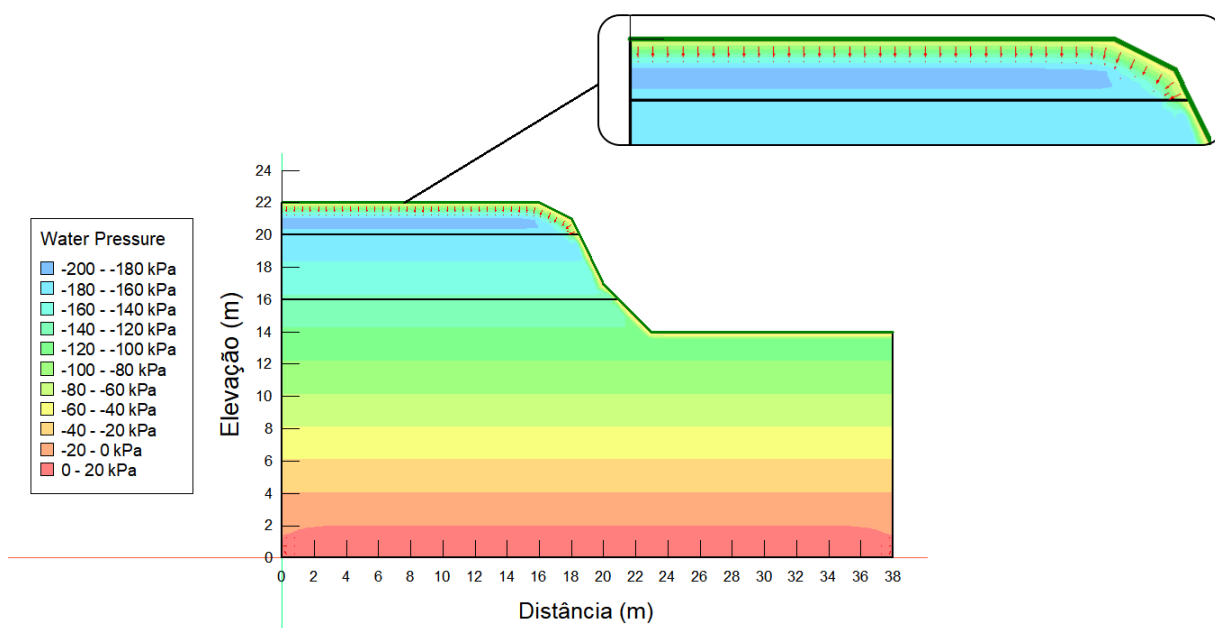
A Figura 48 mostra os resultados da modelagem de infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h (a, b, c) e 72h (d, e, f) de duração e intensidades de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h, respectivamente, para o Talude Maria Madalena. Os resultados obtidos foram semelhantes aos resultados apresentados para o talude João Lourenço, com os vetores de fluxo apresentando-se perpendiculares aos contornos de poropressão e tendência para o fluxo vertical. Os vetores resultantes das várias intensidades de chuva também apresentaram natureza semelhante indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência no fluxo de água pelos poros do talude. A duração do evento de chuva teve maior influência na poropressão quando comparado a intensidade da chuva, atingindo valores máximos entre -60 kPa e -40 kPa para 24h de chuva e -40 kPa e -20 kPa para 72h de chuva na superfície atingida pela frente de umedecimento, onde ocorre o pico do evento de infiltração. Os contornos de poropressão observados indicam valores elevados de poropressão negativa dentro do talude, sugerindo uma alta capacidade de sucção matricial dos solos.

Os vetores não apresentam grande divergência com relação a magnitude indicando que não há grande divergência com relação a velocidade nas diferentes áreas por onde ocorre a infiltração. Por apresentarem magnitudes pequenas, os vetores indicam que o fluxo é baixo.

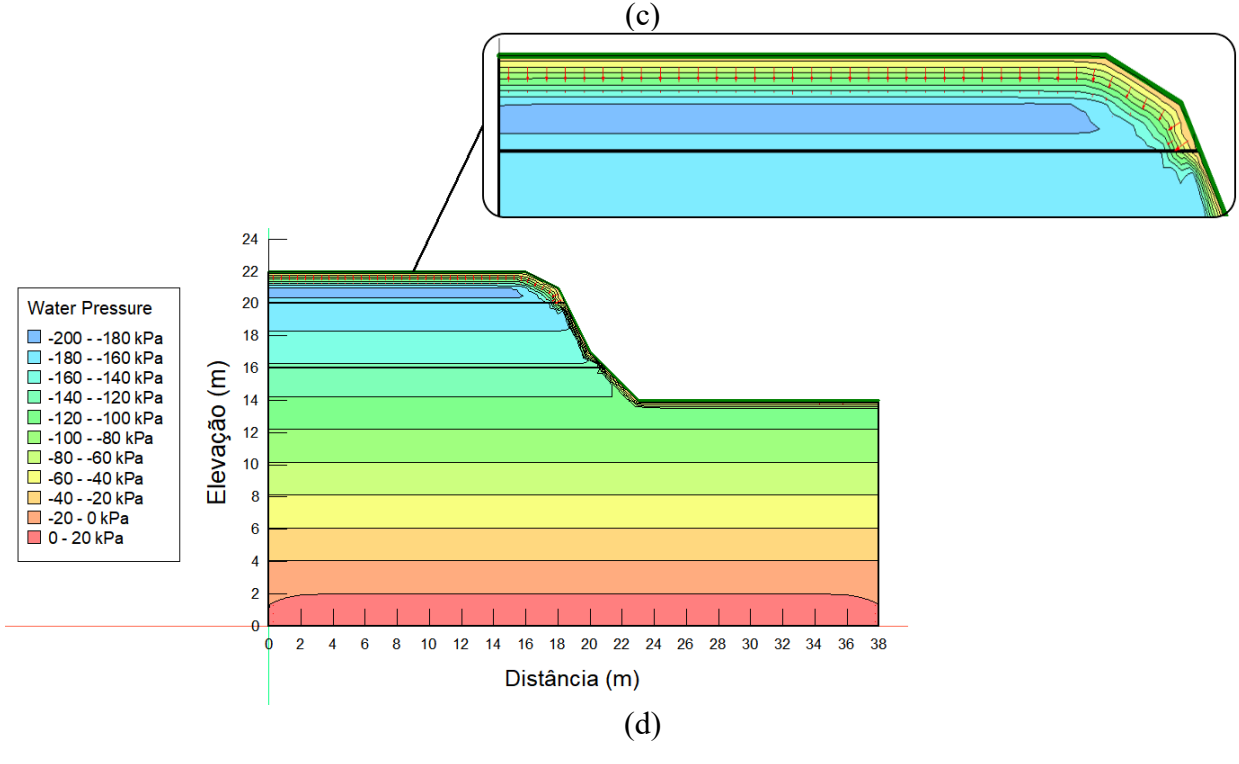
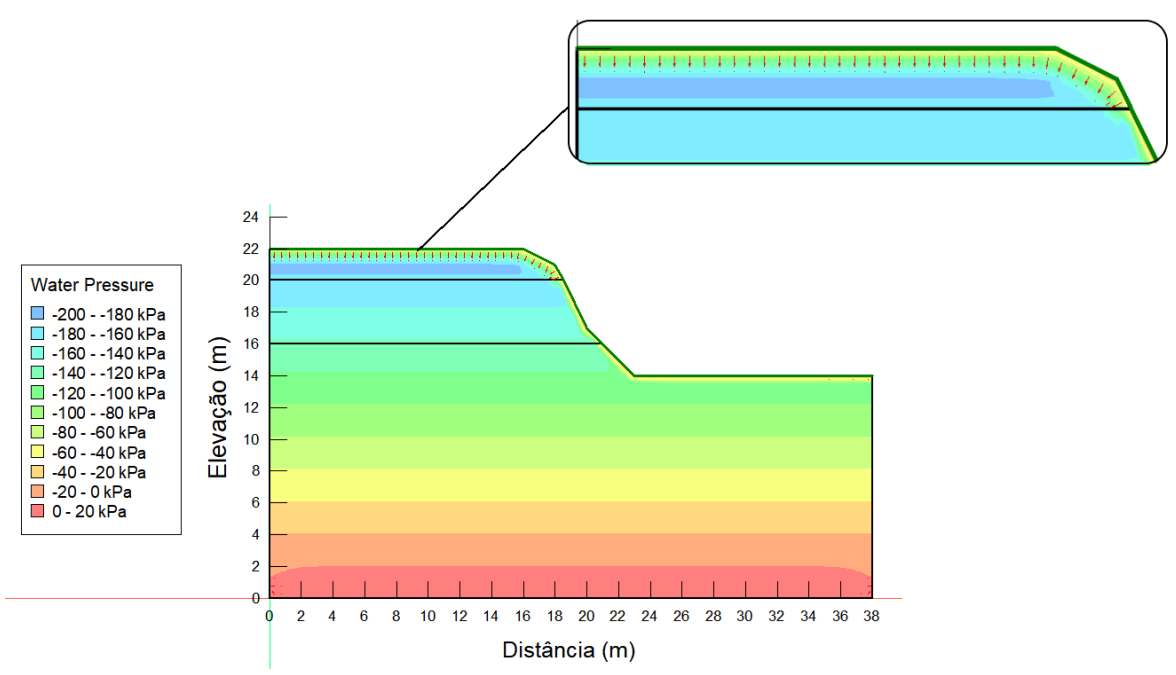
Figura 48-Infiltração no quinto dia após os eventos de chuva com 24h e 72h de duração no talude Maria Madalena

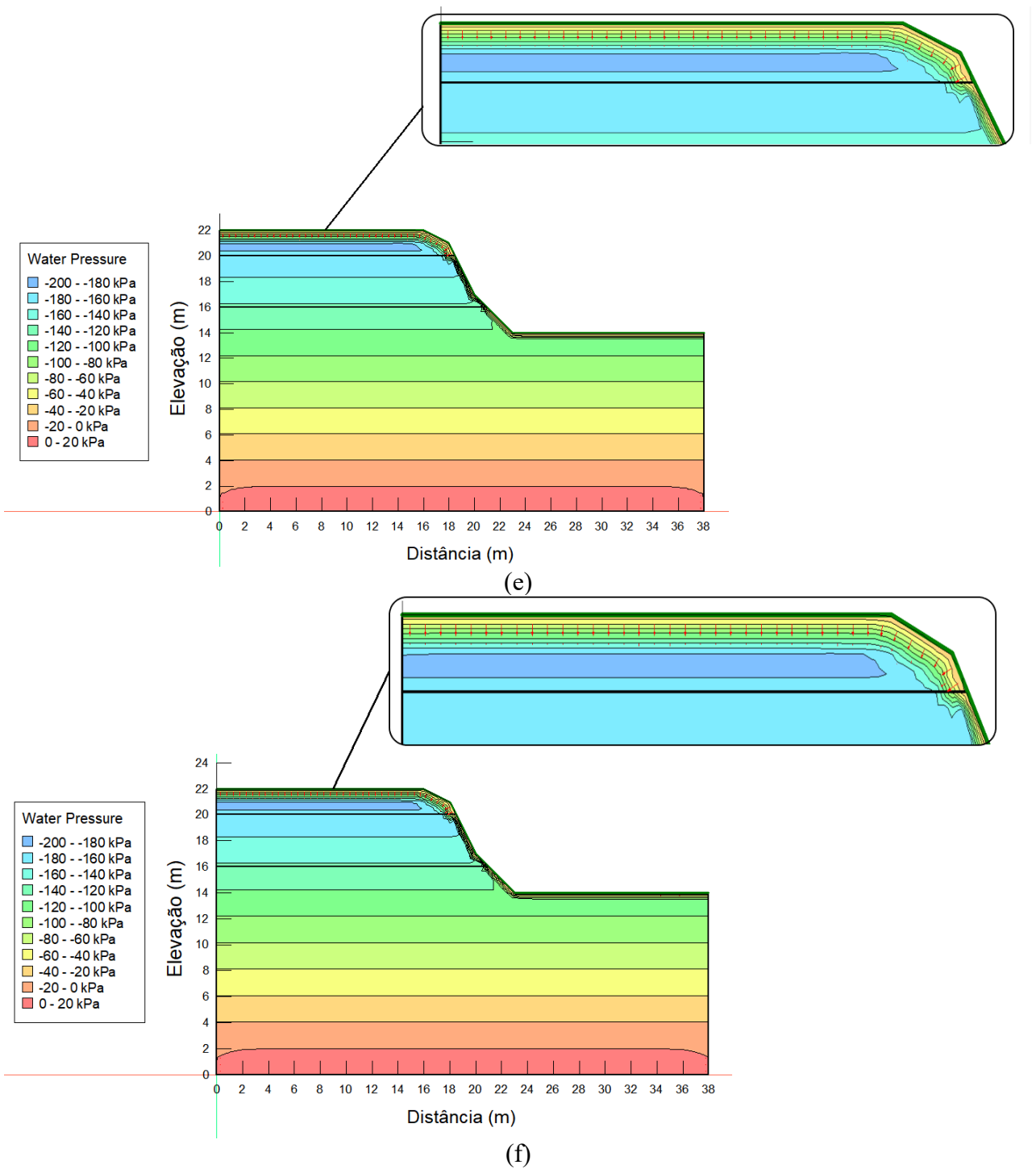


(a)



(b)



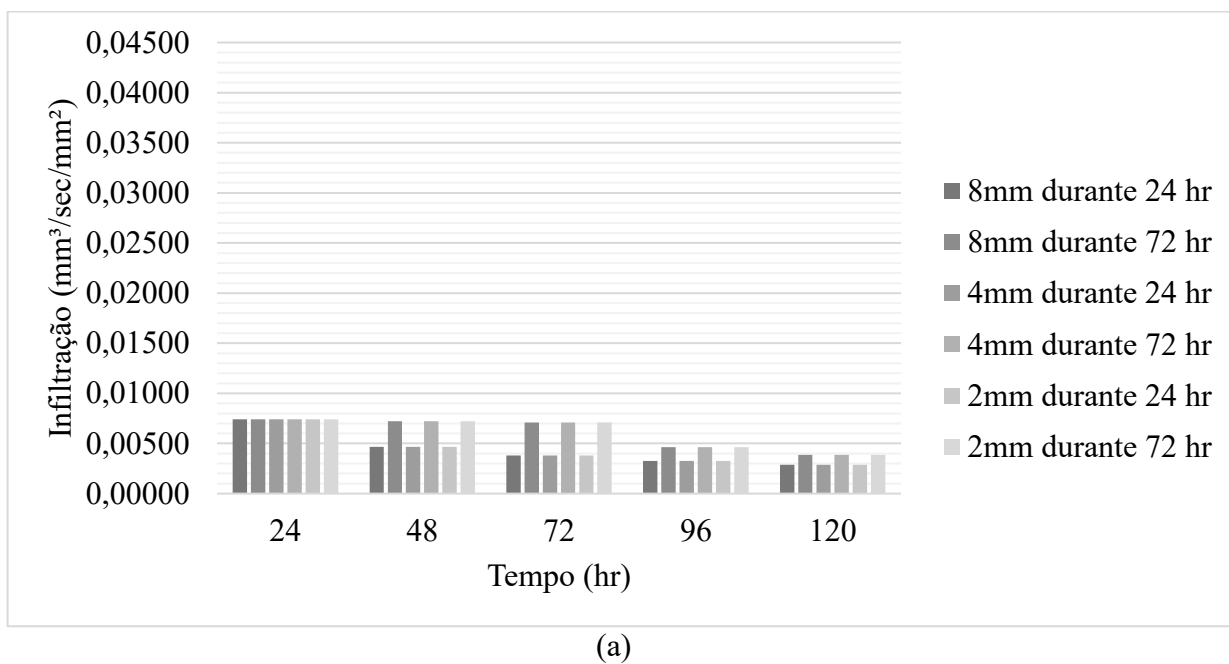


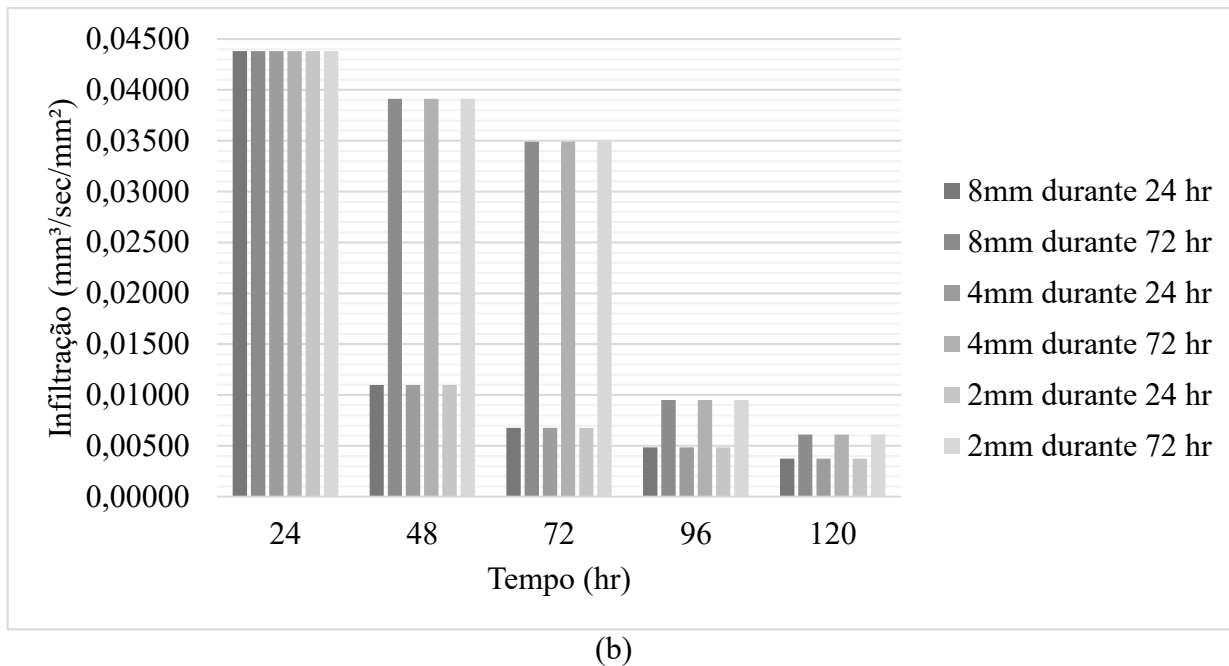
As taxas de infiltração ao longo de 5 dias nos taludes João Lourenço e Maria Madalena podem ser vistas no gráfico da Figura 49 (a) e (b), respectivamente. Observa-se que a máxima taxa de infiltração ocorreu durante os eventos de chuva com valor de $0,0074 \text{ mm}^3/\text{s}/\text{mm}^2$ para as diferentes intensidades e durações do talude João Lourenço, enquanto a taxa máxima para as diferentes intensidades e durações dos eventos de chuva foi de $0,0438 \text{ mm}^3/\text{s}/\text{mm}^2$ para o talude Maria Madalena.

A maior taxa de infiltração do talude Maria Madalena pode ser resultado da granulometria do solo que compõe a superfície do talude. O solo do talude Maria Madalena apresentou menor teor de finos em sua composição quando comparado ao solo do talude João Lourenço, característica que influencia para uma maior percolação de água no solo.

A taxa infiltração diminuiu com o avanço da frente de saturação para ambos os taludes após cessar o evento de chuva. De acordo com Cunha *et al* (2015) a taxa de infiltração da água no solo é alta no início do processo de infiltração, particularmente quando o solo está inicialmente muito seco, mas tende a decrescer com o tempo aproximando-se de um valor constante, comportamento que pode ser observado no gráfico. A água que se infiltra no solo se move para baixo sob a força da gravidade percorrendo o caminho de maior facilidade através dos poros maiores do solo, enquanto os poros superficiais menores absorvem água por capilaridade. Quando os poros capilares na superfície são preenchidos e a capacidade de absorção reduzida, a taxa de infiltração diminui (SEN, 2017).

Figura 49-Taxas de infiltração sem precipitação antecedente





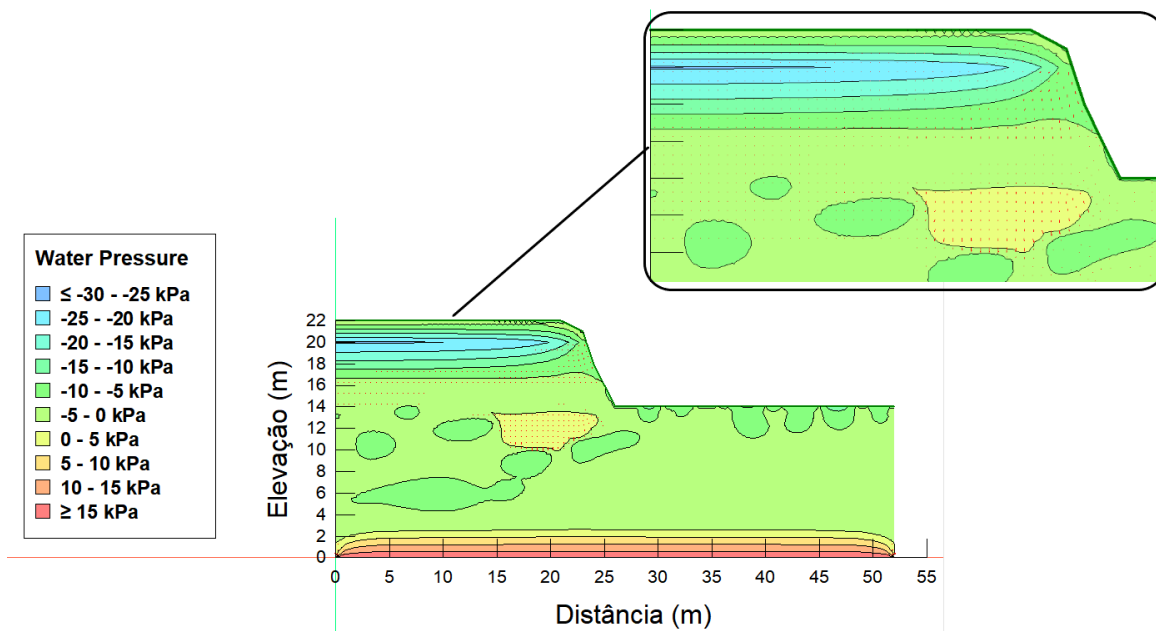
5.10.2 Taxa de infiltração com precipitação antecedente

A Figura 50 mostra os resultados da modelagem de infiltração com condições de umidade antecedentes ao evento de chuva no quinto dia pós-eventos de chuva com 24h (a, b, c) e 72h (d, e, f) de duração e intensidades de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h, respectivamente, para o talude João Lourenço. Os vetores de fluxo apresentaram-se perpendiculares aos contornos de poropressão com maior tendência para o fluxo vertical. Semelhante aos resultados obtidos sem precipitação antecedente, os vetores resultantes das várias intensidades de chuva são de natureza análoga indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência no fluxo de água pelos poros do talude. A duração do evento de chuva também não apresentou grande influência na poropressão, atingindo valor máximo entre -10 kPa e -5 kPa para 24h e 72h de chuva na superfície.

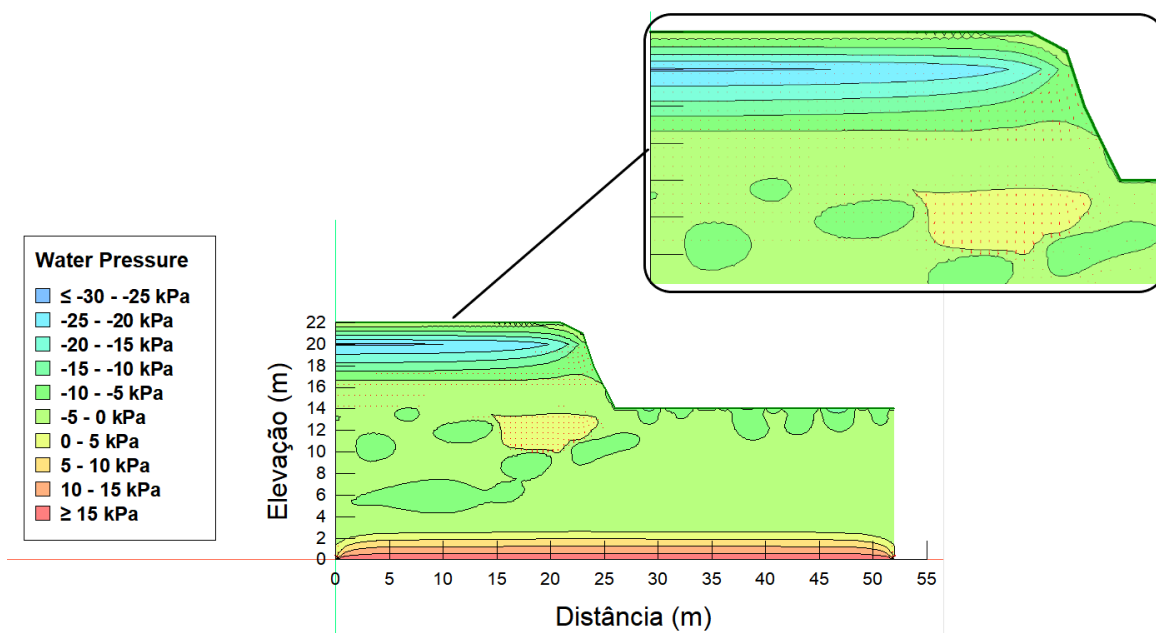
As condições de umidade com precipitação antecedente influenciaram nos contornos de poropressão dos eventos de chuva. A pressão negativa da água dos poros aumentou para um valor de zero após a chuva e ao contrário dos contornos observados nas condições de umidade sem precipitação antecedente, foram observadas poropressões positivas dentro do talude. As poropressões positivas são resultado da diminuição da sucção matricial que ocorre durante a precipitação antecedente ao evento de chuva.

Os vetores não apresentam divergência com relação a magnitude ao longo da inclinação do talude indicando que não há divergência com relação a velocidade nas diferentes áreas por onde ocorre a infiltração.

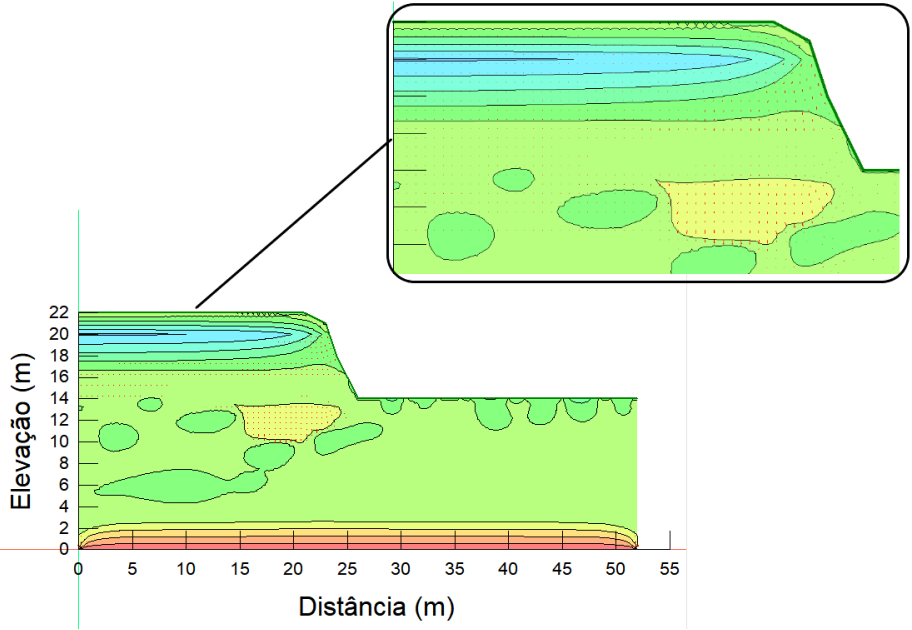
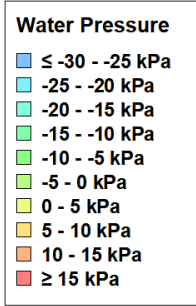
Figura 50-Infiltração no quinto dia pós-evento de chuva com 24h e 72h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço



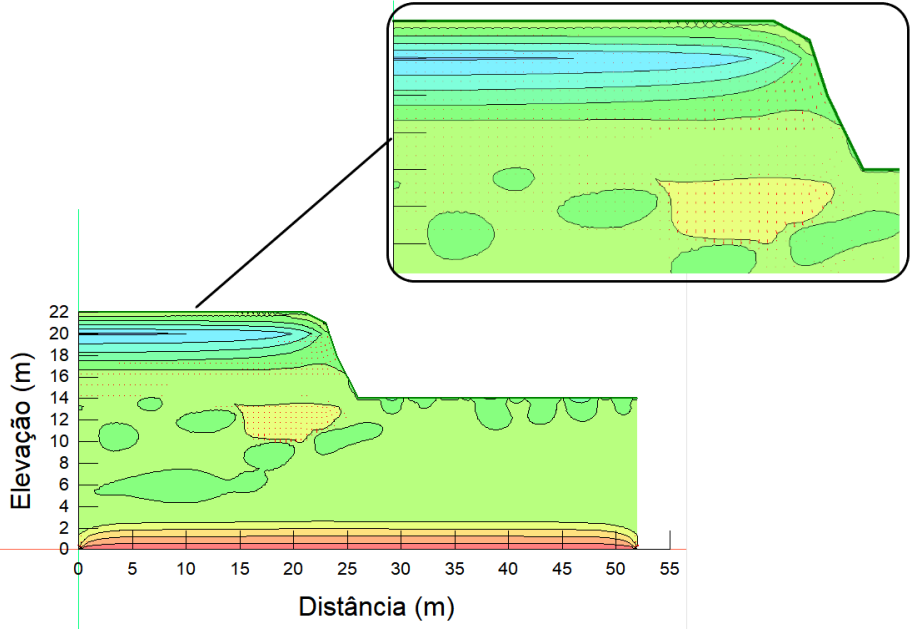
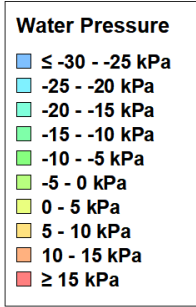
(a)



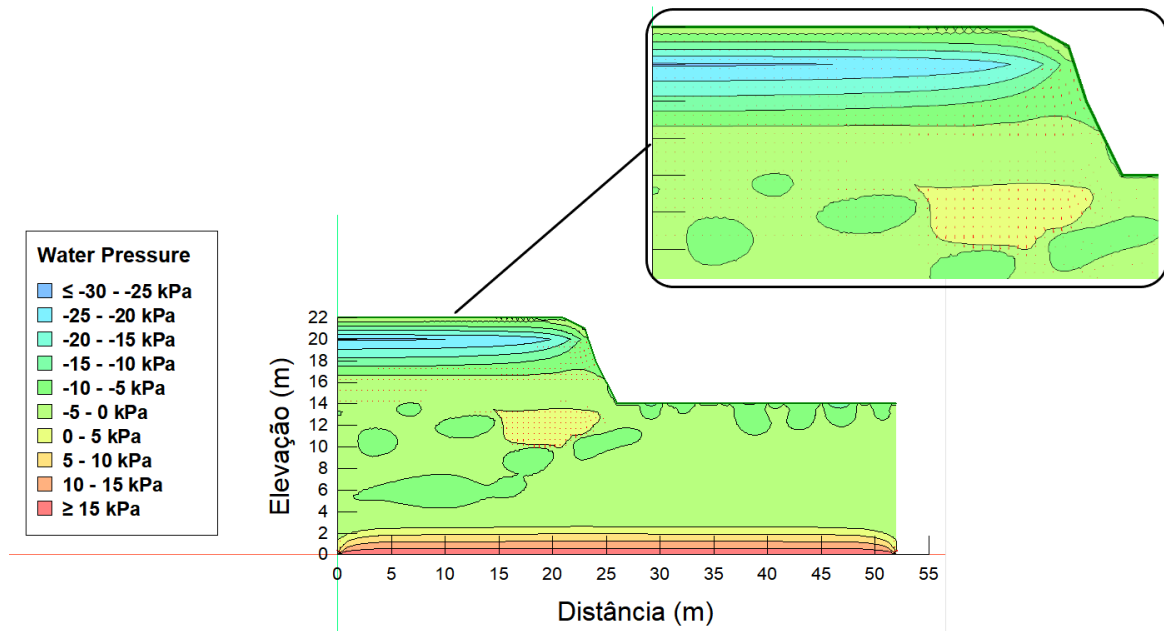
(b)



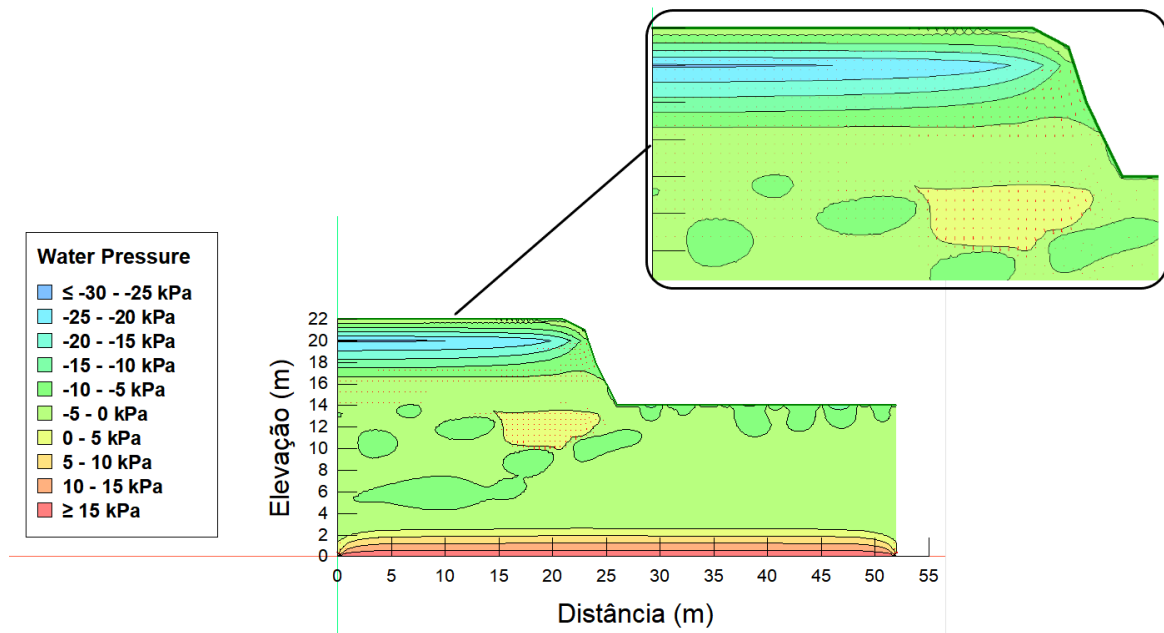
(c)



(d)



(e)



(f)

A Figura 51 mostra os resultados da modelagem de infiltração com condições de umidade antecedentes ao evento de chuva no quinto dia pós-eventos de chuva com 24h (a, b, c) e 72h (d, e, f) de duração e intensidades de 8mm/h, 4mm/h e 2mm/h, respectivamente, para o talude Maria Madalena. Os vetores de fluxo apresentaram-se perpendiculares aos contornos de poropressão com maior tendência para o fluxo vertical. Semelhante aos resultados obtidos sem precipitação antecedente, os vetores resultantes das várias intensidades de chuva são de natureza análoga indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência no fluxo de água pelos

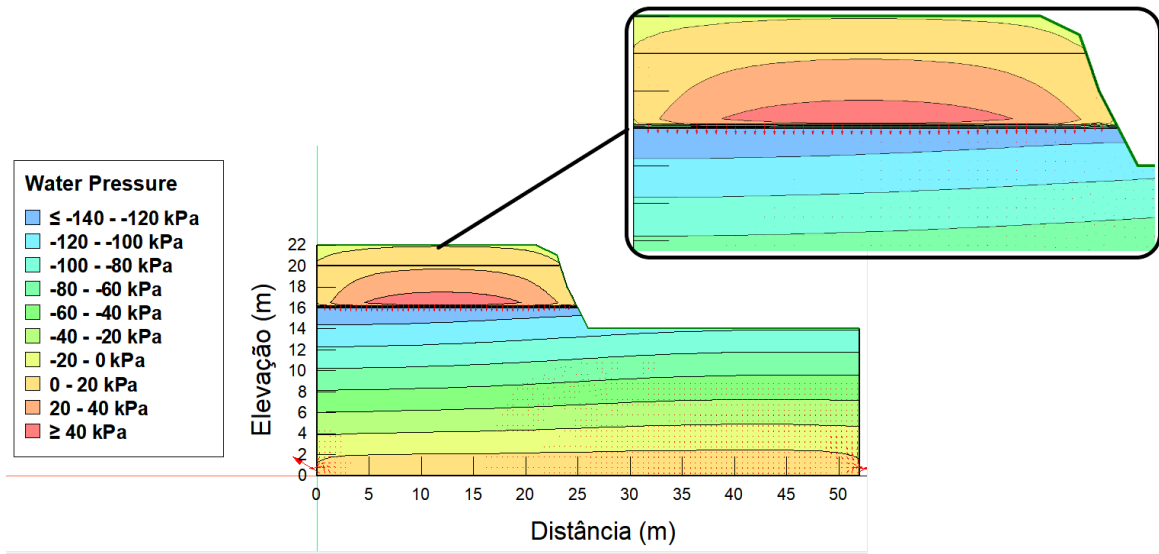
poros do talude. A duração do evento de chuva também não apresentou grande influência na poropressão, atingindo valor máximo entre 0 kPa e 20 kPa para 24h e 72h de chuva na superfície.

As condições de umidade com precipitação antecedente influenciaram nos contornos de poropressão dos eventos de chuva. Ao contrário dos contornos observados nas condições de umidade sem precipitação antecedente, foram observadas poropressões positivas dentro do talude. O aumento da poropressão ao longo do tempo é associada a diminuição da sucção matricial (Abd *et al*, 2020). A mudança nos valores em uma profundidade alta gera uma significativa modificação na resistência do solo. Dessa forma, pode-se atribuir a instabilidade do solo não saturado à redução da sucção matricial associada à infiltração da chuva (Oh *et al*, 2016).

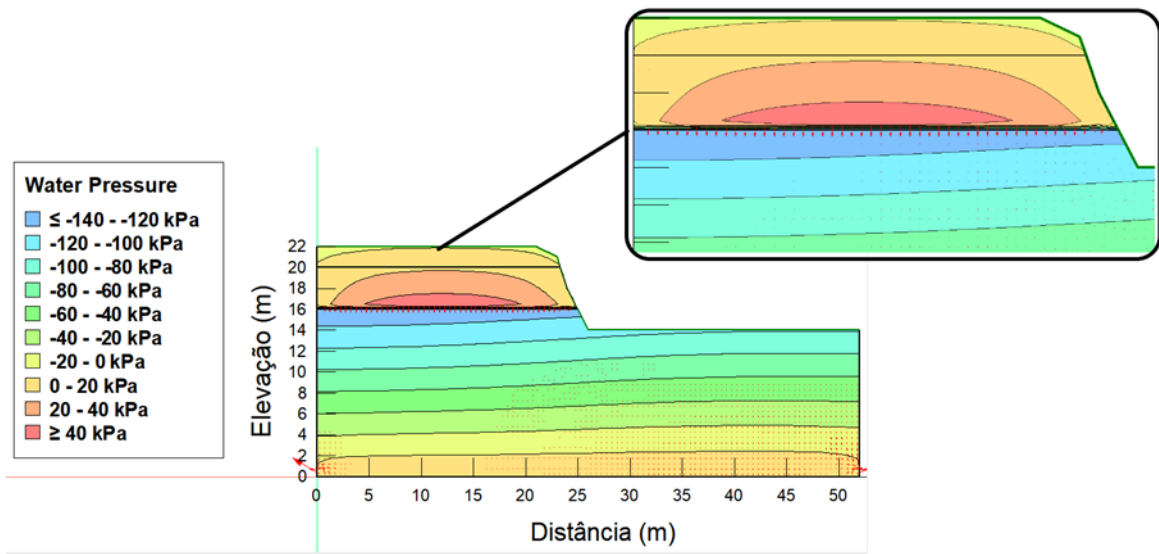
O avanço da frente de umedecimento atinge 6m de profundidade no final da análise. Observa-se a existência de uma zona de transição entre os solos do centro e da base aos 16m de elevação em que ocorre aumento de poropressão negativa. enquanto o solo do centro apresenta poropressão positiva, o solo da base valores de poropressão negativa. De acordo com Sousa (2020) o solo do centro apresentou maior valor de capacidade de retenção de água e maior sensibilidade a presença de água. Esta característica pode influenciar de forma significativa no fluxo de água na zona de transição do solo centro para o solo base.

O possível processo de lixiviação sofrido pelo solo do centro, que apresenta calhas para escoamento de águas da chuva, pode influenciar na infiltração de água para o solo base. É possível que durante o processo de lixiviação partículas finas pertencentes ao solo do centro tenham passado para o solo base, tornando-o menos permeável. A lenta dissipação da poropressão negativa do solo base com a infiltração da chuva pode ser associada a altos valores de sucção matricial (Abd *et al*, 2020), contribuindo para uma maior estabilidade no talude (Ghadrdan *et al*, 2019).

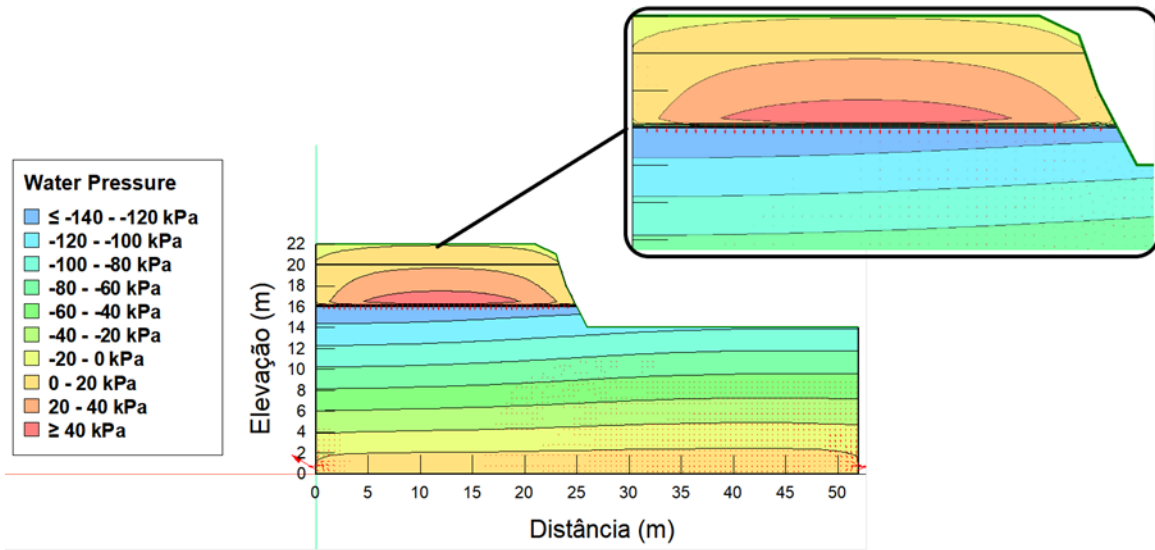
Figura 51-Infiltração no quinto dia pós-evento de chuva com 24h e 72h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena



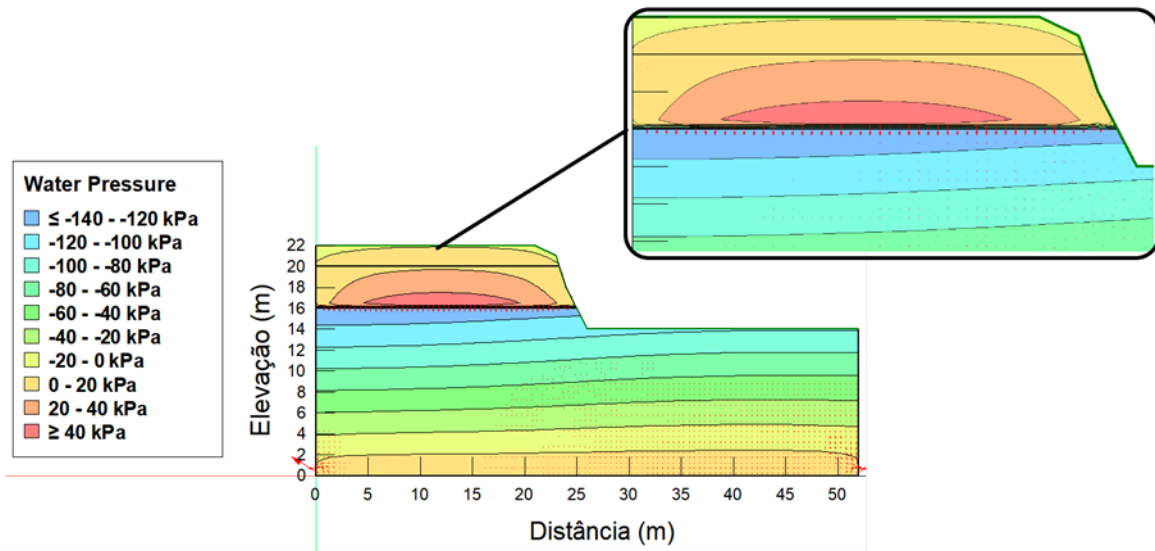
(a)



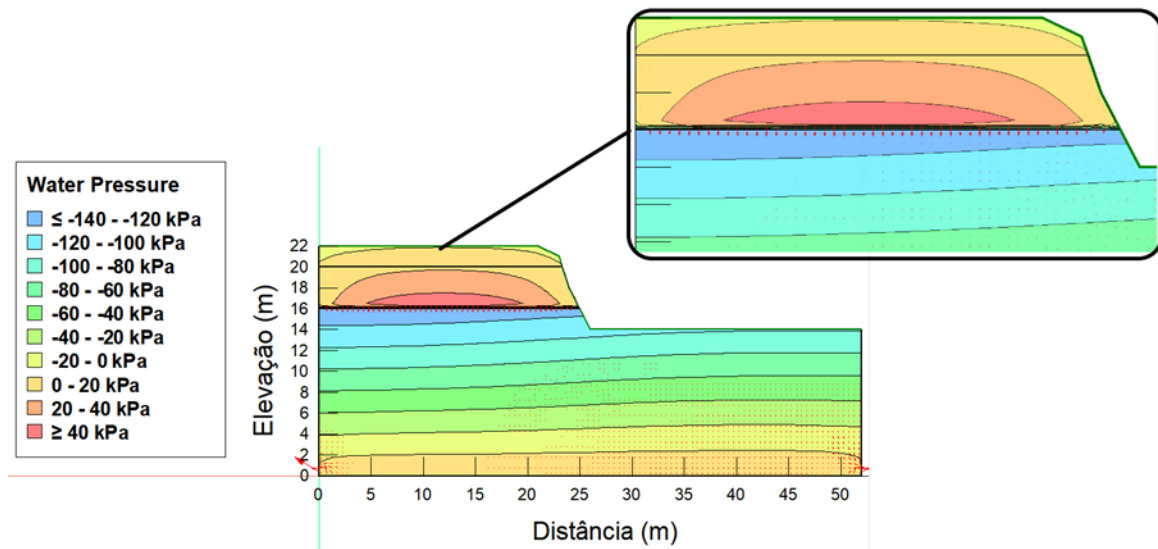
(b)



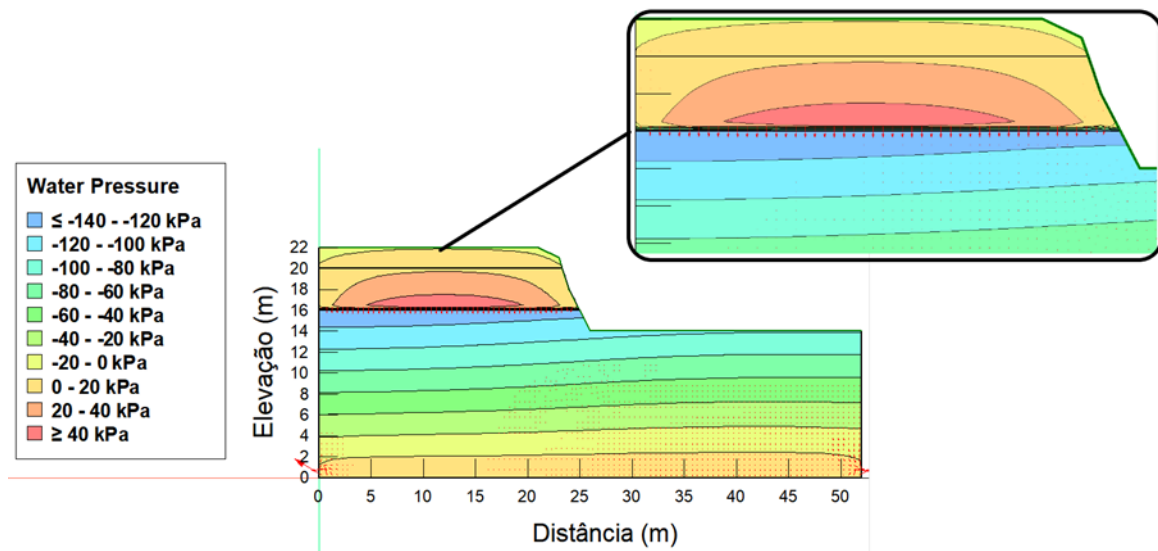
(c)



(d)



(e)



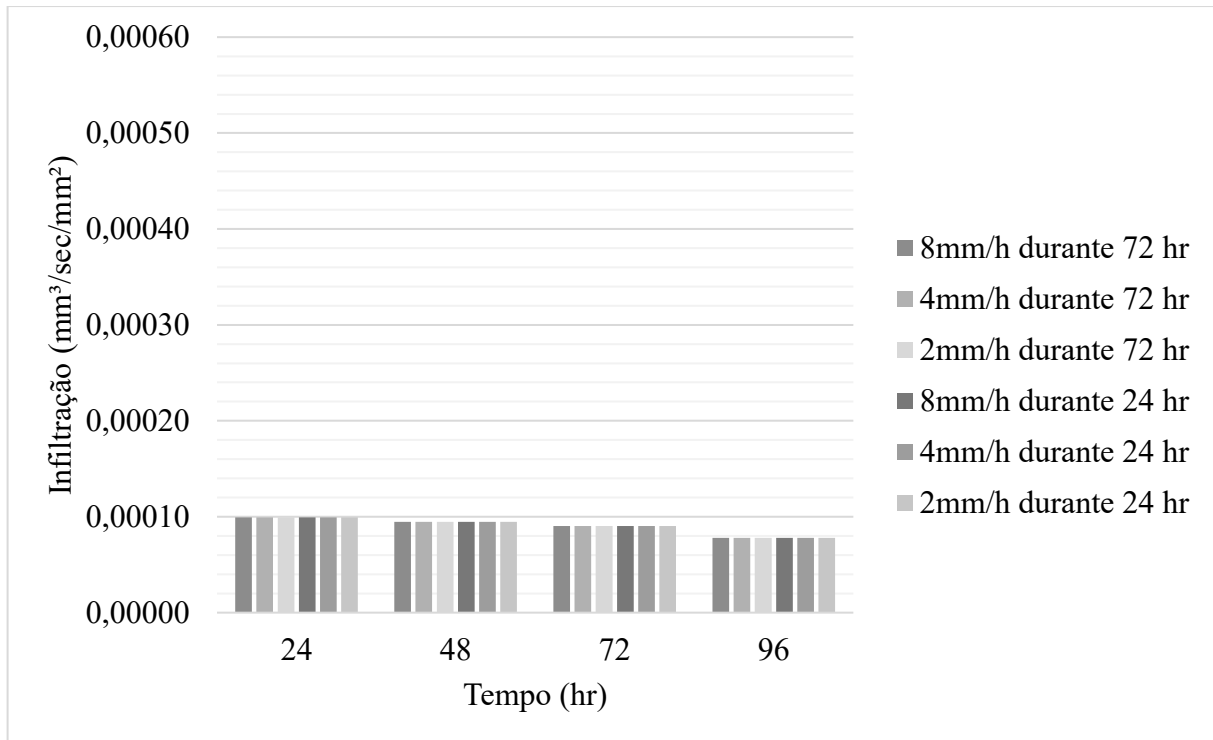
(f)

As taxas de infiltração ao longo de 5 dias nos taludes João Lourenço e Maria Madalena podem ser vistas no gráfico da Figura 52 (a) e (b), respectivamente. Observa-se que a chuva antecedente influenciou na resposta a infiltração nos dois taludes de forma que ambos apresentaram menores taxas de infiltração quando comparados aos resultados das taxas sem precipitação antecedente. Resultado pode ser explicado pela capacidade reduzida de absorção dos solos, já que os poros capilares podem ter sido preenchidos pelas águas das chuvas antecedente (SEN, 2017). A máxima taxa de infiltração ocorreu durante os eventos de chuva para ambos os taludes, porém em diferentes estágios da chuva. Para o talude João Lourenço o pico ocorreu nas primeiras 24h de chuva e valor de $0,000135 \text{ mm}^3/\text{s}/\text{mm}^2$ para as diferentes intensidades e

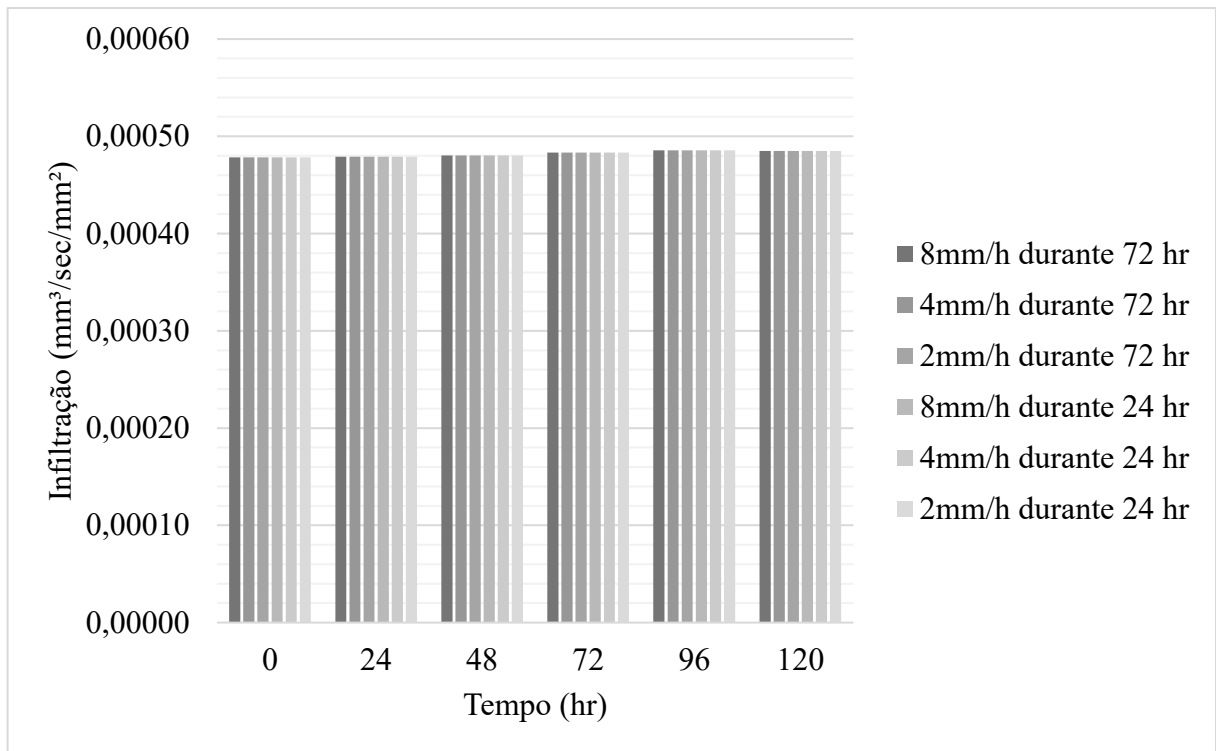
durações do talude João Lourenço, enquanto o talude Maria Madalena apresentou taxa praticamente constante para as diferentes intensidades e durações de chuva com valor de $0,000478 \text{ mm}^3/\text{s}/\text{mm}^2$.

Semelhante aos resultados sem precipitação antecedente o talude Maria Madalena apresentou maior taxa de infiltração quando comparado ao talude João Lourenço.

Figura 52-Taxas de infiltração com precipitação antecedente



(a)

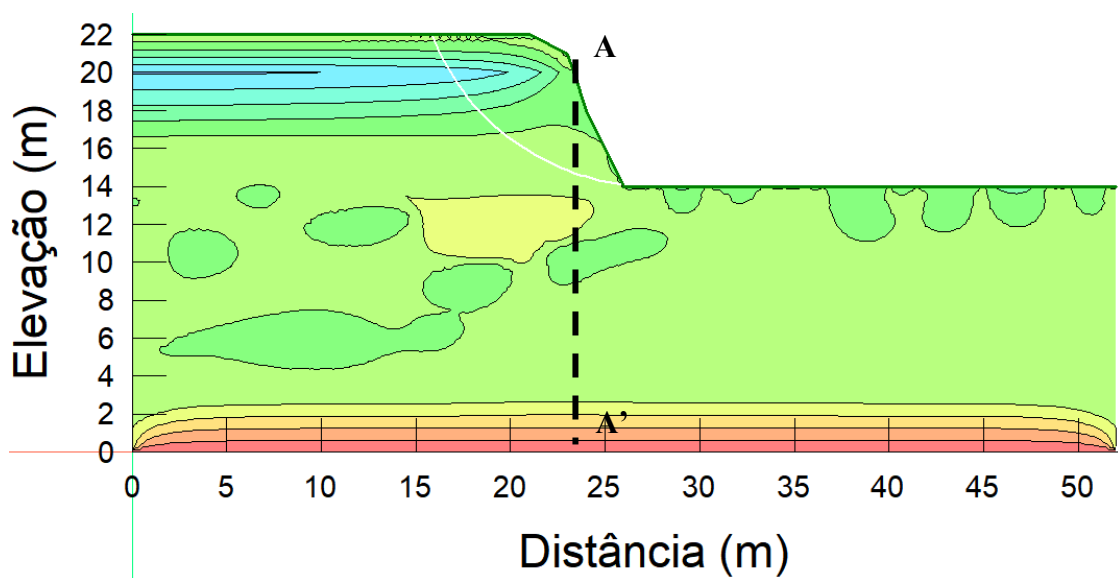


(b)

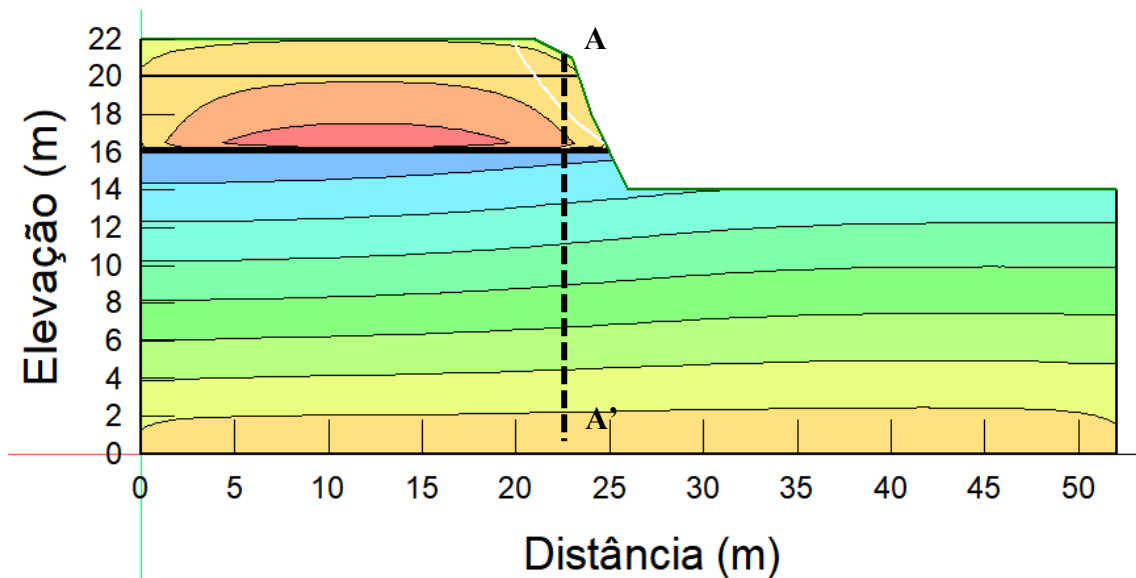
5.10.3 Distribuição das poropressões

A distribuição das poropressões são referentes ao corte A-A' na profundidade da superfície crítica das áreas de estudo durante os eventos de Chuva, de acordo com a Figura 53 (a) para João Lourenço e (b) para Maria Madalena.

Figura 53-Distribuição das poropressões referentes ao corte A-A'



(a)



(b)

5.10.3.1 Poropressões sem precipitação antecedente

5.10.3.1.1 Precipitação com 24h de duração

A Figura 54 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) sem precipitação antecedente do talude João Lourenço. As poropressões são negativas acima do lençol freático inicial previsto de 2m. Nos resultados da modelagem as distribuições de poropressão variam linearmente com a profundidade antes do evento de chuva, com valores de sucção de até -150 kPa previstos dentro dos 2 m superiores da superfície exposta do talude.

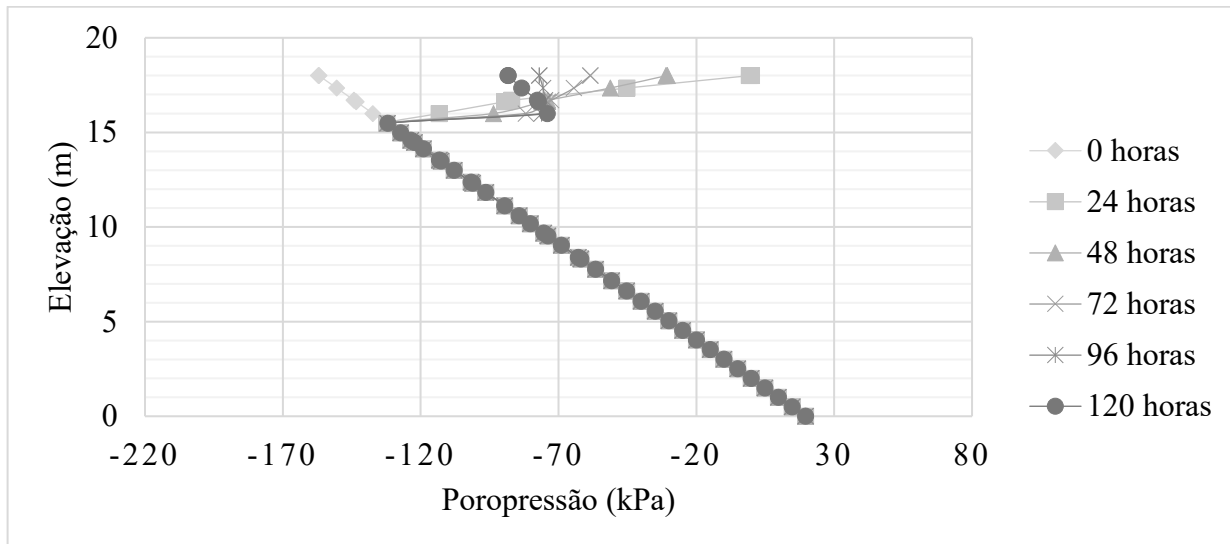
O regime de poropressão é substancialmente afetado pelas chuvas nos 5m superficiais. A magnitude da poropressão negativa é reduzida em uma quantidade considerável, variando entre -150 e 0 kPa durante o evento de chuva. No entanto, as respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

É possível observar o aumento da poropressão negativa após o fim da chuva. O aumento da poropressão negativa resulta da diminuição da umidade do solo que diminui gradualmente em períodos sem chuva devido à evapotranspiração no solo e absorção de água pelas plantas (FAN & CHANG, 2014).

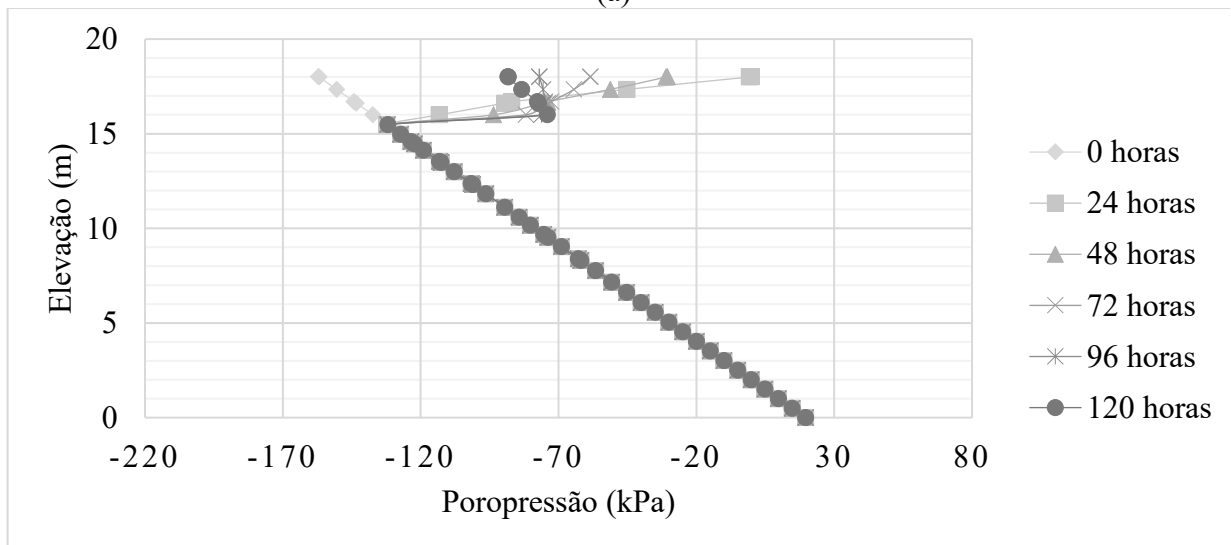
O padrão de variação da poropressão com o tempo medido é semelhante em várias profundidades no talude. De acordo com Fan & Chang (2014) solos em maiores profundidades

podem não sofrer alteração no teor de umidade durante um evento de chuva se a intensidade da chuva ou a precipitação acumulada for baixa. Espera-se uma maior variação do teor de umidade dos solos a uma profundidade inferior a aproximadamente 1 m em relação ao tempo. Os solos superficiais são acessíveis ao ambiente circundante e mais suscetíveis as variações climáticas quando comparados aos solos presentes em maiores profundidades.

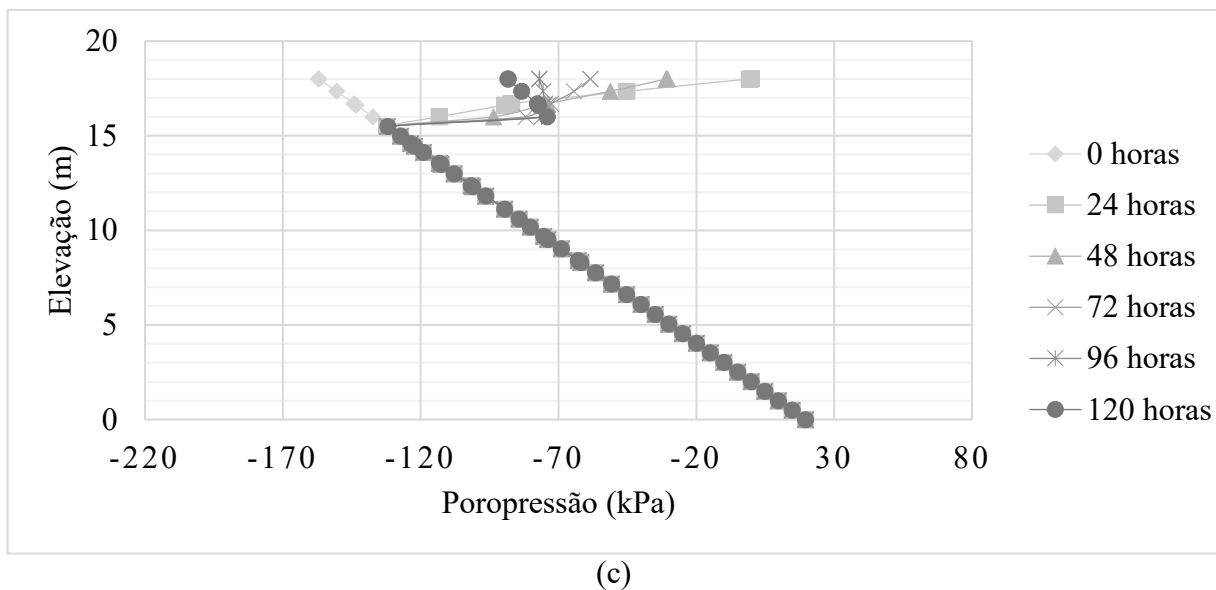
Figura 54-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração do talude João Lourenço



(a)



(b)



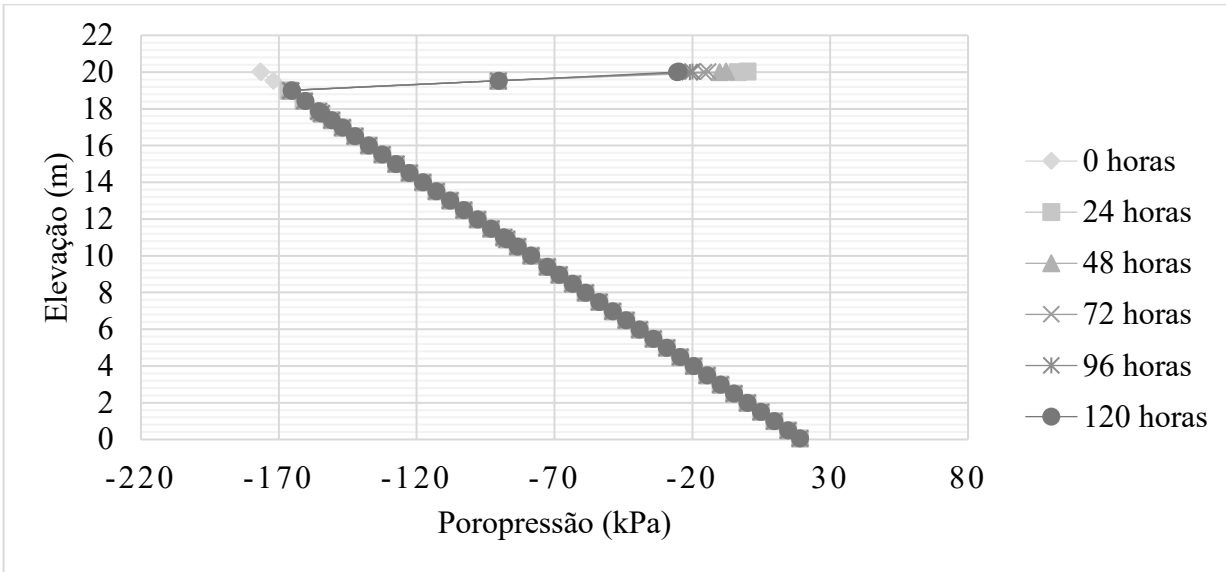
A Figura 55 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) sem precipitação antecedente do talude Maria Madalena. Semelhante ao talude João Lourenço as poropressões são negativas acima do lençol freático inicial previsto de 2m. As distribuições de poropressão variam linearmente com a profundidade antes do evento de chuva, com valores de sucção de até -172 kPa dentro dos 2 m superiores da superfície exposta do talude.

O regime de poropressão é substancialmente afetado pelas chuvas nos 2m superficiais. A magnitude da poropressão negativa é reduzida em uma quantidade considerável, variando entre -172 e 0 kPa durante o evento de chuva. As respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

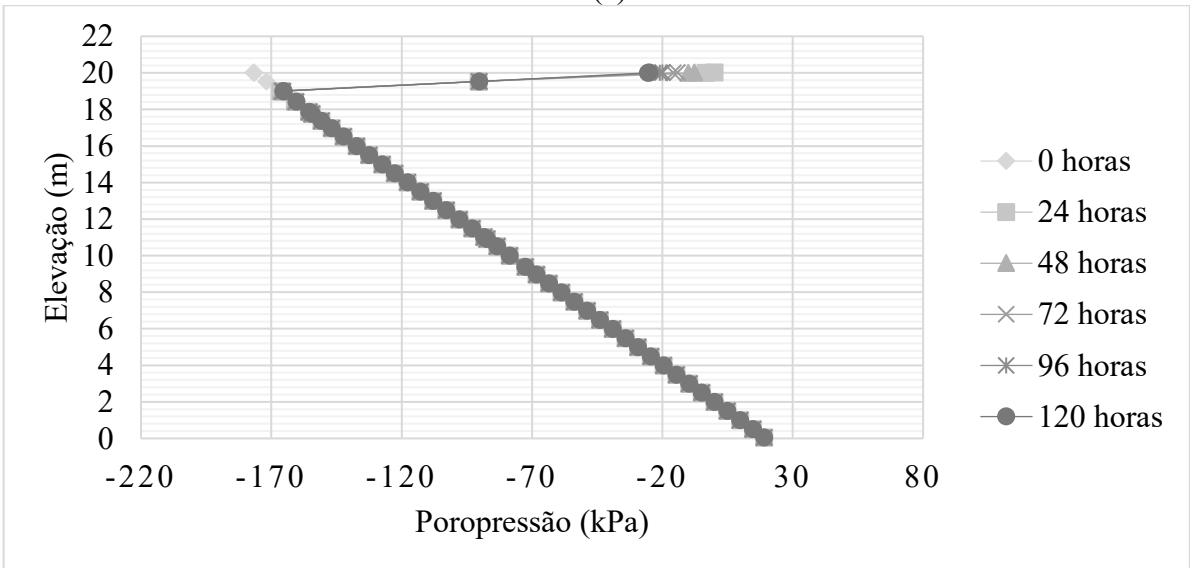
Os resultados obtidos indicam uma dissipação lenta da poropressão positiva após o fim da chuva com menor retorno da sucção. Mesmo 96 horas após o fim do evento chuvoso a poropressão negativa atinge apenas 25 kPa na superfície do talude. A força de sucção gerada por um solo está intimamente ligada à capacidade dos materiais de reter água em altas sucções matriciais (RAHARDJO *et al*, 2007).

De acordo com Sousa (2020) os taludes João Lourenço e Maria Madalena apresentaram valores de sucção residual (Ψ_{Res}) de 3000 kPa e 7000 kPa, respectivamente, para os solos superficiais. De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015) a sucção residual correspondente a quantidade de água que pode ser armazenada nos poros do sistema. Dessa forma, pode-se atribuir a lenta dissipação da poropressão no talude Maria Madalena a sua maior capacidade de sucção.

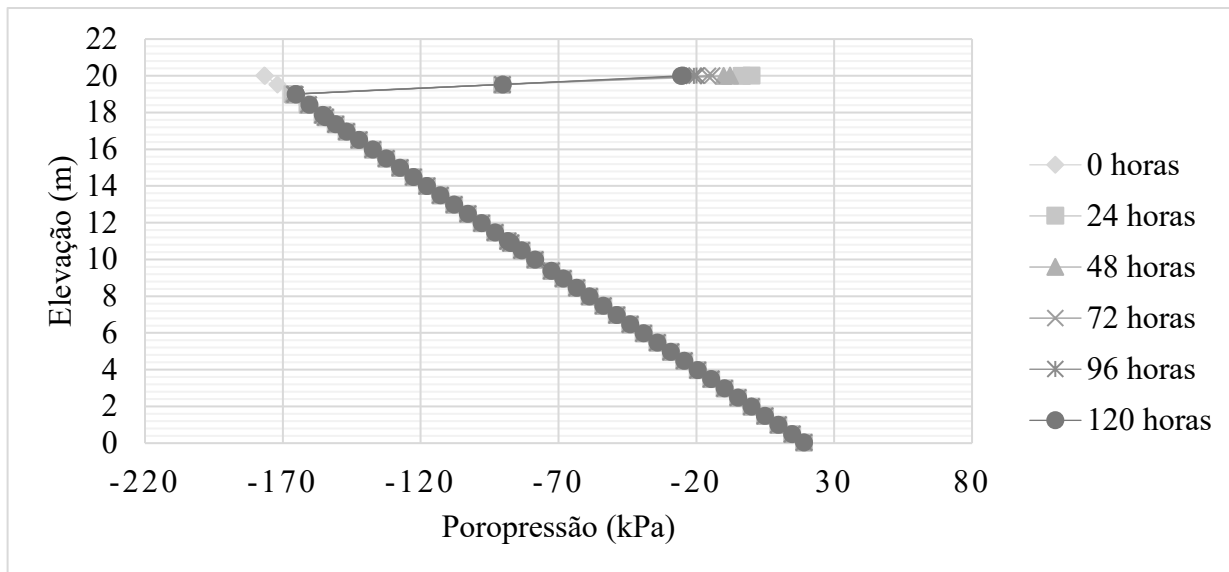
Figura 55-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração do talude Maria Madalena



(a)



(b)



(c)

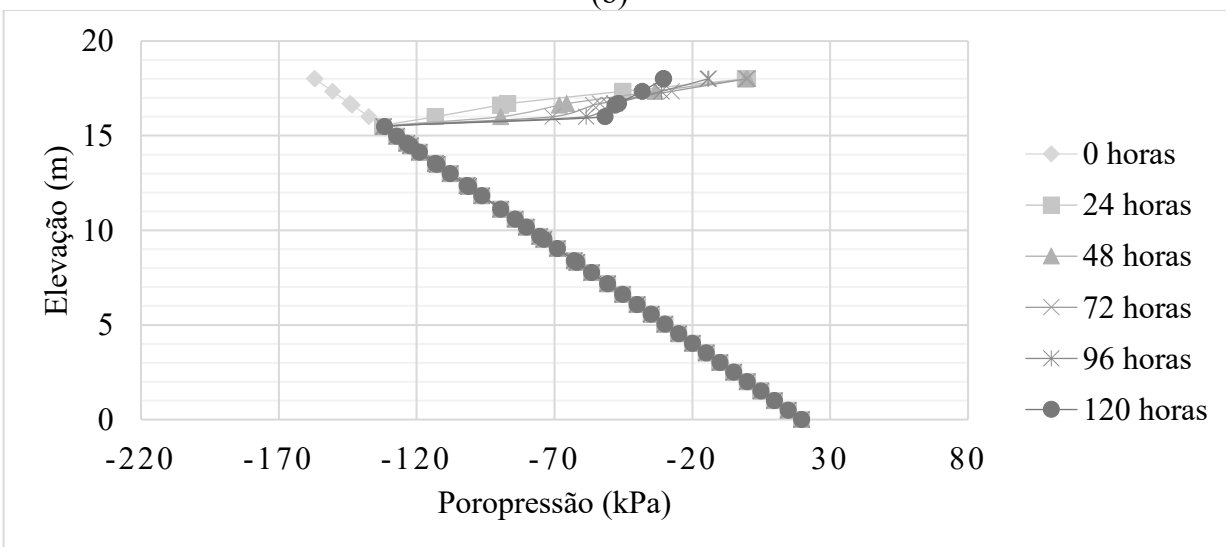
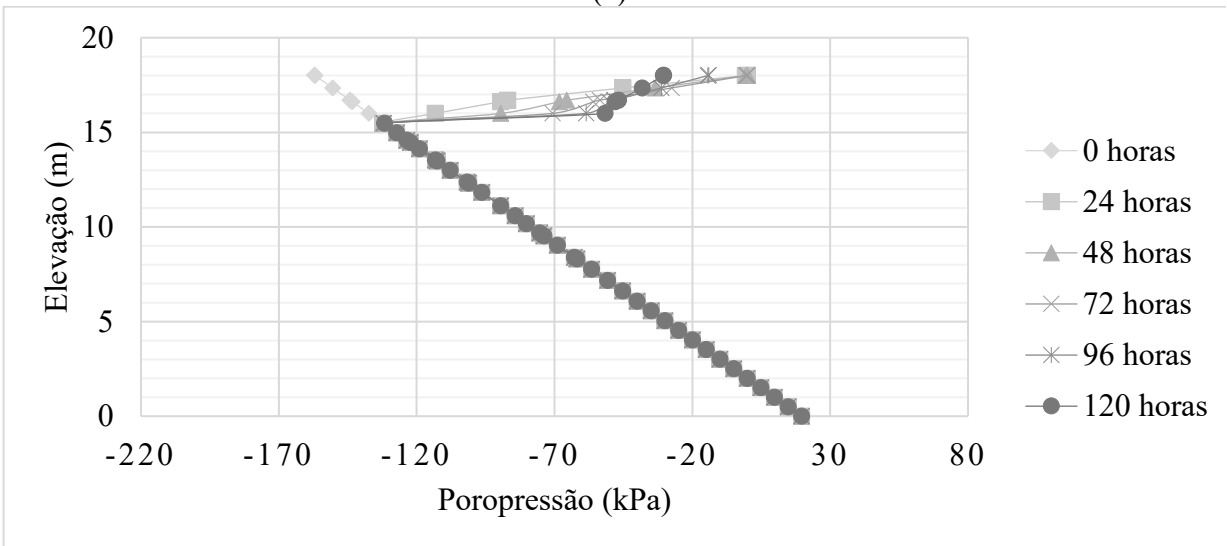
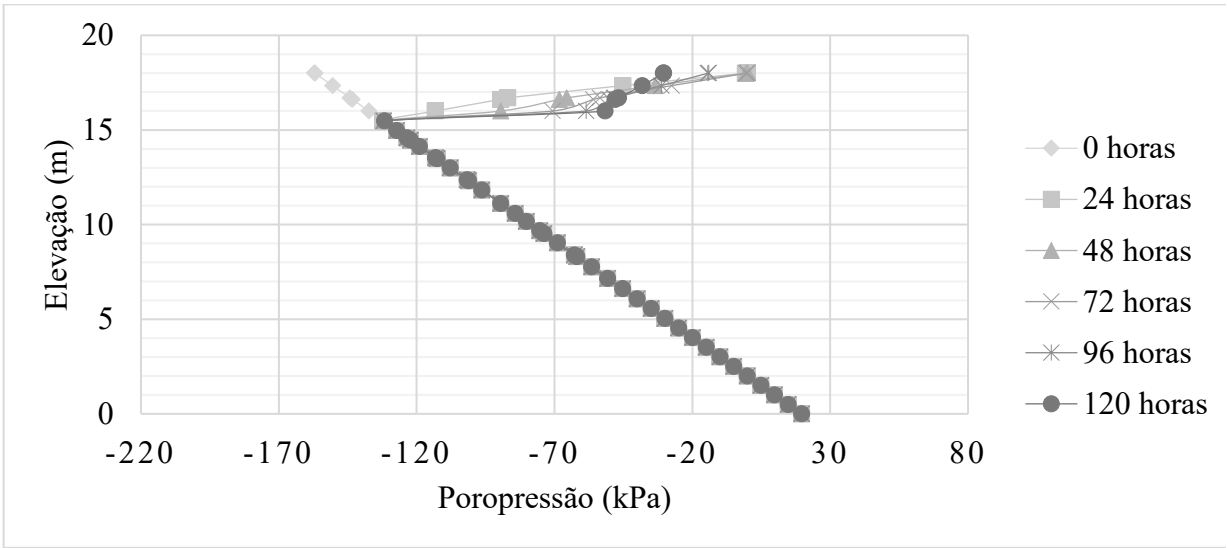
5.10.3.1.2 Precipitação com 72h de duração

A Figura 56 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) sem precipitação antecedente do talude João Lourenço. Semelhante a precipitação de 24h de duração o regime de poropressão é substancialmente afetado pelas chuvas nos 5m superficiais. A magnitude da poropressão negativa é reduzida em uma quantidade considerável, variando entre -150 e 0 kPa durante o evento de chuva. As respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

O aumento da poropressão negativa após o fim da chuva com 72h de duração ocorre em menor proporção quando comparada a precipitação com 24h de duração. Este comportamento é esperado já que o aumento na duração da chuva resulta em um maior acúmulo de água no solo.

Assim como o padrão de variação da chuva com 24h de duração, o padrão de variação da poropressão com o tempo medido é semelhante em várias profundidades no talude. Comportamento corrobora com estudo feito por Fan & Chang (2014) em que os solos em maiores profundidades podem não sofrer alteração no teor de umidade durante um evento de chuva.

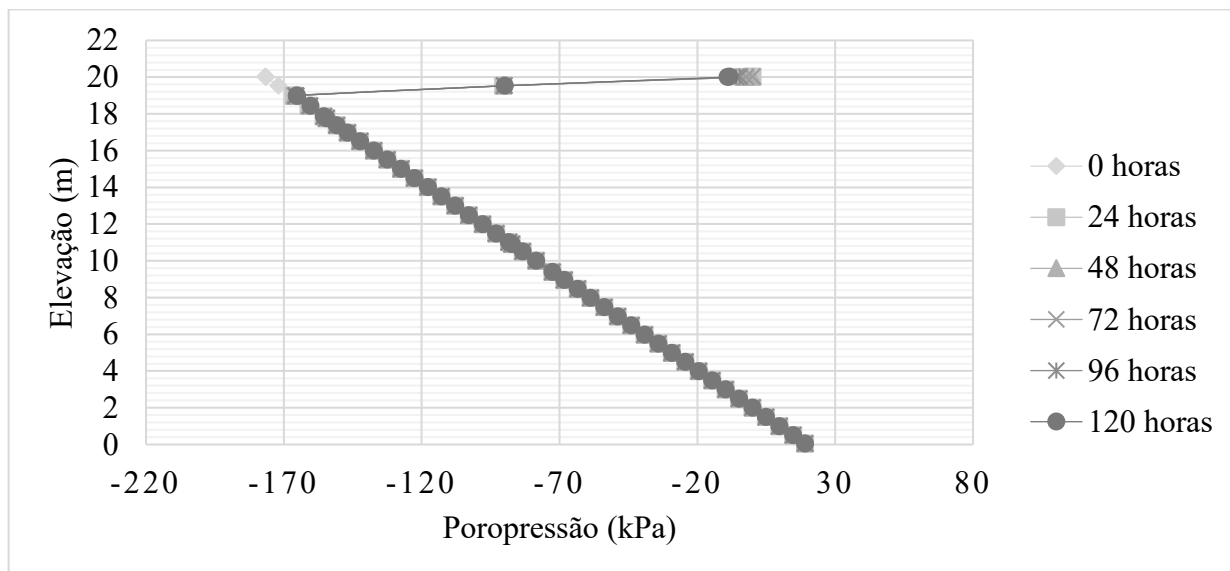
Figura 56- Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração do talude João Lourenço



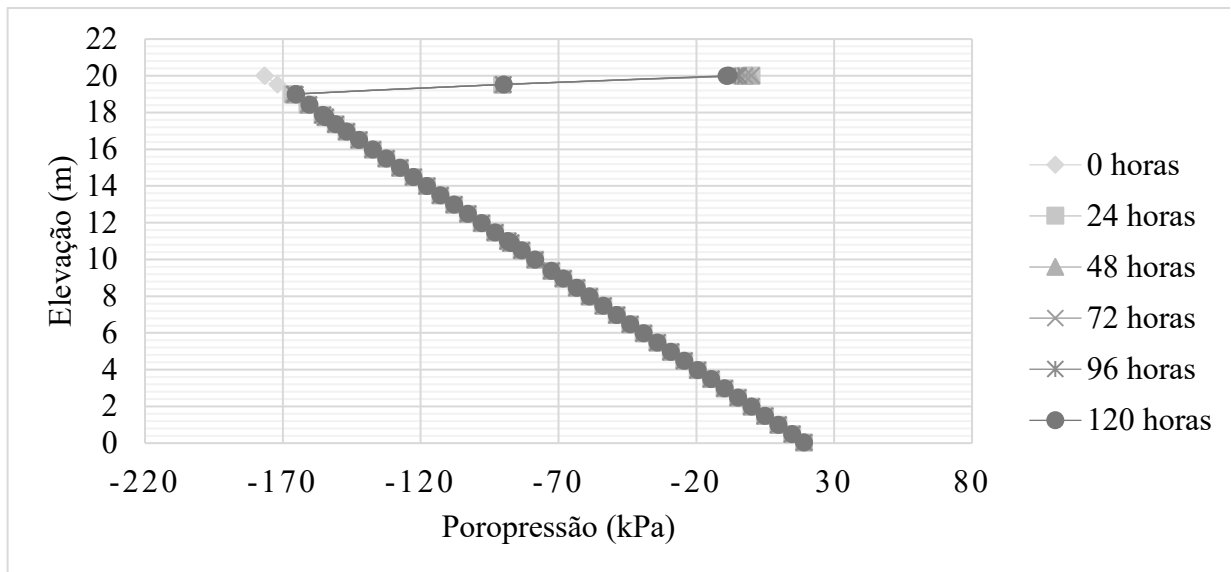
A Figura 57 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) sem precipitação antecedente do talude Maria Madalena. Semelhante a precipitação de 24h de duração o regime de poropressão é substancialmente afetado pelas chuvas nos 2m superficiais. A magnitude da poropressão negativa é reduzida em uma quantidade considerável, variando entre -172 e 0 kPa durante o evento de chuva. As respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

Assim como o talude João Lourenço o aumento da poropressão negativa após o fim da chuva com 72h de duração ocorre em menor proporção quando comparada a precipitação com 24h de duração e o padrão de variação da poropressão com o tempo medido é semelhante em várias profundidades no talude.

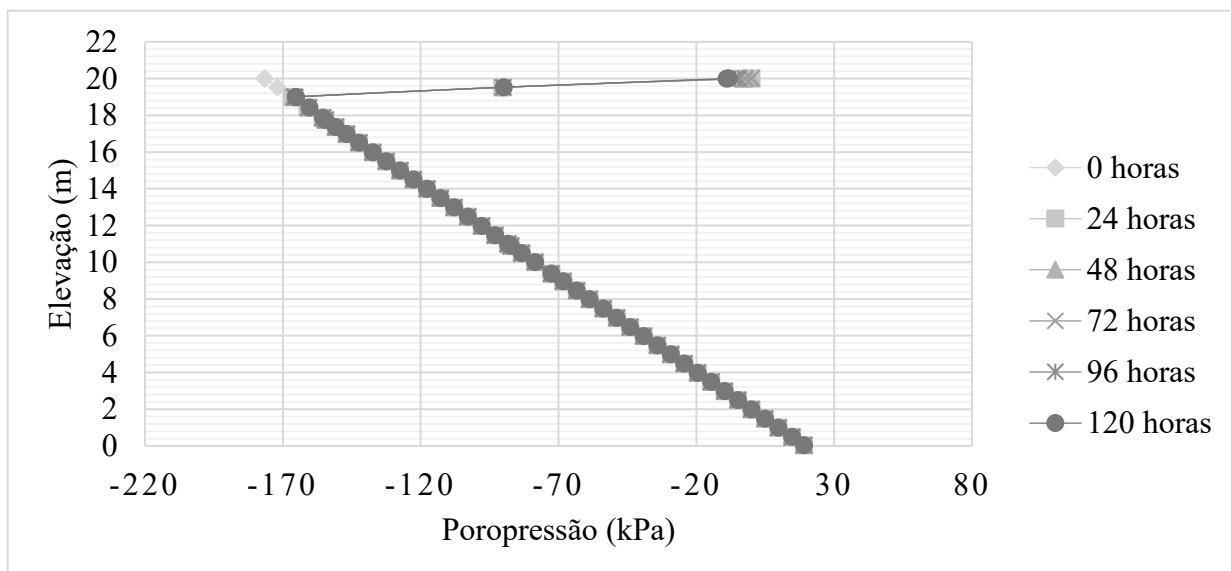
Figura 57-Distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração do talude Maria Madalena



(a)



(b)



(c)

5.10.3.2 Poropressões com precipitação antecedente

5.10.3.2.1 Precipitação com 24h de duração

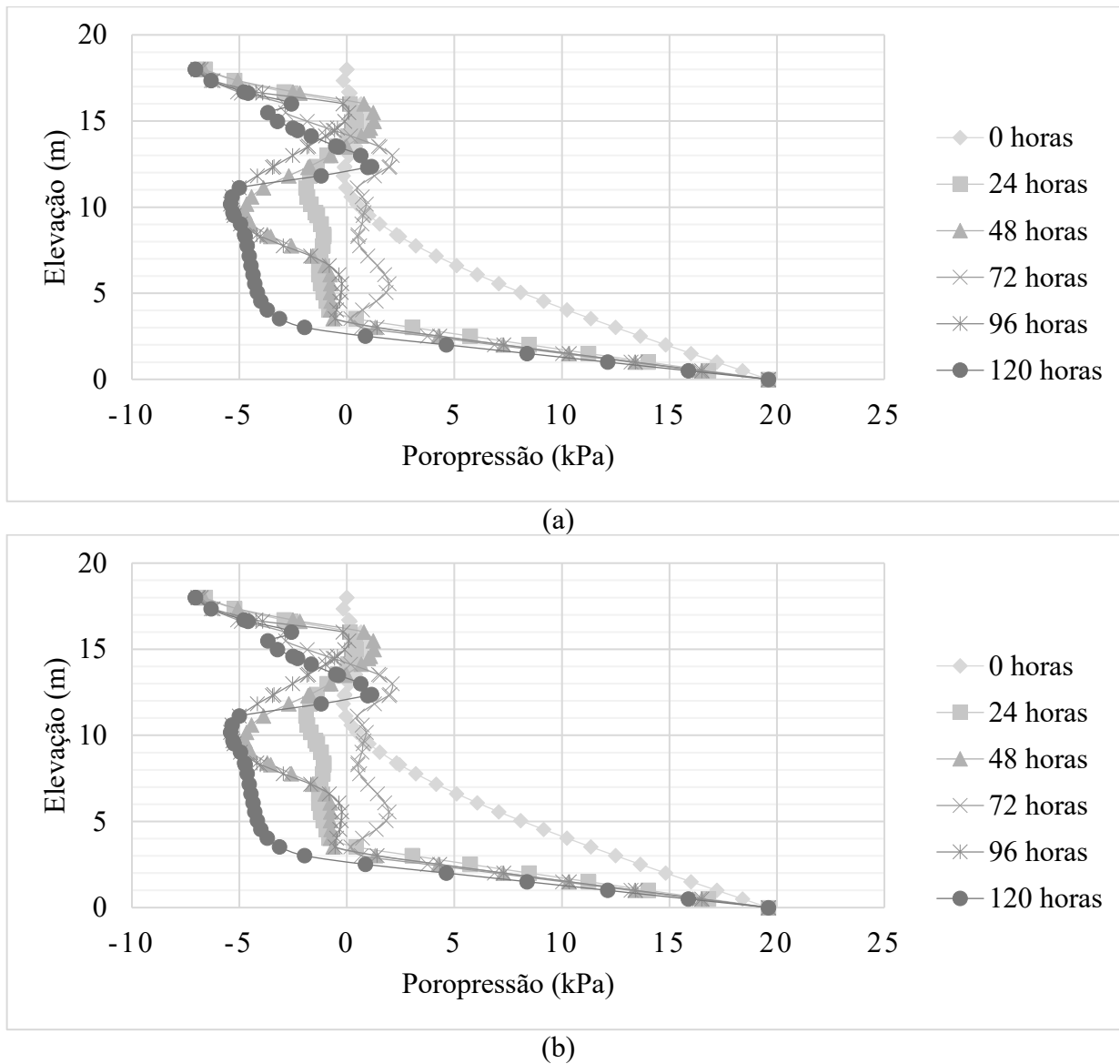
A Figura 58 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) com precipitação antecedente do talude João Lourenço. Semelhante ao comportamento sem precipitação antecedente, as respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência. A pior condição de poropressão foi desenvolvida durante o evento de chuva. A precipitação antecedente ao evento de chuva diminuiu a sucção matricial na encosta fazendo com que o coeficiente de permeabilidade do solo

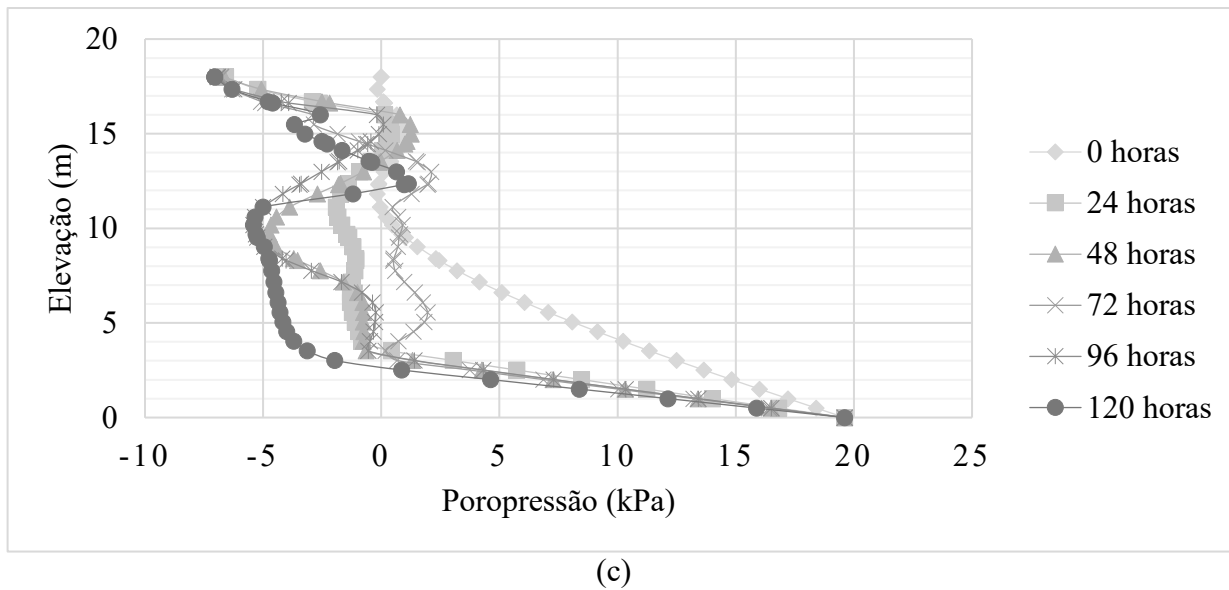
aumentasse, tornando o solo mais permeável à infiltração (RAHARDJO *et al*, 2001). Dessa forma, há variação da poropressão em uma maior profundidade quando comparado ao evento de chuva sem precipitação antecedente, com a variação chegando a 17 m de profundidade.

Semelhante ao evento sem precipitação antecedente, o regime de poropressão é substancialmente afetado nos 5m superficiais. A poropressão negativa aumenta com o fim do evento de chuva, atingindo -7 kPa na superfície do talude.

As 72h é possível observar poropressões positivas no interior do talude indicando que a água infiltrada continua a percolar para baixo mesmo após o evento de chuva. A partir das 96h há um aumento da poropressão negativa no interior do talude que atinge seu pico as 120h.

Figura 58-Distribuição de poropressão para chuva de 24h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço





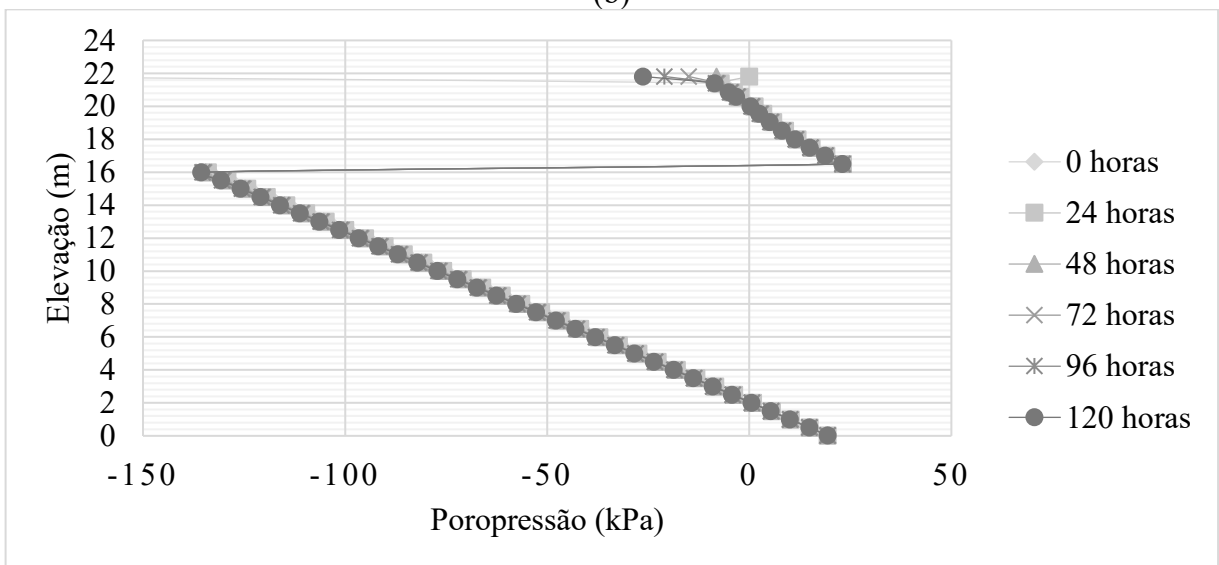
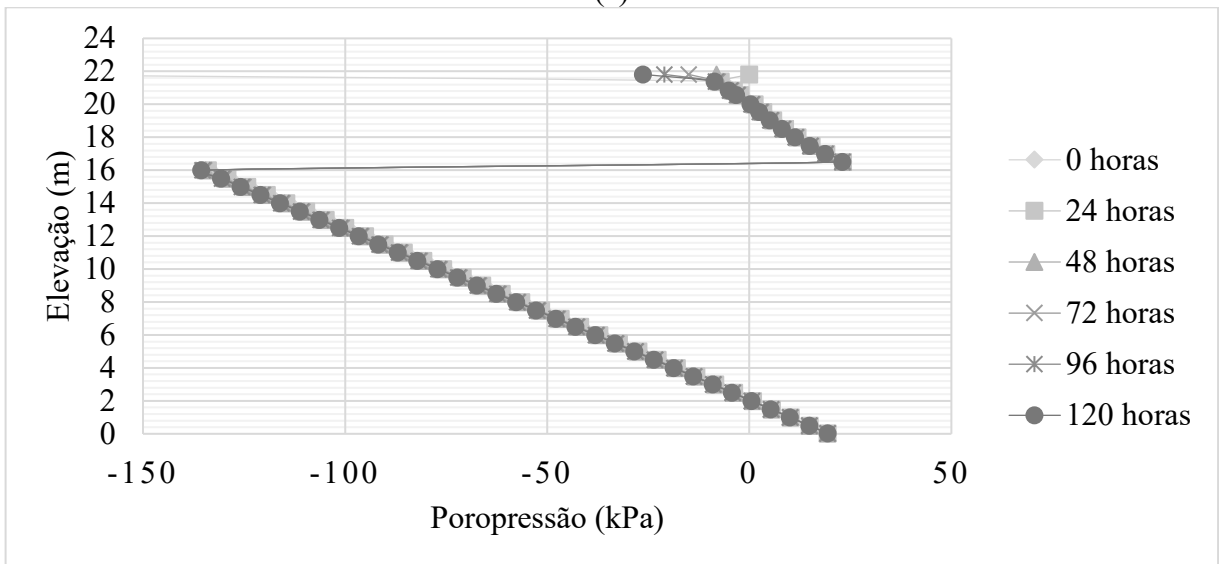
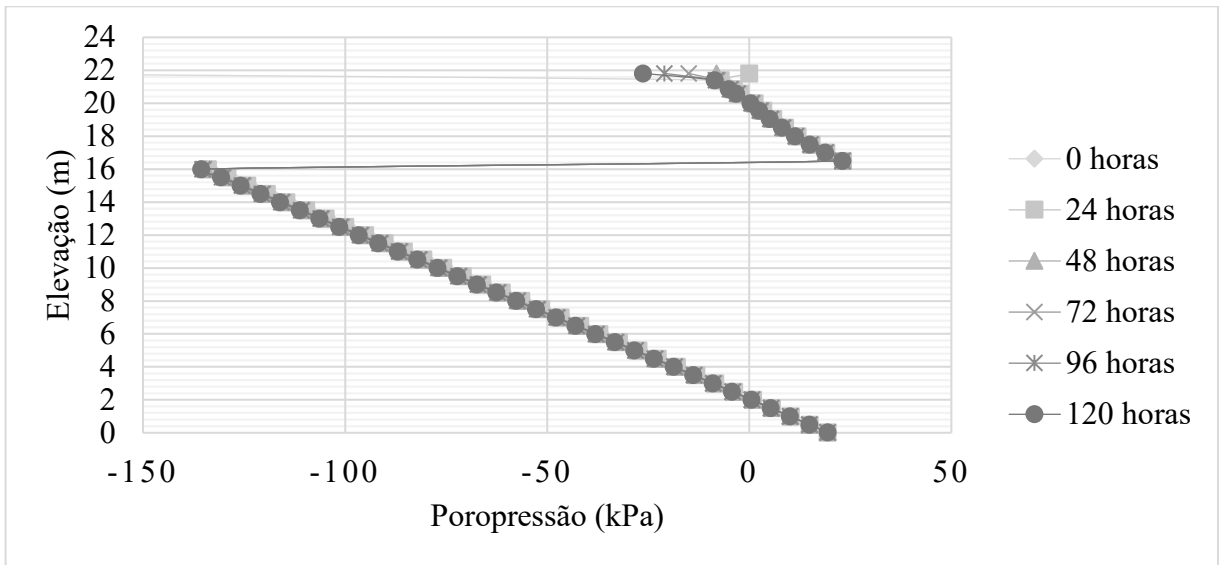
A Figura 59 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 24h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) com precipitação antecedente do talude Maria Madalena. A precipitação antecedente teve influência significativa na poropressão do talude contribuindo para o aumento das poropressões positivas nos 6m de profundidade do talude. O aumento da poropressão ao longo do tempo é associada a diminuição da sucção matricial (Abd *et al*, 2020), porém, após o fim do evento chuvoso, é observado o surgimento de poropressões negativas, indicando que a sucção matricial aumenta ao final da análise com a evaporação da água do solo.

A significativa mudança nos valores em profundidade gera uma significativa modificação na resistência do solo. Dessa forma, pode-se atribuir uma possível instabilidade do solo não saturado à redução da sucção matricial associada à infiltração da chuva (Oh *et al*, 2016).

A pior condição de poropressão foi desenvolvida durante o evento de chuva, alcançando um valor máximo de 18 kPa na superfície atingida pela frente de umedecimento próximo a base do talude durante o evento de chuva, onde ocorre o pico do evento de infiltração. A granulometria do solo no local apresenta 37% de areia e 63% de finos, de acordo com Peuchen *et al* (2010) a areia solta é compressível e o finos reduzem a permeabilidade do solo que poderia gerar o excesso de poropressão.

Semelhante ao evento sem precipitação antecedente, os resultados obtidos indicam uma dissipação lenta da poropressão positiva após o fim da chuva. As 120h após o evento chuvoso, a presença de poropressão negativa na superfície do talude atinge valor máximo de -26 kPa.

Figura 59-Distribuição de poropressão para chuva de 24h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena

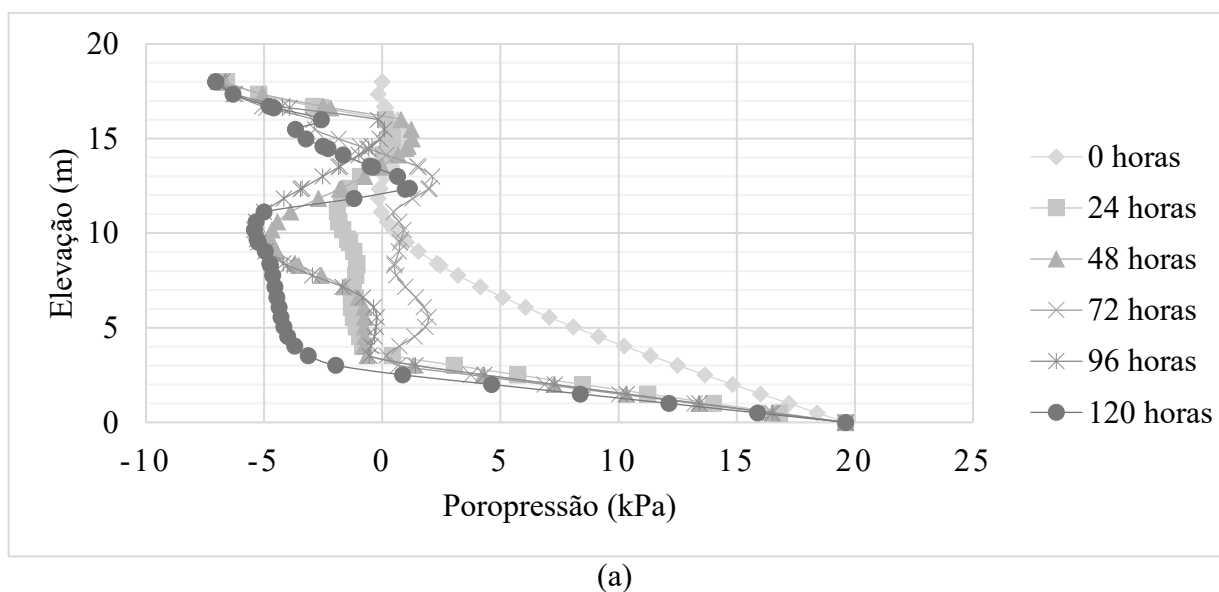


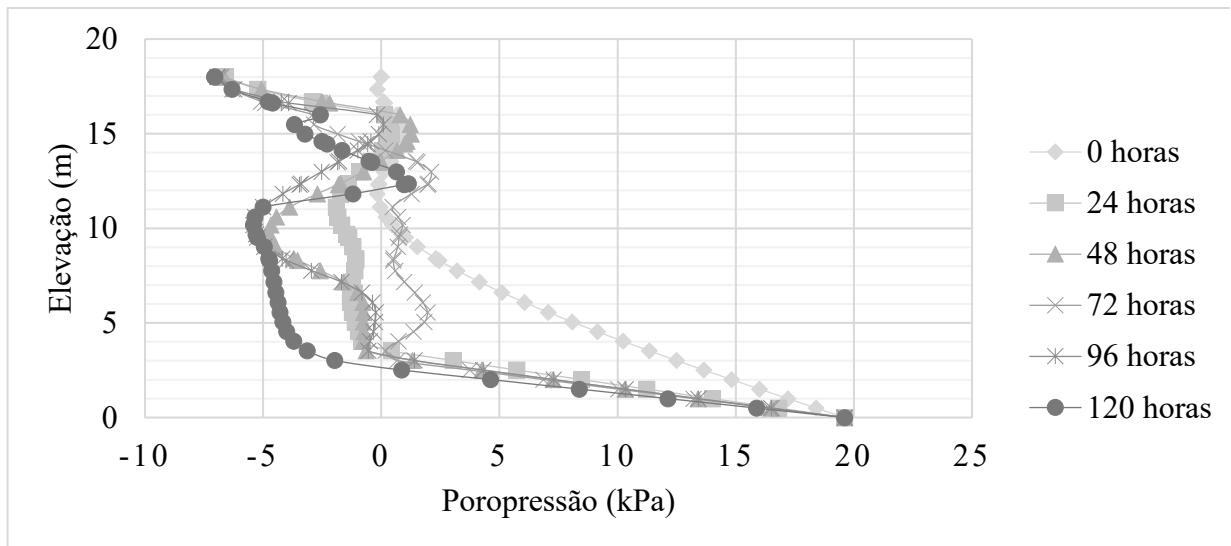
5.10.3.2.2 Precipitação com 72h de duração

A Figura 60 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) com precipitação antecedente do talude João Lourenço. A resposta do talude João Lourenço a chuva com 72h de duração foi semelhante a resposta obtida pela chuva com 24h de duração. O aumento na duração da chuva resulta em um maior acúmulo de água no solo, porém a ocorrência de precipitação antecedente aumentou a quantidade de água da chuva infiltrada na zona não saturada do talude e, conseqüentemente, permitiu a variação da poropressão em uma maior profundidade. Dessa forma, a duração do evento de chuva não influenciou de forma significativa na variação da poropressão com precipitação antecedente.

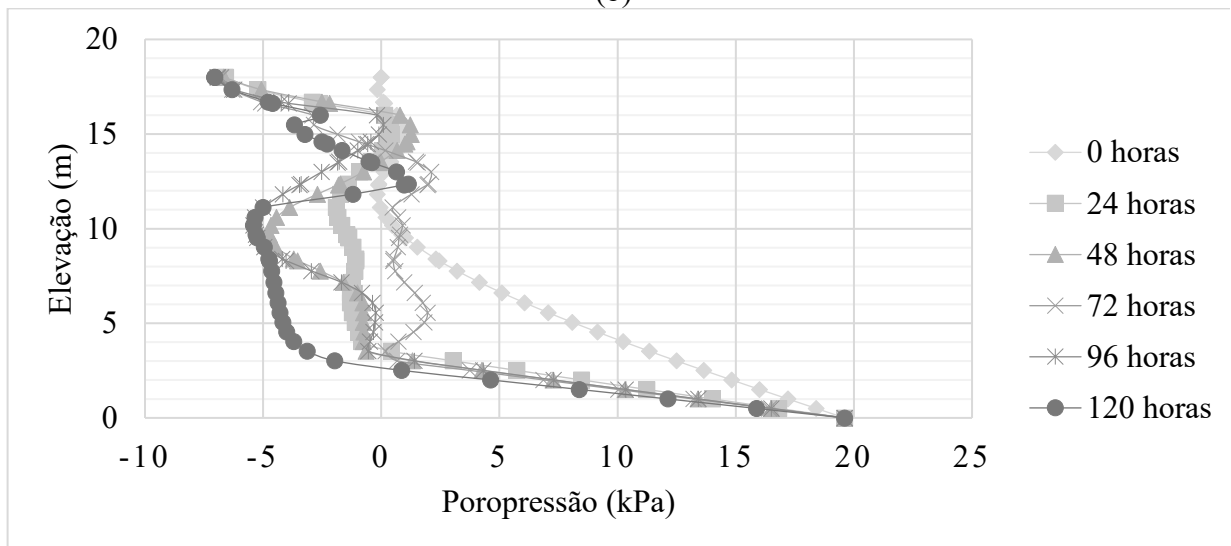
As respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

Figura 60-Distribuição de poropressão para chuva de 72h de duração e precipitação antecedente do talude João Lourenço





(b)

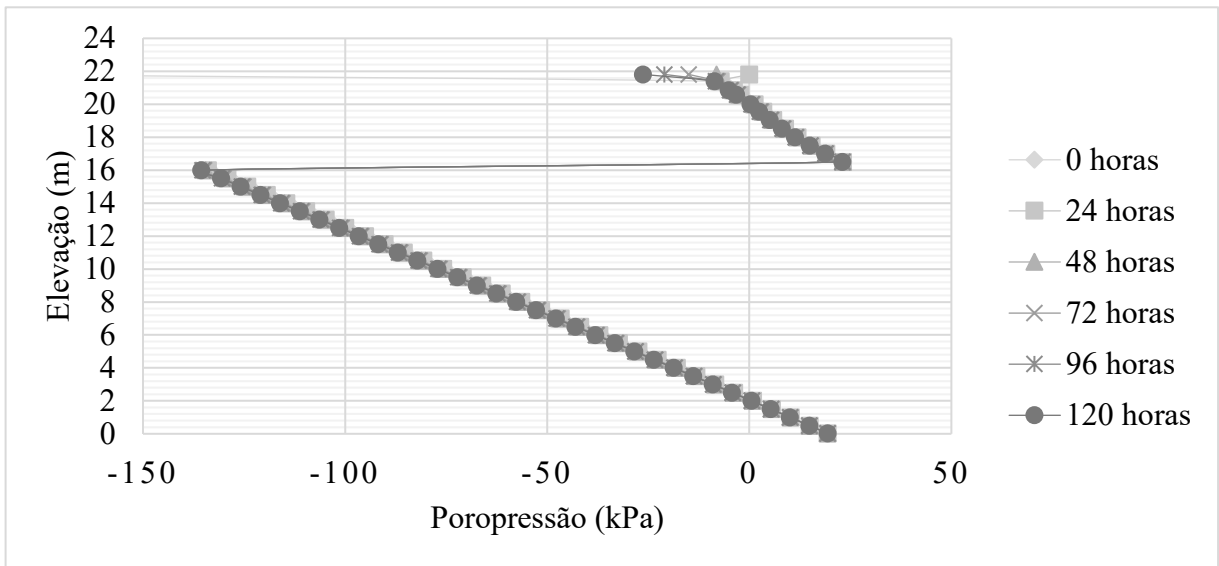


(c)

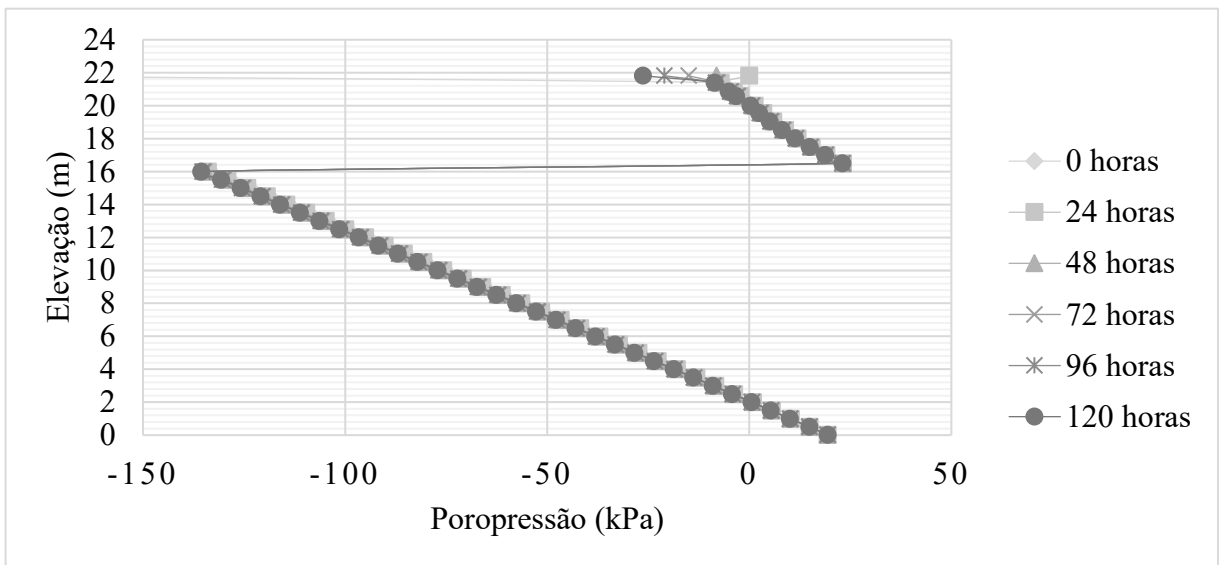
A Figura 61 mostra a distribuição de poropressão para os eventos de chuva de 72h de duração com intensidades de 8 mm/h (a), 4 mm/h (b) e 2mm/h (c) com precipitação antecedente do talude Maria Madalena. Semelhante ao talude João Lourenço, a resposta do talude Maria Madalena a chuva com 72h de duração foi análoga a resposta obtida pela chuva com 24h de duração. A duração do evento de chuva não influenciou de forma significativa na variação da poropressão, comportamento pode ser explicado pelo maior acúmulo de água no solo resultante da precipitação antecedente que aumentou a quantidade de água da chuva infiltrada na zona não saturada.

Observa-se também que as respostas da poropressão as várias intensidades de chuva são de natureza semelhante, indicando que a intensidade da chuva não apresenta grande influência.

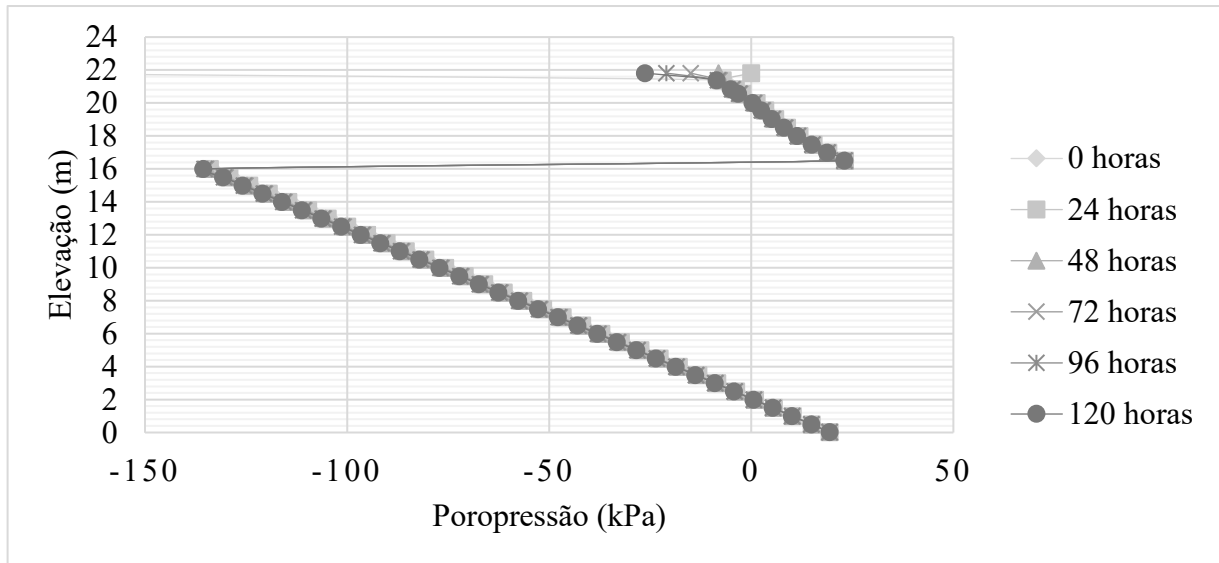
Figura 61-Distribuição de poropressão para chuva de 72h de duração e precipitação antecedente do talude Maria Madalena



(a)



(b)



(c)

5.11 Análise da estabilidade após eventos de chuva

A sucção do solo ou as pressões negativas da água têm o efeito de adicionar força ao solo. O programa SLOPE/W oferece duas formas de modelar o aumento da resistência ao cisalhamento devido à sucção do solo:

1. uso de um parâmetro ϕ^b constante
2. uso de uma função de conteúdo volumétrico de água

No SLOPE/W, ϕ^b é tratado como um valor constante, mas na realidade este parâmetro varia com o grau de saturação. Na zona capilar onde o solo está saturado, mas a pressão da água dos poros está sob tensão, ϕ^b é igual ao ângulo de atrito ϕ' . À medida que o solo dessatura, ϕ^b diminui. A diminuição em ϕ^b é um reflexo do fato de que a pressão negativa da água dos poros atua sobre uma área menor. Mais especificamente, ϕ^b está relacionado com a curva característica da água do solo. Como melhor alternativa ao uso de ϕ^b para modelar o aumento da resistência ao cisalhamento devido à sucção do solo, a Equação 10 de estimativa proposta por Vanapalli et. al. (1996) é implementado em SLOPE/W:

$$s = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right] \tan \phi' \quad \text{Equação 10}$$

Onde

- Θ_w é o conteúdo volumétrico de água
- Θ_s é o conteúdo volumétrico de água saturada
- Θ_r é o conteúdo volumétrico residual de água

Dessa forma para a análise de estabilidade no SLOPE/W, foi especificada a função de conteúdo volumétrico de água para ser usada no cálculo da força de sucção com base na equação 10 e o teor de água volumétrico residual no qual a força de sucção se torna zero (Θ_r) para ser usado no cálculo de resistência ao cisalhamento não saturado, ambos obtidos por Sousa (2020).

Para a análise probabilística os parâmetros de entrada receberam uma distribuição de probabilidade, e um esquema de Monte Carlo foi usado para calcular uma distribuição de probabilidade dos fatores de segurança resultantes. Os gráficos de distribuição de probabilidade para os taludes João Lourenço e Maria Madalena encontram-se em anexo.

5.11.1 Sem precipitação antecedente

A Figura 62 mostra os resultados das análises determinística e probabilística de estabilidade dos taludes João Lourenço (JL) e Maria Madalena (MM) sem precipitação antecedente para os eventos de chuva com 24h (a) e 72h (b) de duração.

Na análise determinística para o evento de chuva com duração de 24h o fator de segurança apresentou uma queda de 3,37% ao final dos 5 dias para o talude MM com 1,79% durante as 24h de chuva para todas as intensidades, enquanto o talude JL apresentou redução de 0,98% ao final dos 5 dias com 0,88% ocorrendo durante o evento de chuva. Na análise probabilística o talude MM apresentou redução de 1,49% ao final dos 5 dias com 1,25% ocorrendo durante o evento de chuva para todas as intensidades. O talude JL apresentou redução semelhante a análise determinística com 0,98% ao final dos 5 dias e 0,88% ocorrendo durante o evento de chuva para todas as intensidades.

Na análise determinística para o evento de chuva com duração de 72h o fator de segurança apresentou uma queda de 3,78% ao final dos 5 dias para o talude MM com 3,34% ocorrendo durante as 72h de chuva para todas as intensidades, enquanto o talude JL apresentou redução de 1,00% ao final dos 5 dias com 0,93% ocorrendo durante o evento de chuva. Na análise probabilística o talude MM apresentou redução de 2,95% ao final dos 5 dias com 1,59% ocorrendo durante o evento de chuva para todas as intensidades. O talude JL apresentou redução semelhante a análise determinística com 1,00% ao final dos 5 dias e 0,93% ocorrendo durante o evento de chuva para todas as intensidades.

A redução do fator de segurança ao longo dos 5 dias, a duração dos eventos de chuva não influenciou de forma significativa no fator de segurança. Tanto a chuva de 24h quanto a chuva de 72h apresentaram valores acima 3, indicando que ambos os taludes apresentam fator de segurança a favor da estabilidade. Com a superfície freática profunda, a maior parte das encostas encontram-se em zona de poropressão negativa, esta zona aumenta a tensão normal efetiva em qualquer superfície de falha potencial, aumentando assim a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança do local.

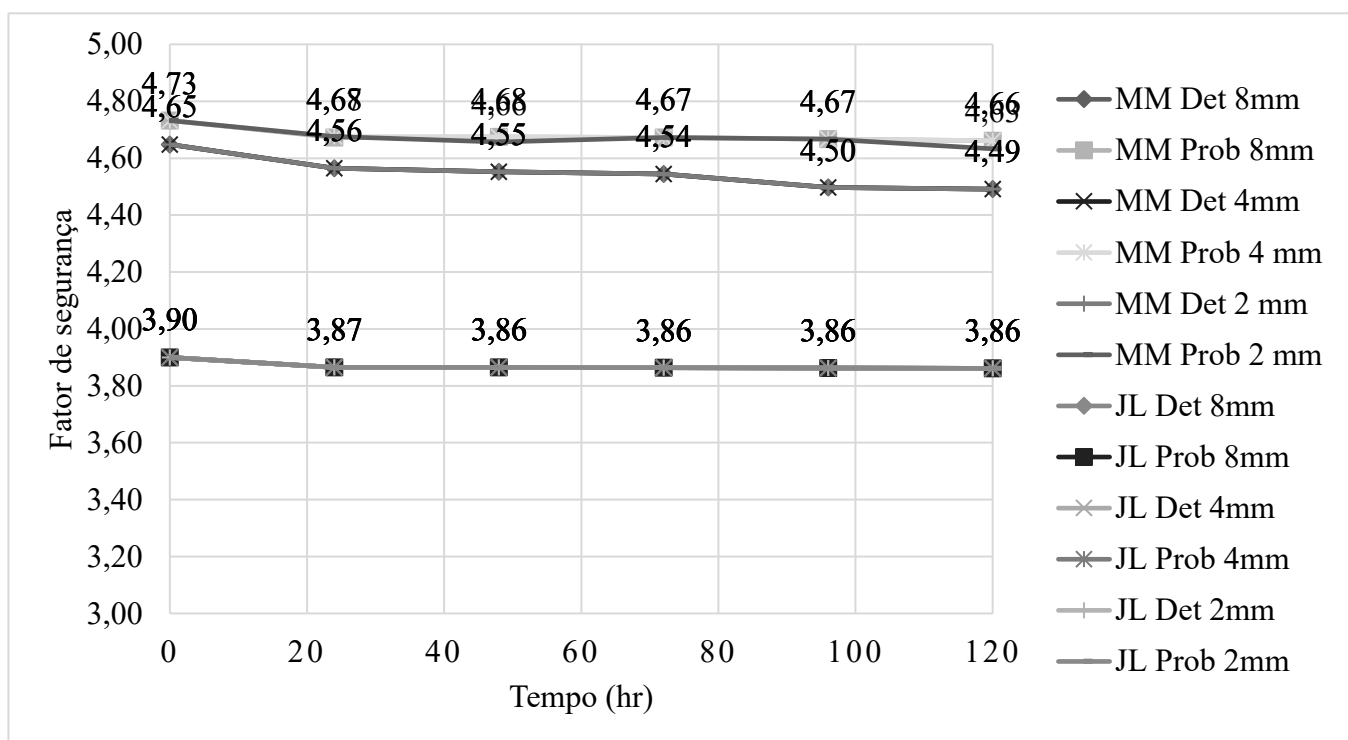
Mesmo não apresentando influência significativa, é interessante notar que o fator de segurança continua a decrescer mesmo após o fim da chuva. Este comportamento indica que o fator de segurança diminui devido à infiltração e continua a decrescer à medida que as poropressões aumentam com movimento descendente da água no interior do talude.

Comparando os fatores de segurança obtidos nas análises é possível observar um resultado mais conservador na análise determinística para o talude MM. As análises determinísticas de estabilidade de taludes convencionalmente adotadas não consideram a influência das incertezas relacionadas às propriedades geotécnicas. Nesse sentido, o estudo probabilístico incorpora a influência da incerteza dos parâmetros.

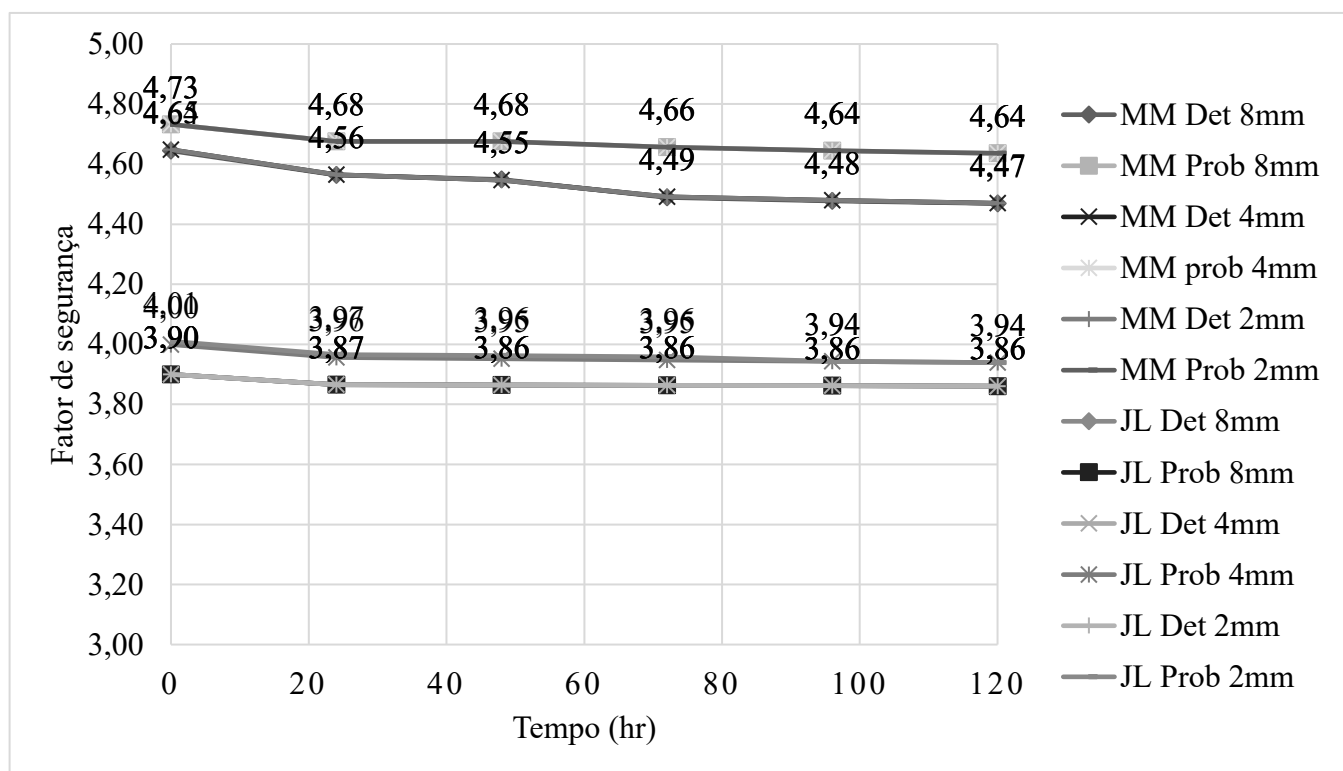
Wang *et al* (2011) relataram que ignorar a variabilidade espacial dos parâmetros do solo resulta em superestimação da variância do fator de segurança que pode resultar em super ou subestimação da probabilidade de ruptura de uma encosta. Griffiths *et al* (2011) realizaram um estudo probabilístico em taludes infinitos para explorar o efeito da variação espacial dos parâmetros de resistência ao cisalhamento na análise de estabilidade de taludes. O estudo ressaltou que os métodos probabilísticos podem resultar em estimativas não conservadoras devido a variabilidade espacial do solo.

Uma vez conhecida a distribuição de probabilidade dos fatores de segurança, outros parâmetros de quantificação, como a probabilidade de falha, podem ser determinados.

Figura 62-Fator de segurança sem precipitação antecedente



(a)



(b)

5.11.2 Com precipitação antecedente

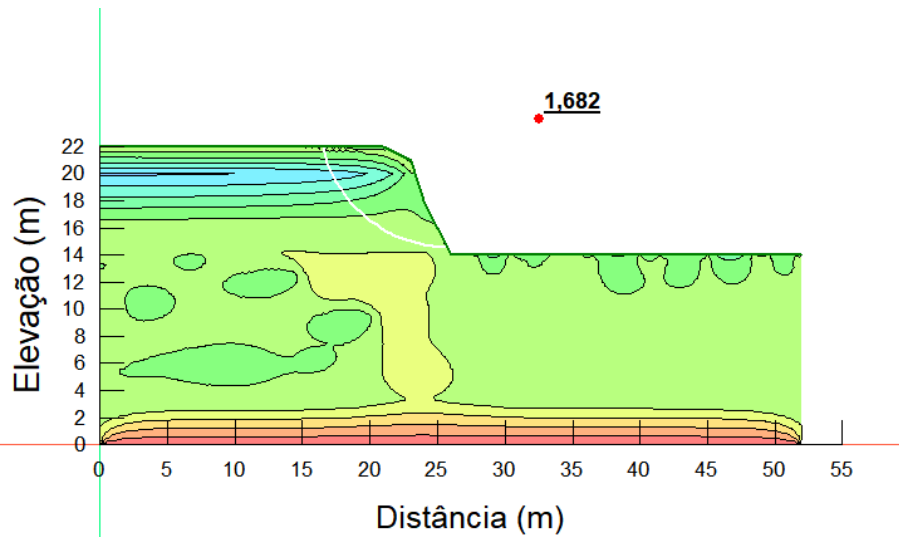
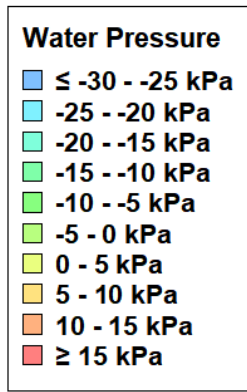
A Figura 64 mostra os resultados das análises determinística e probabilística de estabilidade dos taludes João Lourenço (JL) e Maria Madalena (MM) com precipitação antecedente para os eventos de chuva com 24h (a) e 72h (b) de duração.

Na análise determinística o fator de segurança do talude JL diminuiu para um valor de 1,55 nos 5 dias anteriores ao evento de chuva, enquanto o fator de segurança do talude MM foi reduzido para um valor de 0,85 pelas chuvas antecedentes. O fator de segurança na análise probabilística do talude JL diminuiu para um valor de 1,67 nos 5 dias anteriores ao evento de chuva, enquanto o fator de segurança do talude MM foi reduzido para um valor de 0,82 pelas chuvas antecedentes.

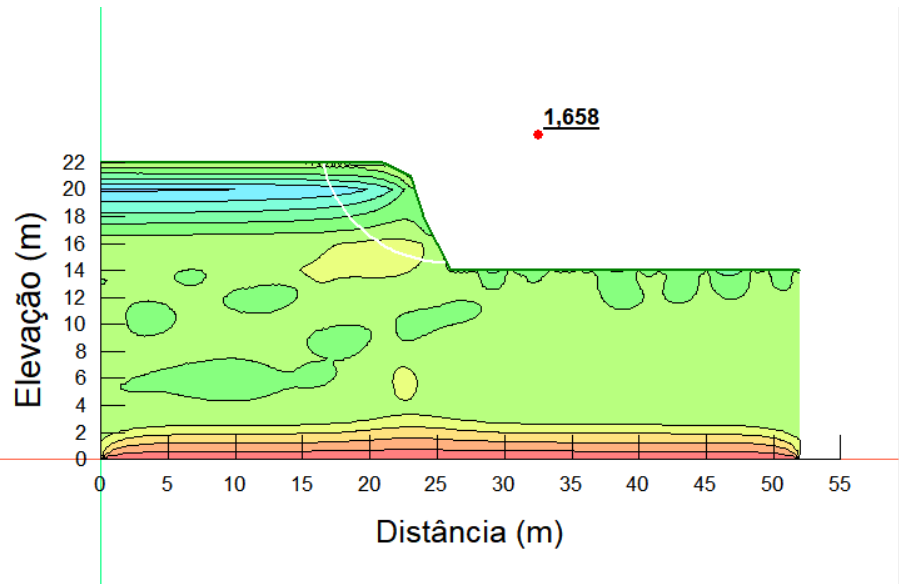
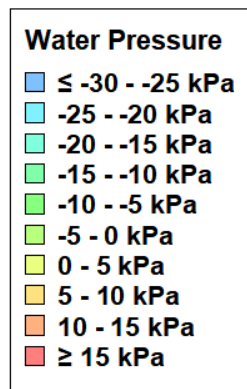
As análises determinísticas e probabilísticas apresentaram as mesmas variações em termos de porcentagem nos fatores de segurança para ambos os taludes. Após os eventos de chuva com durações de 24h e 72h, o talude JL apresentou um aumento de 1,26% no fator de segurança ao final dos 5 dias para todas as intensidades, enquanto o talude MM apresentou aumento de 8,60% ao final dos 5 dias.

O talude JL apresentou comportamento semelhante para as diferentes durações e intensidades de chuva. Uma leve redução do fator de segurança com a precipitação é observada. O menor fator obtido para a área ocorre 24h após o fim da chuva, indicando que a água infiltrada continua a percolar para baixo mesmo após o fim do evento de chuva. Após as 48h observa-se um aumento do fator de segurança à medida que as poropressões que se acumularam perto da superfície do solo diminuem. Uma queda do fator de segurança é observada as 96h mesmo com a diminuição das poropressões na superfície do talude, comportamento pode ser resultado do avanço da frente de umedecimento e aumento das poropressões no interior do talude (Figura 63). De acordo com Cho (2014) problemas de estabilidade de talude associados à infiltração de chuva ao longo do tempo mostra um comportamento complexo onde a posição da superfície crítica não é fixa, mas muda continuamente porque a progressão da frente de umedecimento altera o fator de segurança com a profundidade. O comportamento da estabilidade também difere se a superfície crítica que fornece o fator mínimo de segurança ocorre no solo base ou na interface entre o solo base e o solo do meio.

Figura 63-Variação da superfície crítica entre 72h (a) e 96h (b) no talude JL



(a)



(b)

Observa-se também que o talude JL mantém-se estável mesmo durante o evento de chuva. A capacidade de retenção de água do solo em sucções matriciais mais altas tem um efeito significativo no fator de segurança antes do evento de chuva. Com a superfície freática profunda, a maior parte da encosta encontra-se em zona de poropressão negativa, esta zona aumenta a tensão normal efetiva em qualquer superfície de falha potencial, aumentando assim a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança da encosta.

O talude MM apresentou comportamento semelhante para as diferentes durações e intensidades de chuva. Uma leve redução do fator de segurança com a precipitação é observada durante o evento de chuva na análise probabilística, enquanto o fator de segurança na análise

determinística permanece estável durante o evento de chuva. Ao contrário do talude JL, observa-se que o fator de segurança apresenta aumento contínuo após o evento chuvoso. Comportamento se deve ao limite atingido pela frente de umedecimento. A existência de uma zona de transição influencia de forma significativa no fluxo de água entre os solos do centro e base. Com base nas características granulométricas, na curva de retenção obtida por Sousa (2020) e o possível processo de lixiviação, pode-se inferir que o solo da base dificulta o avanço da frente de umedecimento e aumento das poropressões no interior do talude, como consequência tem-se o aumento constante do fator de segurança.

O fator de segurança abaixo de 1,00 obtido pelo talude MM indica que o equilíbrio limite pode ter sido alcançado e a ruptura do talude é uma possibilidade para as condições representadas. Observa-se que para o solo do centro, a precipitação antecedente ao evento de chuva diminuiu a sucção matricial na encosta fazendo com que o coeficiente de permeabilidade do solo aumentasse, tornando o solo mais permeável à infiltração. Como resultado, a resistência ao cisalhamento diminuiu e, conseqüentemente, o fator de segurança do talude diminuiu e se recupera após a precipitação parar.

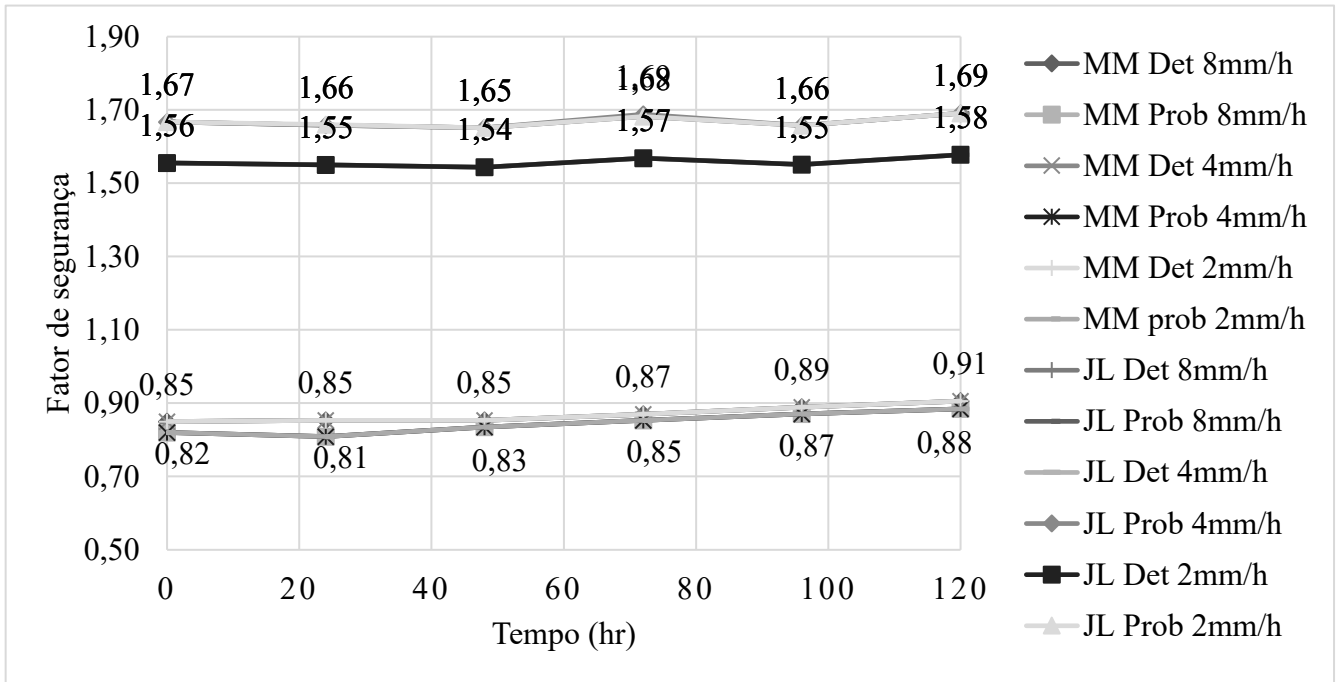
A estabilidade de uma encosta é reduzida pela diminuição da resistência ao cisalhamento do solo (reduzida pela poropressão sem qualquer força de sucção adicional) ou pelo aumento da força motriz gravitacional (tensão de cisalhamento) provocada por agentes externos (Shao, 2017). De acordo com Futai *et al* (2012), em solos não saturados, a infiltração das águas das chuvas resulta na redução da sucção e na diminuição ou, até mesmo, anulação do intercepto coesivo. Quando a frente de umedecimento atinge uma profundidade crítica, onde os parâmetros de resistência do solo passam a ser menores do que a força motriz gravitacional e não mais garantem a estabilidade do talude, a ruptura ocorre.

Estudos feitos por Vaughan (1985) em taludes de solos residuais mostram que locais onde os níveis de água eram profundos e que a maioria dos escorregamentos ocorreram em partes superiores dos taludes, pode-se descartar a hipótese de elevação do nível freático. Dessa maneira, Vaughan (1985) atribuiu os escorregamentos aos efeitos provocados pela infiltração das águas das chuvas, pelo avanço da frente de umedecimento até uma profundidade crítica do talude. Hipótese pode ser aplicada a situação do talude MM visto que nos resultados obtidos pelos ensaios de SPT (Figura 36) não foram identificados níveis de água.

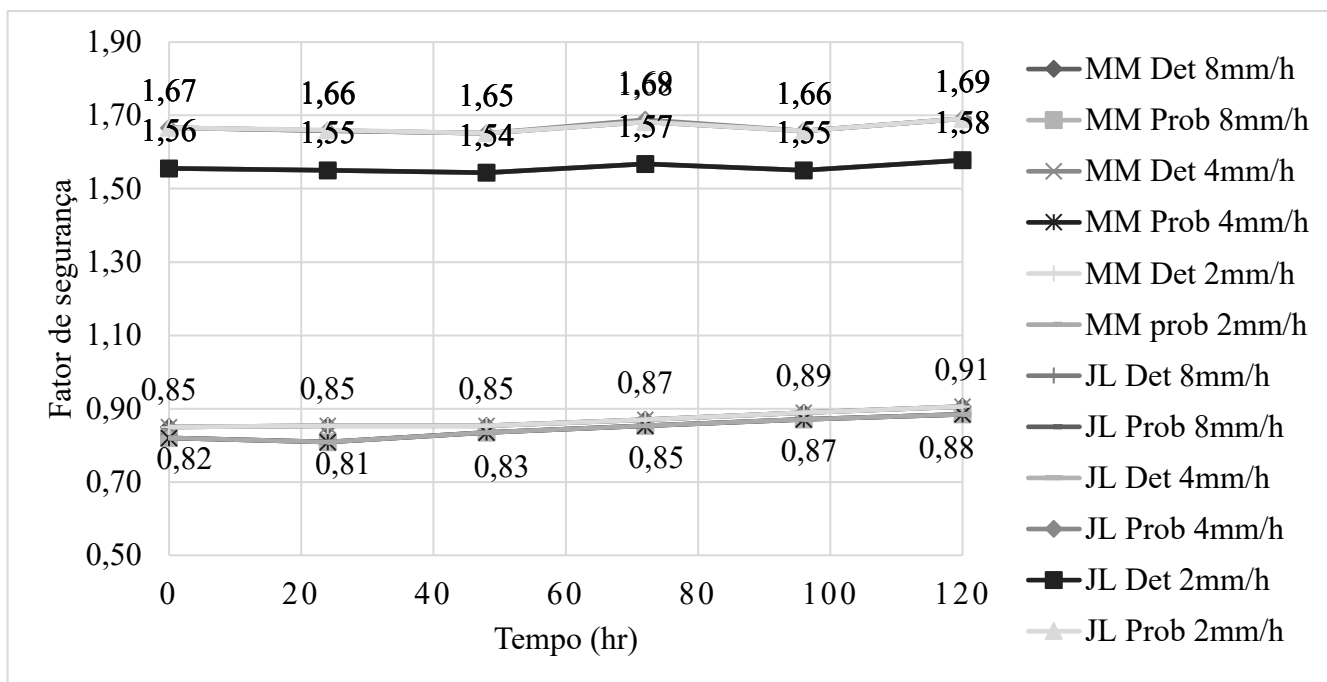
Apesar de apresentarem as mesmas variações em termos de porcentagem, ao comparar os fatores de segurança obtidos nas análises é possível observar diferenças nos valores obtidos pelas

análises determinísticas e probabilísticas de ambos os taludes. As análises determinísticas de estabilidade de taludes convencionalmente adotadas não consideram a influência das incertezas relacionadas às propriedades geotécnicas. Nesse sentido, o estudo probabilístico pode resultar em estimativas mais ou menos conservadoras devido a variabilidade espacial do solo.

Figura 64-Fator de segurança com precipitação antecedente



(a)



(b)

5.11.2.1 Observações Gerais

As análises dos taludes JL e MM permitiram a aferição de suas respostas a precipitação e permitiu relacionar características que apresentaram maior influência no comportamento do local em resposta a infiltração.

Os resultados mostram que a intensidade da chuva ou a quantidade de chuva por si só nem sempre podem ser indicativos de eventos de movimentos de massa. De acordo com Rahardjo *et al* (2016) tentativas de correlacionar as incidências de deslizamentos com os padrões de chuva isoladamente, em vez de avaliar a importância relativa de parâmetros como propriedades do solo, geometria do talude, precipitação anterior, infiltração do local, intensidade da chuva e quantidade de chuva; que são associados a rupturas geram resultados que não se correlacionam bem.

Dito isto, algumas observações podem ser feitas com relação ao comportamento das áreas baseado nos parâmetros obtidos nas superfícies críticas das inclinações das áreas em estudo durante as chuvas com 24h e 72h de duração e com precipitação antecedente (Tabela 16):

- O talude MM tende a falhar no estado não saturado, pois a instabilidade é induzida apenas pela infiltração da chuva que gera poropressões positivas ao longo da superfície do local. Resultado semelhante foi obtido por Gallage *et al* (2021), para o autor os taludes que apresentaram declividades maiores do que o ângulo de atrito do

solo, a estabilidade tende a depender muito da sucção. Portanto, a diminuição da sucção devido à infiltração da chuva pode causar a ruptura do talude mesmo em estado não saturado.

- No talude JL a infiltração da chuva por si só não foi suficiente para gerar poropressões positivas no interior do talude e desencadear a instabilidade. A falha deverá ocorrer devido ao efeito combinado da infiltração da chuva e aumento do lençol freático que corresponde ao desenvolvimento de poropressão positiva junto com um aumento na taxa de saturação no interior do talude. Em simulação feita por Peranić *et al* (2019) na Croácia, o talude do local permaneceu estável durante os 167 dias de chuva antes que o FS caísse abaixo de 1. No estudo embora o aumento de poropressões positivas ao longo da superfície de deslizamento tenha induzido a ruptura, Peranić *et al* (2019) verificou que a zona não saturada com sua capacidade de armazenamento e baixa condutividade hidráulica tem o papel principal na manutenção da estabilidade durante longos períodos de chuvas.
- A curvatura retilínea-planar do talude JL permitiu menor acúmulo da água da chuva na superfície do talude, diminuindo a frente de umedecimento ao longo da declividade e evitando o desaparecimento da força de sucção. Comportamento resultou no FS a favor da estabilidade.
- Tendências à concentração e acúmulo do escoamento superficial nas porções côncavo-convergentes do talude MM contribuem para a diminuição da sucção e favorecem o cisalhamento do solo.

Tabela 16-Parâmetros nas inclinações das superfícies críticas

Área	Determinístico				Probabilístico			
	MM		JL		MM		JL	
Duração da chuva	24h	72h	24h	72h	24h	72h	24h	72h
Fator de segurança	0,85	0,85	1,54	1,54	0,81	0,81	1,65	1,65
Taxa de infiltração (mm ³ /s)	4,8E-04	4,8E-04	9,94E-05	9,94E-05	4,8E-04	4,8E-04	9,94E-05	9,94E-05
Inclinação (°)	63,4	63,4	71,6	71,6	63,4	63,4	71,6	71,6
Poropressão (kPa)	11,59	11,59	0,42	7,76	14,48	14,48	-2,39	-2,39
Ângulo de atrito (°)	39	39	35	35	39	39	35	35
Intercepto Coesivo (kPa)	3,4	3,4	19,7	19,7	3,4	3,4	11	11
Sucção (kPa)	0,00	0,00	12,33	12,33	0,00	0,00	1,72	1,72
Condutividade hidráulica (m ³ /s)	1,50E-08	1,50E-08	3,84E-09	3,85E-09	1,50E-08	1,50E-08	3,84E-09	3,85E-09
Curvatura ao longo da declividade	côncavo-convergente		retilíneo-planar		côncavo-convergente		retilíneo-planar	

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os solos apresentaram em sua composição grandes quantidades de alumina (Al_2O_3) e sílica (SiO_2) e concentrações bem menores, foram encontrados óxido férrico (Fe_2O_3) e dióxido de titânio (TiO_2). As fases cristalinas referentes ao dióxido de titânio, vermiculita, goetita, caulinita, quartzo e nacrita foram identificados para todos os solos estudados. As fases cristalinas identificadas são compatíveis com os óxidos encontrados na fluorescência de raios-X e a presença dos mesmos minerais em todos os solos indica que surgiram da mesma rocha matriz, porém as diferentes intensidades dos minerais em cada solo sugerem diferenças nos mecanismos de formação.

As micrografias indicaram que as amostras apresentam heterogeneidade com relação a sua granulometria, porém com dominância das partículas finas, característica típica de solos onde os produtos do intemperismo (fases argilosas) dominam e encerram os minerais originais remanescentes.

As tensões cisalhantes dos solos diminuíram com a inundação. As partículas finas aparentam exercer forte influência sobre os parâmetros de resistência dos solos de modo a aumentar com o teor de finos. Comportamentos de inconstância foram identificados nos solos em umidade natural indicativas de heterogeneidade das amostras resultante do intemperismo.

Em sua umidade natural os solos apresentaram deformações significativamente menores quando comparados aos solos inundados indicando alto potencial de colapso. Ao exceder um valor crítico de umidade, as ligações entre as partículas não são mais capazes de resistir à deformação, resultando em uma diminuição súbita e grande no volume do solo.

Problemas de estabilidade de talude associados à infiltração de chuva ao longo do tempo mostraram um comportamento complexo. A posição da superfície crítica varia com a progressão da frente de umedecimento e altera o fator de segurança com a profundidade. O comportamento da estabilidade também difere dependendo de qual solos fornece o fator mínimo de segurança para a superfície crítica.

A precipitação antecedente aparenta ter maior influência na estabilidade do que a precipitação diária, sendo considerado um fator desencadeante para a ocorrência de deslizamentos. A precipitação diária ou limite por si só não pode ser usada como determinante para o deslizamento, uma vez que a precipitação antecedente aumenta a permeabilidade do solo e eventos de tempestade subsequentes podem desencadear a ruptura. No entanto, deve-se notar que o papel da

precipitação antecedente na estabilidade de encostas não será o mesmo para encostas em diferentes locais que possuem solos com diferentes propriedades, diferentes condições de superfície, chuvas tropicais variáveis ou diferentes condições microclimáticas.

A curvatura retilínea-planar do talude JL permitiu menor acúmulo da água da chuva na superfície do talude, diminuindo a frente de umedecimento ao longo da declividade e evitando o desaparecimento da força de sucção. Comportamento resultou no FS a favor da estabilidade.

Tendências à concentração e acúmulo do escoamento superficial nas porções côncavo-convergentes do talude MM contribuem para a diminuição da sucção e favorecem o cisalhamento do solo.

As análises determinísticas apresentam valores menores de fator de segurança para determinadas situações com relação as análises probabilísticas, porém apresentam a mesma variação e comportamento ao longo do tempo. As análises determinísticas de estabilidade de taludes convencionalmente adotadas não consideram a influência das incertezas relacionadas às propriedades geotécnicas. Nesse sentido, os métodos probabilísticos podem resultar em estimativas não conservadoras devido a variabilidade espacial dos solos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABD, I. A.; FATTAH, M. Y. & MEKKIYAH, H. (2020) Relationship between the matric suction and the shear strength in unsaturated soil. **Case Studies in Construction Materials**, 13:2214-5095.

AESA. **Meteorologia – chuvas – gráfico. Município: Areia.** Disponível em: http://www.aesa.pb.gov.br/aesa-website/meteorologia-chuvas-grafico/?id_municipio=15&date_chart=2021-09-24&period=year

AFFENDI, A. & FAISAL, H. A. (1996) **Suction, rainfall and slope stability.** 12th South East Asian Geotechnical Conf. Kuala Lumpur, Malaysia 1:539 – 544.

AFONSO, A. F. G. (2016) **Correlações entre resultados de ensaios in situ de penetração dinâmica dp com o ensaio standard penetration test.** Dissertação (Mestre em Engenharia da Construção) - Escola Superior de Tecnologia e Gestão Instituto Politécnico de Bragança, 121 p.

AHMADI-ADLI M, TOKER NK, HUVAJ N (2014) Prediction of seepage and slope stability in a flume est and an experimental field case. **Procedia Earth and Planetary Science**, 9:189-194.

AHRENDT, A. (2005) **Movimentos de massa gravitacionais – proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão – SP.** Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo. São Carlos.

ALBATAINEH, N. (2006) **Slope stability analysis using 2d and 3d methods.** Dissertação (Mestrado em Ciências) - University of Akron.

ALCANTARA, V. C.; TORRES, F. S. de M.; LIMA, E. de A. M.; SILVA, E. P. **Evolução Geológica Do Estado Da Paraíba.** In: TORRES, F. S. de M.; SILVA, E. P. Geodiversidade Do Estado Da Paraíba. Recife: CPRM, 2016. v. 1, cap. 2, p. 17-31.

ALESSIO, P. (2019). Spatial variability of saturated hydraulic conductivity and measurement-based intensity-duration thresholds for slope stability, Santa Ynez Valley, CA. **Geomorphology**. doi:10.1016/j.geomorph.2019.06.004

ALMEIDA, J. G. R. (2013) **Classificação dos solos**. Notas de Aula. Disponível em:<
<https://slideplayer.com.br/slide/1613106/>>. Acesso em: 25 nov. 2018

ALVES, C., & COUTINHO, K. (2022, May 30). Tragédia provocada por chuvas e deslizamento de barreiras é o maior desastre de Pernambuco do século 21, dizem especialistas. Globo. <https://g1.globo.com/pe/pernambuco/noticia/2022/05/30/tragedia-provocada-por-chuvas-e-deslizamento-de-barreiras-e-o-maior-desastre-de-pernambuco-do-seculo-21-dizem-especialistas.ghtml>

ANDERSON, M. G. & RICHARDS, K. S. (1987) **Slope Stability: Geotechnical Engineering and Geomorphology**. John Wiley and Sons, N.Y.

ASSIS DIAS, M. C.; SAITO, S. M.; ALVALÁ, R. C. S.; STENNER, C.; PINHO, G.; NOBRE, C. A.; FONSECA, M. R. S.; SANTOS, C.; AMADEU, P.; SILVA, D.; LIMA, C. O.; RIBEIRO, J.; NASCIMENTO, F.; CORRÊA, C. O. (2018) Estimation of exposed population to landslides and floods risk areas in Brazil, on an intra-urban scale. **International Journal of Disaster Risk Reduction**, 31: 449–459.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **13601: Solo — Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test)**. Rio de Janeiro, p. 4. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, p. 8. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, p. 10. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, p. 5. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, p. 3. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: **Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, p. 12. 2018.

ASTM D 5298-92. **Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper**. ASTM Standards, vol 15.09. pp 264 – 268, 1992.

ASTM D2435/D2435M – 11. **Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. ASTM Standards, 2011.

ASTM D4767-11. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. ASTM Standards, 2011.

ASTM D6528-17. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils**. ASTM Standards, 2017.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B. AND CHAPUIS, R.P. (2003) A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. **Canadian Geotechnical Journal**, 40(6): 1104-1122.

AVELAR A.S., NETTO A.L.C., LACERDA W.A., BECKER L.B., MENDONÇA M.B. (2013) Mechanisms of the Recent Catastrophic Landslides in the Mountainous Range of Rio de Janeiro, Brazil. In: Margottini C., Canuti P., Sassa K. (eds) *Landslide Science and Practice*. Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-31337-0_34

BAI, S., LU, P., & THIEBES, B. (2020). Comparing characteristics of rainfall- and earthquake-triggered landslides in the Upper Minjiang catchment, China. **Engineering Geology**, 105518. doi:10.1016/j.enggeo.2020.105518

BALASUBRAMANIAM, A.S., D.T. BERGADO AND C. SIVANDRAN, (1985) Engineering behavior of soil in Southeast Asia. In Balasubramaniam *et al.* (Ed.) **Geotechnical Engineering in Southeast Asia**. A commemorative volume of the Southeast Asian Geotechnical Society.

BALDOVIN, G. (1969) The shear strength of lateritic soils. Spec. Sess. Properties Lateritic Soils. **Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, 7th, Mexico, 1: 129-142.

BARKSDALE, R. D.; BLIGHT, G. E. (2012) Compressibility, settlement and heave of residual soils. In: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. C. **Mechanics of Residual Soils**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, cap. 6, p. 149-212.

BARROS, J. D.; CESTARO, L. A.; MONTEIRO, T. R. R. (2018) **A região natural planalto da borborema no semiárido do Rio Grande do Norte**. Anais CONADIS. Campina Grande: Realize Editora.

BASTOS, C. A. B. (1999). **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. (Tese de doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

BISHOP, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Geotechnique**, London, 5:7-17.

BLIGHT, G. E. (1987) **Lowering of the groundwater by deep rooted vegetation**. 9th Euro. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., Dublin, Ireland. 1:285-288.

BLIGHT, G. E. (1997) Case histories of shear strength-controlled aspects of residual soils, **Mechanical of residual soils**, 1:221-237.

BLIGHT, G. E. (2013). **Unsaturated Soil Mechanics in Geotechnical Practice** (1st ed.). CRC Press.

BLIGHT, G. E., BRACKLEY, I. J. & VAN HEERDEN, A. (1970) **Landslides at Amsterdamhoek and Bethlehem – an examination of the mechanics of stiff clays**. The Civil Engineer in South Africa June, 1:129 – 140.

BLIGHT, G.E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G.E.; LEONG, E.C. (2012) **Mechanics of Residual Soils**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press Taylor & Francis.

BLOOM, A. L. (1970) **Superfície da terra**. São Paulo: Edgard Blücher.

BORRELLI L, PERRI F, CRITELLI S, GULLÀ G (2014). Characterization of granitoid and gneissic weathering profiles of the Mucone River Basin (Calabria, southern Italy). **Catena**, 113:325–340

BRAND, E. W. & PHILLIPSON, H.B. (1985) Review of International practice for the sampling and testing of residual soil. **Sampling and Testing for Residual Soil: A review for International Practice**, edited by E.W. Brand & H.B. Phillipson. Scorpion Press, Hong Kong, 1:7-21.

BRAND, E. W. (1982) **Analysis and design in residual soils**, Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, ASCE, Geotech. Div. Spec. Conf., Honolulu, Hawaii, 1:89 – 143.

BRAND, E. W. (1985) **Geotechnical Engineering in Tropical Residual soil**, 1st International Conference on Geomechanics in tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, 3:23-99.

BRENNER, R. P.; GARGA, V. K.; BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. *In*: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. C. (2012) **Mechanics of Residual Soils**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, cap. 7, p. 213-284.

BRIAUD, J. (2013). Introduction to geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils (1st ed.). Wiley.

BULLOCK, P. (2005) Climate change impacts. **Encyclopedia of Soils in the Environment**, 1:254-262.

BULMER M.H.K. (2014) Topple. *In*: **Encyclopedia of Planetary Landforms**. Springer, New York, NY.

CALLE, J. A. C. (2000) **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 177 p.

CAMPOS, L. E. D. Desastres e ações na Bahia. CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, VI., 2013, Angra dos Reis. **Anais da VI Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas** [...]. Angra dos Reis: ABMS, 2013.

CARRILLO, A. & CARRIAZO, J. (2015). Cu and Co oxides supported on halloysite for the total oxidation of toluene. **Appl. Catal. B Environ.**, 164:443-452.

CEPED (2013) Atlas brasileiro de desastres naturais 1991 a 2012. Centro de Estudos e Pesquisas sobre Desastres CEPED, 2 ed, 126p. Disponível em: <http://www.ceped.ufsc.br/atlas-brasileiro-de-desastres-naturais1991-a-2012/>. Acesso: 15 de fevereiro de 2020

CERRI, R. et al. (2017) Landslides Zonation Hazard: relation between geological structures and landslides occurrence in hilly tropical regions of Brazil. *Anais da Academia Brasileira de Ciências*, 89(4):2609-2623.

CERYAN, N., KESIMAL, A., & CERYAN, S. (2018). Probabilistic Analysis Applied to Rock Slope Stability: A Case Study from Northeast Turkey. **Integrating Disaster Science and Management**, 1:221–261.

CHRISTIAN, J.T., LADD, C.C. & BAECHER, G.B., 1994. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120(12):2180-2207.

COELHO-NETTO, A. L.; AVELAR, A. DE S.; LACERDA, W. A. (2009) Landslides and Disasters in Southeastern and Southern Brazil. **Developments in Earth Surface Processes**, 13:223–243.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Departamento de Gestão Territorial. **Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa: Areia – PB**. Relatório. Areia, 2015.

COSTA NUNES, A. J. (1969) **Lanslides in Soils of decomposed rock due to intense rainstorms**. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico 2:547 – 554.

COSTA, O. S. **A ocupação urbana nas encostas do Balneário “O Quebra” – Areia-PB**. Trabalho de conclusão de Curso (Graduação em Geografia) – Universidade Estadual da Paraíba, Campina Grande, 2012.

COUTINHO, R. Q.; SILVA, M. M.; LACERDA, W. A.; SANTOS, A. N. (2019) Geotechnical Characterization and Failure Mechanism of Landslide in Granite Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 145:05019004.

CPRM. PROJETO CADASTRO DE FONTES DE ABASTECIMENTO POR ÁGUA SUBTERRÂNEA. Disponível em: http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/15823/Rel_Areia.pdf?sequence=1. Acesso em: 12 de dez. 2018

CRISTIANO, E.; BOGAARD, T. & BARONTINI, S. (2016) Effects of anisotropy of preferential flow on the hydrology and stability of landslides. **Procedia Earth and Planetary Science**, 16:204-214.

CUNHA, J. L. X. L.; COELHO, M. E. H.; DE ALBUQUERQUE, A. W.; SILVA, C. A.; DA SILVA JÚNIOR, A. B. & DE CARVALHO, I. D. E. (2015) Water infiltration rate in Yellow Latosol under different soil management systems. **Rev. bras. eng. agríc. ambient.** 19 (11): 1807-1929.

DA CRUZ, S. I. C. (2008) **Caracterização e utilização de solos Dispersivos nos aterros compactados da barragem de sobradinho**. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Pós-graduação de engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 229 p.

DAVIES, S. & LACEY, A. **Identifying dispersive soils**. Department of agriculture and food farm note. 2009; ISSN 0726-934X: 1-4

DE ANDRADE, L. A & MACHADO, C. C. C. **Geologia, relevo, geodiversidade e pedologia do município de Areia – Paraíba**. In: Diagnóstico geoambiental integrado do município de Areia, Paraíba, como subsídio para o planejamento e gestão ambiental. Universidade Federal da Paraíba, 2018.

DE GRAFT-JOHNSON, J. W. S. (1972). Lateritic gravel evaluation of road construction. **J soil Mech Div Amst Soc Civil Eng**, v.98, p.1245–1265

DE GRAFT-JOHNSON, J.W.S., BHATIA, H.S. AND GIDIGASU, M.D. (1968) The engineering characteristics of lateritic residual clays of Ghana for earthdam construction. **Proc. Symp. Earth Rockfill Dams. Natl. Soc. Soil Mech. Found. Eng.**, New Delhi, 1: 94-107

DE OLIVEIRA, A L R V. (2018) **Avaliação da segurança de um quebra-mar sobre argila mole**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, [S. l.].

DEERE, D. U & PATTON F. D. (1987) Slope stability in residual soils. **Panamerican conference on soil mechanics and Foundation Engineering 4**, Proceeding. ASCE Vol. 1, pp. 87-170, 1971. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland 1:285 – 288.

DENG, J. H. & LEE, C. F. (2001) Displacement back analysis for a steep slope at the Three Gorges Project site. **Int J Rock Mech and Min Sci.** 38(2):259-268

DUARTE I.M.R., RODRIGUES C.M.G. (2018) Residual Soils. In: Bobrowsky P.T., Marker B. (eds) Encyclopedia of Engineering Geology. Encyclopedia of Earth Sciences Series. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_237

DUARTE, I.M.E. (2002) Solos residuais de rochas granitoides a sul do Tejo: Características geológicas e geotécnicas. Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade de Évora.

DUC, D. M.; DUC, D. M.; NGOC, D. M. (2018) Effects of Residual Soil Characteristics on Rainfall-Induced Shallow Landslides Along Transport Arteries in Bac Kan Province, Vietnam. In: Tien Bui D., Ngoc Do A., Bui HB., Hoang ND. (eds) **Advances and Applications in Geospatial Technology and Earth Resources**. GTER 2018. Springer,

DYSON, A. P., & TOLOOIYAN, A. (2019). Comparative Approaches to Probabilistic Finite Element Methods for Slope Stability Analysis. **Simulation Modelling Practice and Theory**, 102061. doi:10.1016/j.simpat.2019.102061

EARLE, S. (2019). **Physical Geology**. 2nd Edition. Victoria, B.C.: BCcampus. Disponível em: <<https://opentextbc.ca/physicalgeology2ed/>>

ELFADIL, M. E. (2018) Effect of antecedent rainfall on pore-water pressure distribution characteristics in residual soil slopes under tropical rainfall. **Int J Hydro**, 2(6):744-750.

EL-RAMLY, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. M. (2005). Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil. **Géotechnique**, 55(1):77–84. doi:10.1680/geot.2005.55.1.77

EMBRAPA (2013) Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Sistema brasileiro de classificação de solos. 3 ed. rev., Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 353p

EMBRAPA. (2018) Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos. 5ª. Edição revista e ampliada. Brasília. 355p.

FAN, C., & CHANG, H. (2014). The role of time in the hydrological behavior of residual soil slopes during rainfall events. *Catena*, 1(124), 1-8.

FENG, X. T.; ZHANG, Z.; SHENG, Q. (2000) Estimating mechanical rock mass parameters relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method. **Int J of Rock Mech and Min Sci.** 37(7): pp. 1039–1054

FERLISI, S. & DE CHIARA, G. Risk analysis for rainfall-induced slope instabilities in coarse-grained soils: Practice and perspectives in Italy. In: AVERSA, S., CASCINI, F., PICARELLI, L., SCAVIA, C. (Org.). (2016). **Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice**, pp.137-154.

FERNANDES, G. **Caracterização Geológico - Geotécnica E Propostas De Estabilização Da Encosta Do Morro Do Curral – Centro De Artes E Convenções De Ouro Preto.** [s.l.] Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.

FERNÁNDEZ, W.; VILLALOBOS, S.; KING, R. (2021) Probabilistic analysis of slope stability in completely decomposed granite residual soils. **Revista Ingeniería de Construcción**, 33:05-14.

FILIZOLA, H. F. & GOMES, M. A. F. **Introdução à Descrição Micromorfológica de Lâminas Delgadas de Solos.** Jaguariúna, EMBRAPA, 2006. 8p. (EMBRAPA. Comunicado Técnico, 41).

FONSECA, A. V., AND COUTINHO, R. Q. (2008) Characterization of residual soils. In Proc., Geotechnical and Geophysical Site Characterization: Proc. 3rd Int. Conf. on Site Characterization, 195. CRC Press: Boca Raton, FL.

FOOKES, P.G. (1997) **Tropical Residual Soils.** London: The Geological Society, 1^a ed. London.

FOUCHÉ, N.; ASANTE, S. Y. (2019) The collapsible nature of residual granite soils of the Cape Granite Suite. **J. S. Afr. Inst. Civ. Eng.** 61:57-63.

FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1977) Stress state variables for unsaturated soils. **J. Geotech. Eng. Div.**, 103(1):447-466.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993) **Soil mechanics for Unsaturated Soils,** New York: Wiley.

FREDLUND, D. G., & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521–532.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. & WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, 15:313–321.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H., AND FREDLUND, M.D. (2012). **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons Inc

FÜRST, O. Biboca Ambiental. **O que é talude**. 2017. Disponível em: <<https://bibocaambiental.blogspot.com/2017/04/o-que-e-talude.html>>. Acesso em: 12 de set. de 2018.

FUTAI, M. M. Escorregamentos e desastres naturais. In: GUNTHER, W. R.; CICCOTTI, L.; RODRIGUES, A. C. **Desastres: Múltiplas Abordagens**. São Paulo: Elsevier, 2017. p. 97-113.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. & LACERDA, W. A. (2004) Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*,130:1169-1179.

G1 PB (2022) Deslizamentos acontecem em vias de Areia, PB, após acúmulo de chuvas. Globo. <https://g1.globo.com/pb/paraiba/noticia/2022/07/07/deslizamentos-acontecem-em-vias-de-areia-pb-apos-acumulo-de-chuvas.ghtml>

GALLAGE, C.; ABEYKOON, T.; UCHIMURA, T. (2021) Instrumented model slopes to investigate the effects of slope inclination on rainfall-induced landslides. *Soils and Foundations*, 61:160–174.

GAO *et al.* (2019). Hydromechanical behavior of unsaturated soil with different initial densities over a wide suction range. *Acta Geotechnica*, 14(2):417-428.

GARIANO, S. L.; GUZZETTI, F. (2016) Landslides in a changing climate. *Earth-Science Reviews*, v. 162, p. 227–252.

GEOLOGICAL SOCIETY OF LONDON. (1990). Tropical Residual Soils: Geological Society Engineering Group Working Party Report. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Geological Society of London, 23:4-101.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2^a ed. São Paulo: Oficina de textos, 2016.

GHADRAN, M., SHAGHAGHI, T., & TOLOOIYAN, A. (2019). The effect of negative excess pore-water pressure on the stability of excavated slopes. **Géotechnique Letters**, 9(4):1–35.

GIANI, G.P. *Rock Slope Stability Analysis*. Rotterdam: Brookfield, 1992. 361 p.

GIDIGASU, M. D. *Laterite Soil Engineering*. Elsevier: Amsterdam, 1976. 554 p.

GIODA, G., MAIER, G. (1980) Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity: identification of cohesion, friction angle and in situ stress by pressure tunnel tests. **Int. J. Numer. Methods Eng.** 15:1823–1848.

GITIRANA JR., G. F. N. *et al* (2012). Modelagem do fluxo de água e ar em solos não saturados. In: CAMAPUM DE CARVALHO *et al.* (2012). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Faculdade de Tecnologia, 1(1), 269-286.

GONZÁLEZ-GRIJALVA, B. *et al.* (2019) The role of soil mineralogy on oral bioaccessibility of lead: Implications for land use and risk assessment. **Science of the Total Environment**, 657:1468–1479.

GRAMANI, M. F., & KANJI, M. A. (2001). **Inventário e análise das corridas de detritos no Brasil**. In *COBRAE 2001*. Rio de Janeiro, RJ: ABMS.

GRANADO, A. TALUDE NATURAL/ ENCOSTA. [S. l.], 2015. Disponível em: <https://slideplayer.com.br/slide/3019057/>. Acesso em: 11 dez. 2018.

GRIFFITHS, D. V.; HUANG, J.; FENTON, G. A.; (2011) Probabilistic infinite slope analysis. *Comput. Geotech.* 38(4), 577–584.

GUE, S. S. AND TAN, Y. C. (2006) **Landslides: abuses of the prescriptive method**. In: International Conference on Slope, Kuala Lumpur.

GUERRA, A. J. T. (1994) Processos erosivos nas encostas. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (Org.). **Geomorfologia: uma atualização de bases e conceitos**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, p.149-209.

GUERRA, A. J. T.; FULLEN, M. A.; JORGE, M. C. O.; BEZERRA, J. F. R.; SHOKR, M. S. (2017) Slope Processes, Mass Movement and Soil Erosion: A Review. **Pedosphere**, 27: 27–41.

GUSMÃO FILHO, J. A.; JUCÁ, J. F. T.; SILVA, J. M. J. Mecanismos dos movimentos dos morros de Olinda. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, VIII., 1986, Porto Alegre. **Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica** [...]. São Paulo: ABMS, 1986. v. 7.

HOWATT, M.D. (1988) **The in situ strength of saturated decomposed granite**. 2nd Int. Conf. Geomech. in Tropical Soils, Singapore. 1:311–316.

HUAT, B. K.; TOLL, D. G. & PRASAD, A. (2013) **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. CRC Press Taylor & Francis Group, 13: 978-0-203-09832-5.

HUNGR, O., LEROUÉIL, S., PICARELLI, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides** 11(2):167–194.

IBAÑEZ, J P. Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais. 2008. TESE (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifca Universidade Católica do Rio de Janeiro, [S. l.], 2008.

IBGE. Manual técnico da vegetação brasileira. Rio de Janeiro: IBGE, 2012. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv63011.pdf>> Acesso em: 25 abr. 2020.

IETTO, F. *et al.* (2018) Weathering characterization for landslides modeling in granitoid rock masses of the Capo Vaticano promontory (Calabria, Italy). **Landslides**, [s. l.].

IPT/CEDEC (2005) Mapeamento de áreas de risco de municípios do Estado de São Paulo - Município de São Jose dos Campos-SP. Disponível em: http://www.sidec.sp.gov.br/producao/map_risco/pesqpdf3.php

ISA, S. F. B. M. (2019). The effects of grass and rainfall pattern on the matric suction of acidic soil slopes [Doctoral thesis] Universiti Tun Hussein Onn Malaysia. 235p

ISMAIL, M. A. M. *et al* (2018). Analysis of Infiltration-Suction Response in Unsaturated Residual Soil Slope in Gelugor, Penang. *Journal of Physics*, 1(995), 1-17.

JANBU, N., BJERRUM, L., & KJAERNSLI, B. (1956) Soil mechanics applied to some engineering problems. **Norwegian Geotechnical Institute**, 16:5-26.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). **A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure**. *Proced. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Durban, p. 99-105.

JEON, Y.S., YANG, H.S. (2004) Development of a back analysis algorithm using FLAC. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** 41(3):447–453.

JOHARI, A.; SABZI, A. (2018) Reliability analysis of foundation settlement by stochastic response surface and random finite element method. **Sci. Iranica**, 24 (6):2741-2751.

JOHN, B. J.; SOWERS, G. F.; WEAVER, E. (1969) **Slickensides in Residual Soils and their Engineering Significance**. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, 2:591 – 597.

Johnston, E. C. *et al* (2021) Quantifying the Effect of Precipitation on Landslide Hazard in Urbanized and Non-Urbanized Areas, **Geophysical Research Letters**. DOI: 10.1029/2021GL094038

JOTISANKASA, A. & MAIRAING, W. (2010) Suction-Monitored Direct Shear Testing of Residual Soils from Landslide-Prone Areas. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. 136:533-537.

KABIR, M. H., & TAHA, M. R. (2004). Assessment of physical properties of a granite residual soil as an isolation barrier. **Electron J Geotech Eng**, 92:13.

KAMTCHUENG, B.T., ONANA, V.L., FANTONG, W.Y. *et al.* (2015) Geotechnical, chemical and mineralogical evaluation of lateritic soils in humid tropical area (Mfou, Central-Cameroon): Implications for road construction. **International Journal of Geo-Engineering**. 6:1-21

KEHRIG, A. G. **As relações Ki e Kr no solo**. Rio de Janeiro: Ministério da Agricultura/ Centro Nacional de Ensino e Pesquisas Agronômicas, 1949. 67p. Boletim do Instituto de Química Agrícola, n. 13.

KENANOĞLU MB, AHMADI-ADLI M, TOKER NK, HUVAJ N (2019) Effect of unsaturated soil properties on the intensity-duration threshold for rainfall triggered landslides. **Technical Journal**, 30(2).

KENNY, M., & OATES, T. (2007). **Lime and Limestone**. Ullmann's Encyclopedia of Industrial Chemistry.

KO, F. W. Y.; LO, F. L. C. (2018) From landslide susceptibility to landslide frequency: A territory-wide study in Hong Kong. **Engineering Geology**, 242:12–22.

KUMAR, V. *et al.* (2018) Evaluation of potential landslide damming : Case study of Urni landslide , Kinnaur, Satluj valley, India. **Geoscience Frontiers**.

LAMB, D.W. (1962) Decomposed granite as fill material with particular reference to earth dam construction. **Proc. Symp. Hong Kong Soils**, 1962. Hong Kong Group, Inst. Civ. Mech. Electr. Eng., pp. 57-71.

LAMBE, P.C. Residual Soils. In: TURNER, A.K. & SCHUSTER, R.L. (1996) **Landslides: investigation and mitigation**. Washington: National academy Press, 247:507-524.

LAMBE, T.W. (1960) A mechanistic picture of shear strength in clay. ASCE Res. **Conf. Shear Strength of Cohesive Soils**, Boulder, Colo., pp 555-580.

LEONG, E.C.; RAHARDJO, H.; ORTIGAO, J.A.R.; REZAUR, R.B. (2013) **Slopes**. In: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. C. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. Boca Raton: CRC Press, 2013. cap. 7, p. 213-278.

LEPORE, C., ARNONE, E., NOTO, L.V., SIVANDRAN, G., AND BRAS, R.L. (2013). Physically based modelling of rainfall-triggered landslides: a case study in the Luquillo forest, Puerto Rico. **Hydrol. Earth Syst. Sci.**, 17:3371-3387.

LI, Y., & MO, P. (2019). A unified landslide classification system for loess slopes: A critical review. **Geomorphology**. doi:10.1016/j.geomorph.2019.04.020

LIM, T. T., RAHARDJO, H. & CHANGE, M. F. **Climatic Effects on Negative Pore-Water Pressures in a Residual Soil Slope**. 4th Int. Conf. on Tropical Soils. Kuala Lumpur, Malaysia, 1996, 568-574.

Lira, B. *et al* (2020). Mass movements in the northeast region of Brazil: a systematic review. *Soils and Rocks*, 43(4), 549-565. <https://doi.org/10.28927/SR.434549>

LITTLE, A.L. **The engineering classification of residual soils**. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, ISSMFE, Mexico, 1969, 1-10.

LIU, J. H., CHEN, Z. M., & HE, W. (2012). Research of Slope Stability Analysis Considering Rainfall Infiltration. **Applied Mechanics and Materials**, 204–208, 487–491. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.204-208.487>

LIU, W.; OUYANG, G.; LUO, X.; LUO, J.; HU, L.; FU, M. (2020) Moisture content, pore-water pressure and wetting front in granite residual soil during collapsing erosion with varying slope angle. **Geomorphology**, 362:107210.

LOLLO, José Augusto (2008). **Solos Colapsíveis: Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. Editora Cultura Acadêmica. UNESP/ Ilha Solteira.

LU, N. E GODT, J. W. (2013). Hillslope hydrology and stability. **Cambridge University Press**.

LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. **Quarterly Jour. Eng. Geol** 8: 31 – 65, 1975.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R. T. (1988). **Determination of Collapse Potential of Soils**. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 11, n. 3, pp. 173-178.

MAATOUK, A., LEROUEIL, S., & LA ROCHELLE, P. (1995). Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil. **Géotechnique**, 45(3):465–477.

MACEDO, H. A.; SILVA, A.; COSTA, E. A.; PAULA, B. L. (2012) Estudo da declividade e identificação de áreas de risco na região de cava da mina de ferro no Morro do Urucum, estado do Mato Grosso do Sul, Brasil. **Brazilian Geographical Journal: Geosciences and Humanities research medium**. 3:170-181.

MAHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D. J. (1991) Engineering properties of a lateritic soil profile. **Engineering Geology**, 31:45-58.

MAHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D. J. (1994) Consolidation and shear strength properties of a lateritic soil. **Engineering Geology**, 38:53-63.

MALONE, A. W. & SHELTON, J. C. (1962) **Landslides in Hong Kong 1978 – 1980**. Engineering and construction in tropical residual soils, ASCE, Geotech. Div. Spec. Conf., Honolulu, Hawaii: 424 – 442.

MANDISODZA, KT & DUNN, MJ (2019) **Geotechnical design and uncertainty in residual soil slopes**. In: WESSELOO, J. (ed.), Proceedings of the First International Conference on Mining Geomechanical Risk, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 475-492.

MANFRÉ, L. A. (2015) **Identificação e mapeamento de áreas de deslizamentos associadas a rodovias utilizando imagens de sensoriamento remoto**. Tese (Doutor em Ciências) – Universidade de São Paulo.

MARANGON, M. **Estabilidade de taludes: Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**, 2009.

MARANGON, M. **Geologia: solos de evolução pedogênica**, 2009.

MARQUES, J. A. F.; MARQUES, A. G.; MARQUES, R. F. Estudos sobre escorregamentos de encostas da formação barreiras de Maceió – AL. (2012) CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XVI, Porto de Galinhas. **Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica [...]**. São Paulo: ABMS, 2012. v. 7.

MARTINS, V. T. S.; BOGGIANI, P. C.; BACCI, D. LA C. Percepção de risco como metodologia de prevenção, ensino e pesquisa: a experiência do grupo “Armando o Barranco”. In: GUNTHER, W. R.; CICCOTTI, L.; RODRIGUES, A. C. **Desastres: Múltiplas Abordagens**. São Paulo: Elsevier, 2017. p. 243-257.

MCKENZIE, J.M., VOSS, C.I. & SIEGEL, D.I. (2007). Groundwater flow with energy transport and waterice phase change: numerical simulations, benchmarks, and application to freezing in peat bogs. **Advances in Water Resources**, 30:966-983.

MD-RAHIM (2016) **Hydro-mechanical behaviour of a residual soil slope in Malaysia**, Durham theses, Durham University.

MENCL, V. (1966) Mechanics of landslides with non-circular slip surfaces with special reference to the Vaiont slide. **Géotechnique** 16(4): 329 – 337.

MENDES, R. M.; ANDRADE, M. R. M.; GRAMINHA, C. A.; PRIETO, C. C.; ÁVILA, F. F.; CAMARINHA, P. I. M. (2018) Stability Analysis on Urban Slopes: Case Study of an Anthropogenic-Induced Landslide in São José dos Campos, Brazil. **Geotech Geol Eng**, v. 36, p. 599–610.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. 560 p. v. 1.

MITCHELL, J.K. (1993). **Fundamentals of Soil Behaviour**. Wiley, New York.

MONTANARELLA, L. (2016) The Importance of Land Restoration for Achieving a Land Degradation–Neutral World. **Land Restoration**, p. 249-258.

MOON, V. (2016) Halloysite behaving badly: geomechanics and slope behaviour of halloysite-rich soils. **Clay Minerals**, 51:517–528.

MORAES, C. G. M. S. M. **AREIA- PARAÍBA: Morfologia e Desenvolvimento Urbano (Séculos XVIII, XIX e XX)**. Dissertação. (Mestrado em Desenvolvimento Urbano) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

MOREIRA, F. D. MORAES, C. G. M. S. M. O Desenvolvimento Urbano de Areia/PB: contribuição aos estudos de morfologia e história urbana no Brasil. **Revista de Pesquisa em arquitetura e urbanismo**. São Paulo: EESC-usp, 2009.

MOREIRA, F. D.; MORAES, C. G. M. S. M. O desenvolvimento urbano de Areia-PB: contribuição aos estudos de morfologia e história urbana no Brasil. **Risco: Revista de Pesquisa em Arquitetura e Urbanismo (on line)**, v. 9, p. 133-153, 2010.

MOREIRA, J. E. **Estabilidade de taludes de solos residuais de granito e gnaiss**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Pós-graduação de engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Guanabara. 1974, 96 f.

MORGENSTERN, N. R. & de Matos, M. (1975) **Stability of slopes in residual soils**. Proc. 5th Pan. Amer. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Buenos Aires, Argentina 3:369 – 384.

MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surface. **Geotechnique**, v.15, p. 289-290.

MULLER, L. (1964) The rockslide in the Vaiont Valley. **Rock Mech. And Eng. Geol.** II (3 – 4): 148 – 212.

MUÑOZ-ROJAS, M., PEREIRA, P., BREVIK, E. C.; CERDÀ, A.; JORDÁN, A. Soil Mapping and Processes Models for Sustainable Land Management Applied to Modern Challenges. **Soil Mapping and Process Modeling for Sustainable Land Use Management**, P. 151-190, 2017

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F., BELIGNI, M. & CINCERRE, J. R. **Pavimentos com Solos Lateríticos e gestão de manutenção de Vias Urbanas**. Editora Vilibor, 2000.

NOOR, M. J., MUDA, M. A., & ABDUL RAHMAN, A. S. (2019). Rainfall induced slope failure detection using infiltration type slope stability method applying non-linear failure envelope. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, 513, 012013. doi:10.1088/1757-899x/513/1/012013

NUNES, L. H., **Urbanização e desastres naturais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

OH, W. T.; VANAPALLI, S. K.; QI, S. & HAN, Z. (2016) **Estimation of the variation of matric suction with respect to depth in a vertical unsaturated soil trench associated with rainfall infiltration**. 3rd European Conference on Unsaturated Soils, 9: 15003.

OLIVARES, L.; DAMIANO, E. (2007) Post Failure Mechanics of Landslides: Laboratory Investigation of Flowslide in Pyroclastic Soils. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**. v. 133, n.1.

ØSTGREN, L. M. E. M. (2017). Mitigation of Uncertainties in Rainfall Induced Landslide Prediction Models in a Changing Climate [Masters dissertation], Norwegian University of Science and Technology.

OYELAMI, C. A.; VAN ROOY, J. L. (2016) A review of the use of lateritic soils in the construction/development of sustainable housing in Africa: A geological perspective. **Journal of African Earth Sciences**. v.119, p.226-237.

PERANIĆ, J.; JAGODNIK, V.; ARBANAS, Ž. **Rainfall infiltration and stability analysis of an unsaturated slope in residual soil from flysch rock mass**. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland, 2019.

PEREIRA, T. T. C.; OLIVEIRA, F. S.; FREITAS, D. F.; DAMASCENO, B. D.; DIAS, A. C. (2020) A mineralogia dos solos tropicais: estado da arte e relação com o uso e manejo. **Geonomos**, 28(1):1-14.

PETLEY, D. (2012) Global patterns of loss of life from landslides. **Geology**, 40:927–930.

PEUCHEN, J., VANDEN BERGHE, J., & COULAIS, C. **Estimation of u_1/u_2 conversion factor for piezocone**. Second International Symposium on Cone Penetration Testing, California, 2010.

PONTES, A. C. (2022) Inundações, desabamentos, deslizamentos... Alagoas tem mais de 10 mil afetados pelas chuvas. Globo. <https://g1.globo.com/al/alagoas/noticia/2022/05/30/inundacoes-desabamentos-deslizamentos-alagoas-tem-mais-de-10-mil-afetados-pelas-chuvas.ghtml>

PRADEL, D. & RAAD, G. (1993) Effect of permeability on superficial stability of homogeneous slopes. **Journal of geotechnical Engineering**. 119(2):315 – 332.

PRIETO, C. C. (2018) **Previsão de deslizamentos em encostas por meio de modelagem numérica: estudo de caso na bacia Piracuama, município de Campos do Jordão, SP**. Tese (Doutorado em Ciência do Sistema Terrestre). Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. São José dos Campos. 213p

PROKOPOVICH, N.P. **Genetic classification of land subsidence. Evaluation and Prediction of Subsidence**. Engineering Foundation Conference in Penacola Beach. New York, p.389-399, 1978.

QUE, J., WANG, Q., CHEN, J., SHI, B., & MENG, Q. (2008). Geotechnical properties of the soft soil in Guangzhou College City. **Bull Eng Geol Environ**, 67:479–483.

QUEIROZ, L. A. **Discussion on Mechanism of Development of Slides in Embankments and Slopes**. Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Montreal, v. 3, p. 542-544, 1965.

RAHARDJO, H. *et al* (2016). Slope safety preparedness in Southeast Asia for effects of climate change (1st ed.). CRC Press.

RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A. & LEONG, E. C. **Effects of Rainfall Characteristics on the Stability of Tropical Residual Soil Slope**. E3S Web Conf., 9:15004, 2016.

RAHIMI, A., RAHARDJO, H., & LEONG, E.-C. (2011). Effect of Antecedent Rainfall Patterns on Rainfall-Induced Slope Failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(5), 483–491.

RAMAMURTHY, T. N., & SITHARAM, T. G. (2005). **Geotechnical Engineering**. New Delhi: S. Chand.

RICHARDS, B. G. **Geotechnical aspects of residual soils in Australia**. In E. W. Brand & H. B. Phillipson (eds), *Sampling and Testing of Residual Soils*. Scorpion Press, Hong Kong, pp. 31 – 50, 1985.

ROCHA, W. W.; DIAS JUNIOR, M. S.; LIMA, J. M.; MIRANDA, E. E. V. & SILVA, A. R. (2002) Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG). **Rev. Bras. Ciênc. Solo [online]**. 26:297-303.

RODRIGUES, S.W.O.; MEDEIROS, V.C. **Geologia e recursos minerais da Folha de Campina Grande**, SB.25-Y-C-I, escala 1:100.000, estados da Paraíba e Pernambuco. Recife: CPRM, 2015, 80p.

RONQUIM, C.C. 2010. Conceitos de fertilidade do solo e manejo adequado para as regiões tropicais. Campinas, SP: Embrapa Monitoramento por Satélite. Embrapa Monitoramento por Satélite. **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 8: 26**

RUIZ, M. S. *et al.* (2014) Addressing socio-environmental conflicts in cases of coal mine subsidence in Brazil and the USA. **Ambiente e Sociedade**, 17(2):129–156.

RUMPF, H. (1961). The strength of granules and agglomerates. *International Symposium on Agglomeration*, Philadelphia, 1:379-418.

SAFFARI, P. *et al* (2019) Characterization the geotechnical properties of a Malaysian granitic residual soil grade V. **Earth and Environmental Science**, 289, 012006.

SAFFARI, P.; NIE, W.; NOOR, M. G.; ZHANG, X. & LIANG, Q. (2019) Characterization the geotechnical properties of a Malaysian granitic residual soil grade V. **Earth and Environmental Science Journal**. 289:1-13.

SALIH, A. G. (2012) Review on granitic residual soils geotechnical properties. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, 17:2645-2658.

SALIH, A. G. AND KASSIM, K. A. (2012) Effective Shear Strength Parameters of Remoulded Residual Soil. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, 17:243-253.

SALUNKHE, D. P.; CHVAN, G.; BARTAKKE, R. N.; KOTHAVALE, P. R. (2017) An Overview on Methods for Slope Stability Analysis, **International Journal of Engineering Research & Technology**, 6(3):528-535. <http://dx.doi.org/10.17577/IJERTV6IS030496>

SANTOS *et al* (2018) Análise metodológica de estudos referentes a eventos de movimentos de massa e erosão ocorridos na região Nordeste do Brasil. **Caderno de Geografia**, 28(55):959-979.

SANTOS JR, O. F. DOS E SILVA FILHO, F. C. (2009) Compressão unidimensional de solos residuais da Formação Potengi. **Rev. Tecnol.**, Fortaleza, 30(1):97-103.

SANTOS JR, O. F. **Mecanismos de ruptura de taludes em solos residuais**. In: 3º Simpósio de Geotecnia do Nordeste, Fortaleza, 2013.

SANTOS JR, O. F. **Métodos modernos de análise de equilíbrio limite: Estabilidade de Taludes**, 2018.

SANTOS JR, O. F. **Tipos, Causas e Mecanismos de Instabilizações de Taludes**. Solos não saturados e Estabilidade de Taludes. 2018.

SANTOS Jr, O. F.; COSTA, Y. D. J.; CHAVES, L. F.; COSTA, C. M. L. **Avaliação de processos erosivos de falésias em Pirangi do Norte - Parnamirim – RN**. CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, IV., 2009, Salvador. Anais da IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas [...]. Salvador: ABMS, 2009.

SANTOS JUNIOR, O. F. (2005) **Estabilidade de encostas e erosão**. In: Geotecnia no Nordeste. 2 ed. Recife: Editora Universitária, pp. 181-203.

SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, 2006.

SANTOS, E. J. dos **O complexo granítico Lagoa das Pedras: acreção e colisão na Região de Floresta (Pernambuco), Província Borborema.** São Paulo, 1995. 220 p. 2 mapas. Tese (Doutorado em Geociências, Área de Concentração Geoquímica Geotectônica) - Universidade de São Paulo. Instituto de Geociências.

SANTOS, G.M. **Comportamento hidromecânico de solo e das misturas solo composto utilizados em camadas de cobertura no aterro experimental da Muribeca.** Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2015.

SANTOS, J. A. **Análise dos riscos ambientais relacionados às enchentes e deslizamentos na favela São José, João Pessoa – PB.** Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2007.

SCHNELLMANN, R. (2015). Uncertainties in the estimation of unsaturated shear strength from soil-water characteristic curve. Doctoral thesis, Nanyang Technological University, Singapore.

SEN, S. (2017) **Infiltration: Concept and Factors Affecting Infiltration.** Your article Library. [Online]. URL: <https://www.yourarticlelibrary.com/water/infiltration/infiltration-concept-and-factors-affecting-infiltration/60457>. Accessed 13th August 2021.

SERAFIN, J. L. and RIDRUEJO, F. S. **Calculation of Stability of Slopes of Dams Foundations.** Proc. 1st Congr. of the Int.Society of Rock Mechanics. Lisboa. Vol. 2, pp. 645 – 649, 1966.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Ação Emergencial Para Delimitação De Áreas Em Alto E Muito Alto Risco A Enchentes E Movimentos De Massa.** João Pessoa: Ministério de minas e energia; 2013.

SHAO, W. (2017). **Numerical modeling of the effect of preferential flow on hillslope hydrology and slope stability.** Dissertation. Delft University of Technology. <https://doi.org/10.4233/uuid:6d192fe2-de18-4556-873a-d3cd56ab96a6>

SHRESTHA, S.; ACHARYA, I. P.; DAHAL, R. K. (2021) Deterministic and probabilistic analysis of Dasdhunga soil slope along Narayangarh-mugling road section. **Journal of Advanced College of Engineering and Management**, 6:187-198.

SHWAN, B. J. (2017). The effect of soil water retention curve hysteresis on the strength of unsaturated soils. **Journal of Duhok University**, 20(1), 285-292.

SILVA NETO, J. C. A. (2013) Avaliação da vulnerabilidade à perda de solos na bacia do rio Salobra, MS, com base nas formas do terreno. **Geografia**, 22(1):5-25.

SILVA, E. M. **Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do quadrilátero ferrífero**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Pós-graduação de engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2006, 143 p.

SINGH, H. & HUAT, B.B.K. (2013) Formation and classification of tropical residual soils. In: HUAT, B.B.K.; TOLL, D.G.; PRASAD, A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering**. Boca Raton: CRC Press, 2013. cap. 2, p. 23-66.

SOUSA, M. N. d. M. (2020). **Caracterização Química, Mineralógica e Geotécnica de Solos do Município de Areia – PB**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande.

SOUZA, A. P. L. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe – PE**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2014.

SOUZA, W. J. **Estudo da estabilidade de Taludes da Mina de Casa de Pedra, Congonhas (MG)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa, 2000, 88 p.

SOWERS, G. F. (1963) **Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks**. Proc. 2nd Panam. Conf. on Soil Me.eh. and Found. Eng., Brasil, vol. 1, pp.39-62.

SPARKS, D. L. Inorganic Soil Components. In: **Environmental Soil Chemistry (Second Edition)**, Newark: Academic Press, 2003.p.43- 73.

SPENCER, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. **Geotechnique**, v.17, p.11-26.

SUHAIMI, A.T. AND ABDUL, R.M. (1994) **Effects of One Dimensional Infiltration on The Stability of Residual Soil Slope: A Case Study**. Regional Conference in Geotechnical Engineering.

TAN, B.K. AND ONG, C.Y. (1993) **Physico-Chemical Properties of Granitic Soils along the Ipoh-Changkat Jering Expressway, Perak, Malaysia**. Conference on Eleventh Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore. 217-221.

TEIXEIRA, E. K C; AZEVEDO, R F; RIBEIRO, A G C; AZEVEDO, I C D'A D; CÂNDIDO, E S (2011). Influence of Rainfall Infiltration on the Stability of a Residual Soil Slope. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**.15:1-16.

TERZAGHI, K. (1950). Mechanism of landslides, in Application of Geology to Engineering Practice, ed. S. Paige, **Geological Society of America**, New York, p.83-123.

TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1948) **Soil Mechanics in Engineering Practice**. Wiley, New York, 566pp.

TIAN, Y.; XU, C.; YUAN, R. (2022) Earthquake-Triggered Landslides. **Treatise on Geomorphology**, 2(1):583-614.

TING, W.H. AND OOI, T.A. (1972) **Some Properties of a Malaysian Residual Granite Soil**. Proceeding 3rd. S.E.A. Conference Soil Engineering, Hong Kong, 67-71.

TODO, H., SAGAE, T., ORIHARA, K. AND YOKOKAWA, K. (1994) **Geotechnical Property of Kenny Hill Formation in Kuala Lumpur**. Geotropika '94: Regional -Conference in Geotechnical Engineering '94.

TOLL, D. G. (2013). The behaviour of unsaturated soil. Handbook of Tropical Residual Soils Engineering, 142-171.

TOWNSEND, F. C., MANKE, P. G. and PARCHER, J. V. (1971) The influence of sesquioxides on lateritic soil properties. **Highw. Res. Rec.**, v.374, p.80-92.

UFPB. **Areia - Campus II. Centro de Ciências Agrárias - CCA**. Disponível em: <http://www.agencia.ufpb.br/mapas/areia/areia.html>. Acesso em: 12 de dez. 2019

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. **Landslide Types and Processes Highway Research Board Special Report**. [s.l: s.n.]. Disponível em: <<http://ladswweb.nascom.nasa.gov/data/search.html>>.

UYETURK, E., HUVAJ, N., BAYRAKTAROGLU, H., & HUSEYINPASAOGLU, M. (2019). Geotechnical characteristics of residual soils in rainfall-triggered landslides in rize, turkey. **Engineering Geology**, 105318. doi:10.1016/j.enggeo.2019.105318

VALERIANO, M. M. **Topodata**: guia para utilização de dados geomorfológicos locais. São José dos Campos: INPE, 2008a.

VALÉRIO FILHO, M. MENDES, R. M. FARIA, D. G. M. FANTIN, M. BERTOLDO, M. A. MELO, F. N. SILVA, M. F. CUNHA, R. P. (2014) Mapeamento das áreas de risco associadas ao deslizamento de encostas no município de São José dos Campos-SP. Relatório Técnico Final, UNIVAP/PMSJC (Número do processo 53.366/2013), 60p.

VARDAKOS, S. (2007) **Back-analysis Methods for Optimal Tunnel Design** (Dissertation). Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 179p.

VARGAS, M. (1966) **Estabilização de Taludes em Encostas de Gnaisses Decompostos**. In: Anais 32º Congr. Bras. de Mec. dos Solos., vol.1, VI PP·32-55.

VARGAS, M. (1973). **Structurally unstable soil Southern Brazil**. Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2, 239–246.

VARGAS, M. (1978) **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGRAW -HILL do Brasil. São Paulo.

VARGAS, M. PCHLER, E. **Residual soil and rockslides in Santos, Brazil**. Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., London II: 1975, 394 – 398.

VARGAS, M. **Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil**. Proc. 3th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 67 – 71, 1953.

VARNES, D. J. **Landslides, analysis and control**. Special report 176, National Academy of Sciences, cap. II, 1978.

VARNES, D.J., 1978. **Slope movement types and processes**. In: Schuster, R.L., Krizek, R.J. (Eds.), Special Report 176: Landslide: Analysis and Control. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington DC.

VAUGHAN, P.R. (1988) **Characterising the mechanical properties of in situ residual soil**. 2nd Int. Conf. Geomech. in Tropical Soils, Singapore. v. 2, p. 469–487.

VIEIRA, B. C. VIEIRA, A. C. F.; AMARAL, C. P. & FERNANDES, N. F. (1997). **Estudo Comparativo dos movimentos de Massa Ocorridos em fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e do Papagaio (RJ): Uma Abordagem Geomorfológica**. In: Conferência Brasileira Sobre Estabilidade De Encostas, 2: Simpósio Pan-Americano De Escorregamentos De Terra, 2, 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/ISSME, 1997. v.1, p.165 –174.

VILLIBOR *et al.* **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas: Bases Alternativas com Solos Lateríticos** Gestão de Manutenção de Vias Urbanas. 2 ed. Arte & ciência, 2009.

VORWERK, S., CAMERON, D., & KEPPEL, G. (2015). Clay Soil in Suburban Environments. **Ground Improvement Case Histories**, 655–682.

WALLACE, K. B. (1973) Structural behaviour of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea. *Geotechnique*. 23, 203--218.

WANG, Y.; CAO, Z. J.; AU, S. K. (2011) Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo Simulations in spreadsheet. *Can. Geotech. J.*, 48(1), 162-172.

WESLEY, L. D. (2010). **Geotechnical engineering in residual soils**. Chichester: Wiley, 272 p.

WHITMAN, R. V. & BAILEY, W. A. (1967) Use of Computers for Slope Stability Analysis. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, v. 93, p 475-498.

WINGE, M. et. al. (2001). Glossário Geológico Ilustrado. Disponível: <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/>. Acesso em 23 de dezembro de 2019.

YAMANOUCHI, T., MURATA, H. **Brittle failure of a volcanic ash soil – shirasu**. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moscow 1: 1973, 495 – 500.

ZAUYAH, S.; SCHAEFER, C. E. G. R.; SIMAS, F. N. B. Saproliques. In: STOOPS, G.; MARCELINO, V.; MEES, F. **Interpretation of Micromorphological Features of Soils and Regoliths**. 2. ed. Elsevier, 2018. cap. 3, p. 37-57.

ZHAI *et al* (2020) Effect of the uncertainty in soil-water characteristic curve on the estimated shear strength of unsaturated soil. **J Zhejiang Univ-Sci A (Appl Phys & Eng)**, 21(4):317-330.

Zhai, Q. e Rahardjo, H. (2013). Quantification of uncertainties in soil-water characteristic curve associated with fitting parameters. **Engineering Geology**, 163:144-152.

ZHAI, Q. *et al.* (2019). Effect of segments of soil-water characteristic curves on the estimated permeability function using statistical methods. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 20(8):627-633.

Zona de Risco: Acidentes, Desastres, Riscos, Ciência e Tecnologia. Disponível em:<<https://zonaderisco.blogspot.com/2011/01/>>. Acesso em: 03 nov. 2018.

ANEXO

Figura 65-Perfil de sondagem do Talude da Rua João Lourenço

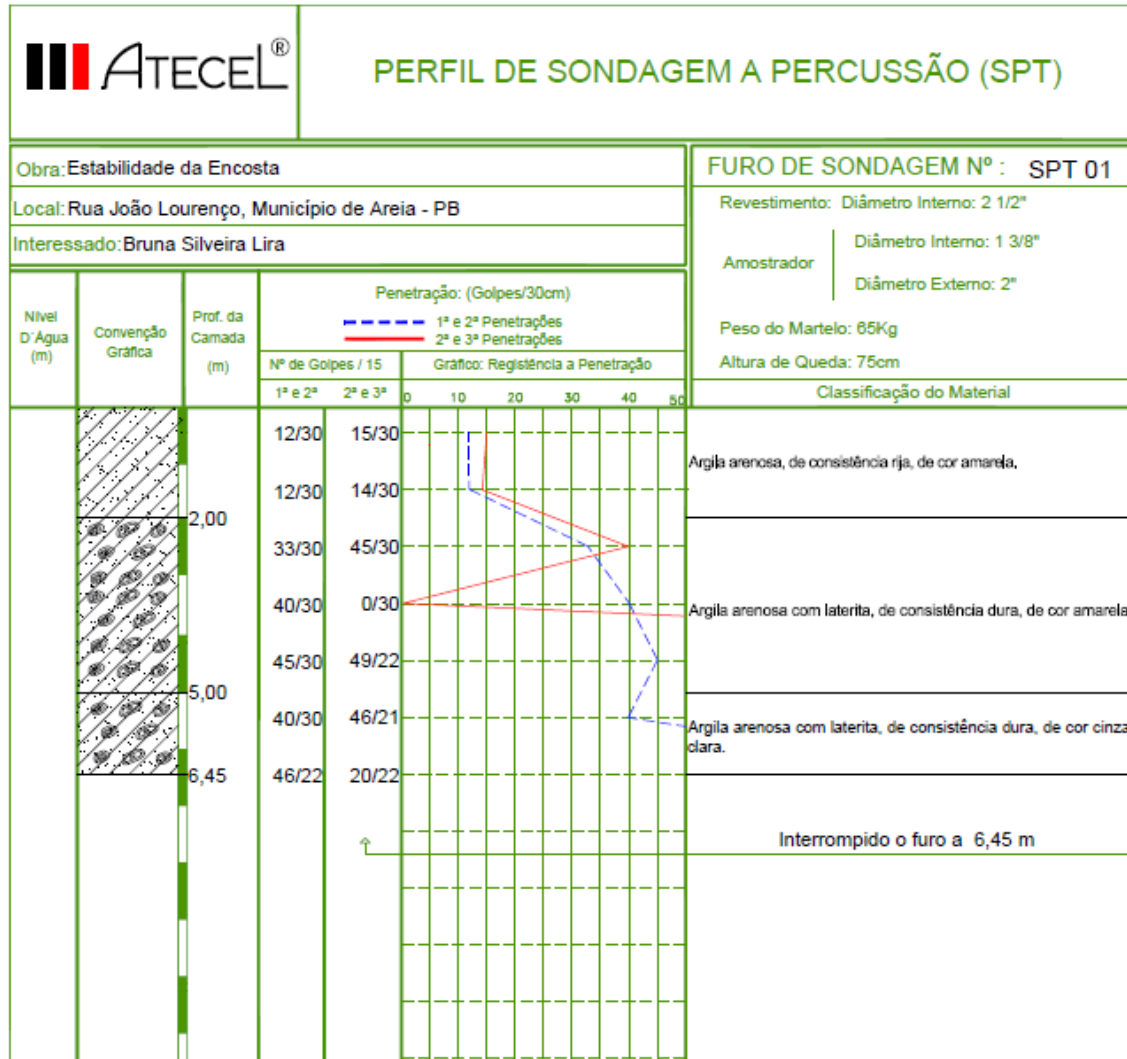


Figura 66-Perfil de sondagem do Talude da Rua Enfermeira Maria Madalena

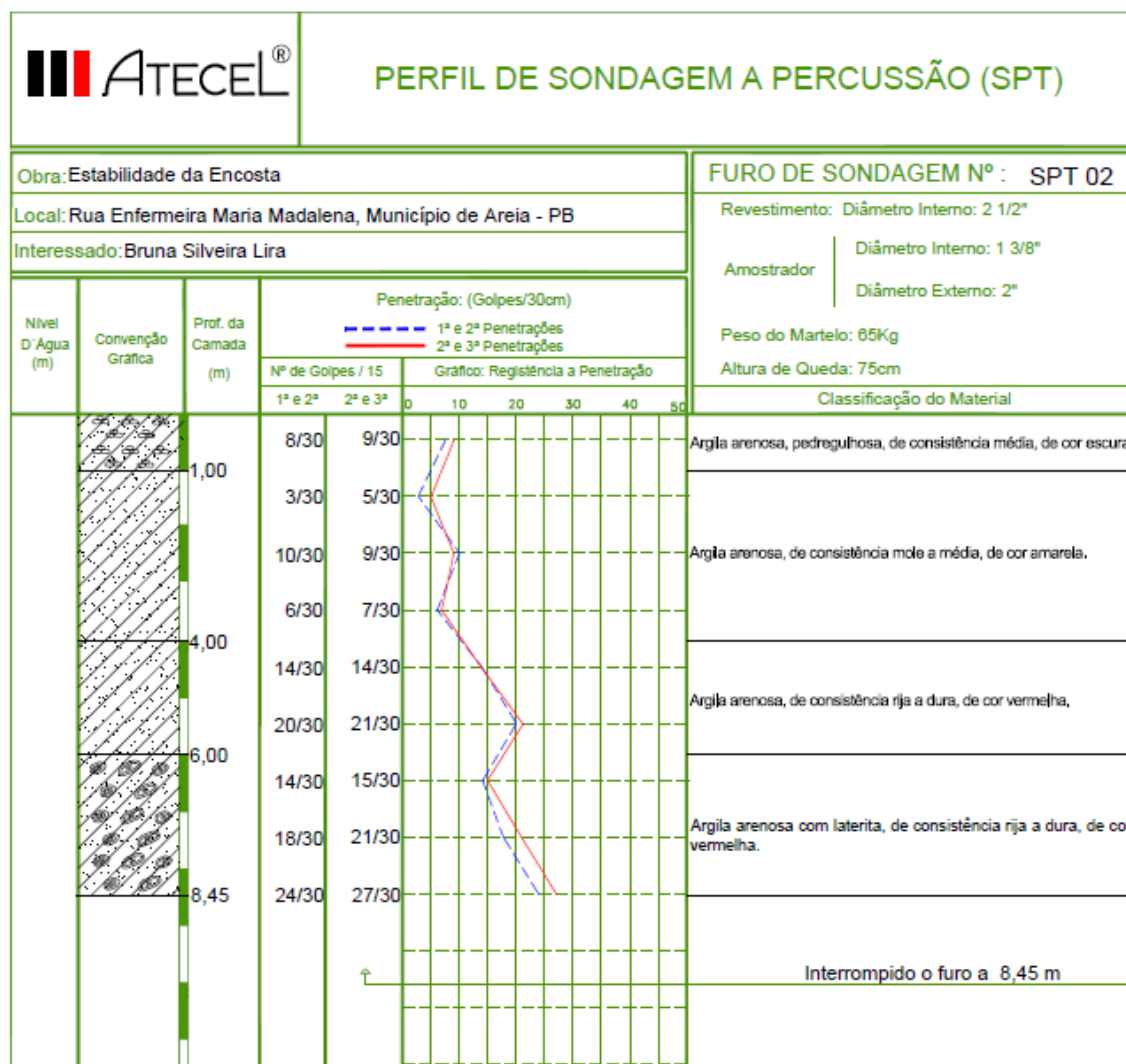


Figura 67-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h e duração de 24h sem precipitação antecedente

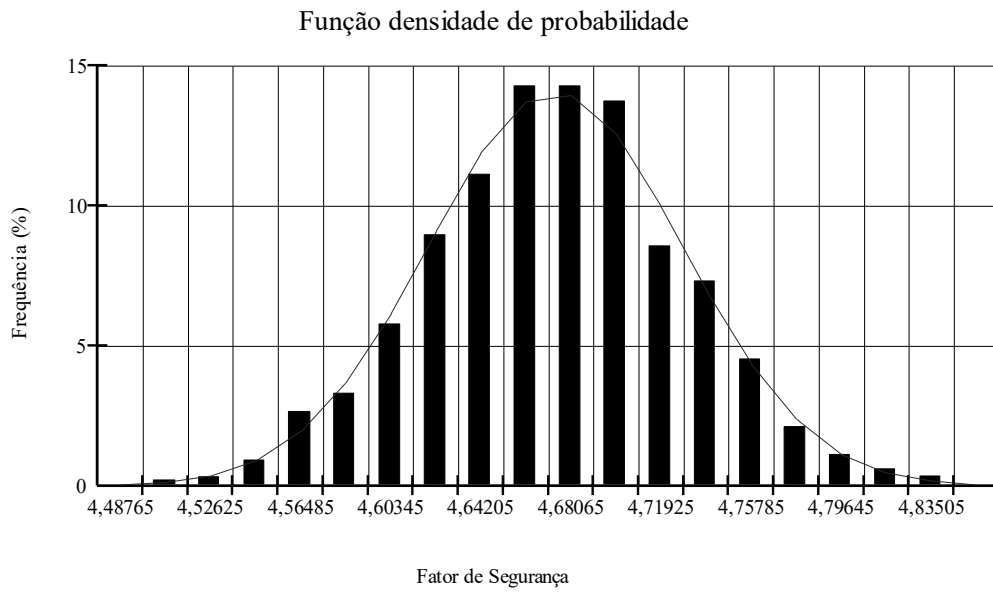


Figura 68-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h e 72h de duração sem precipitação antecedente

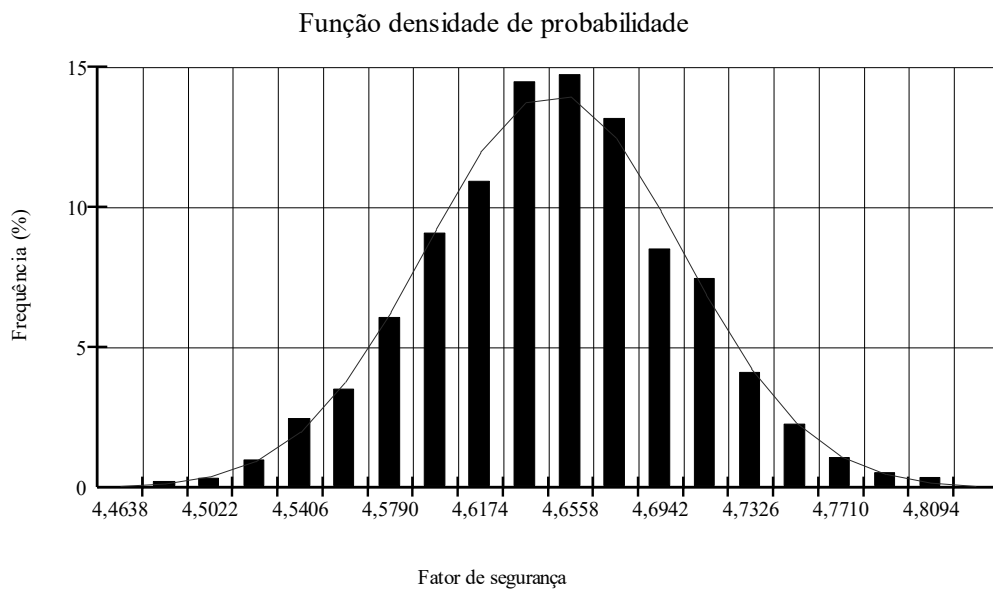


Figura 69-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 72h sem precipitação antecedente

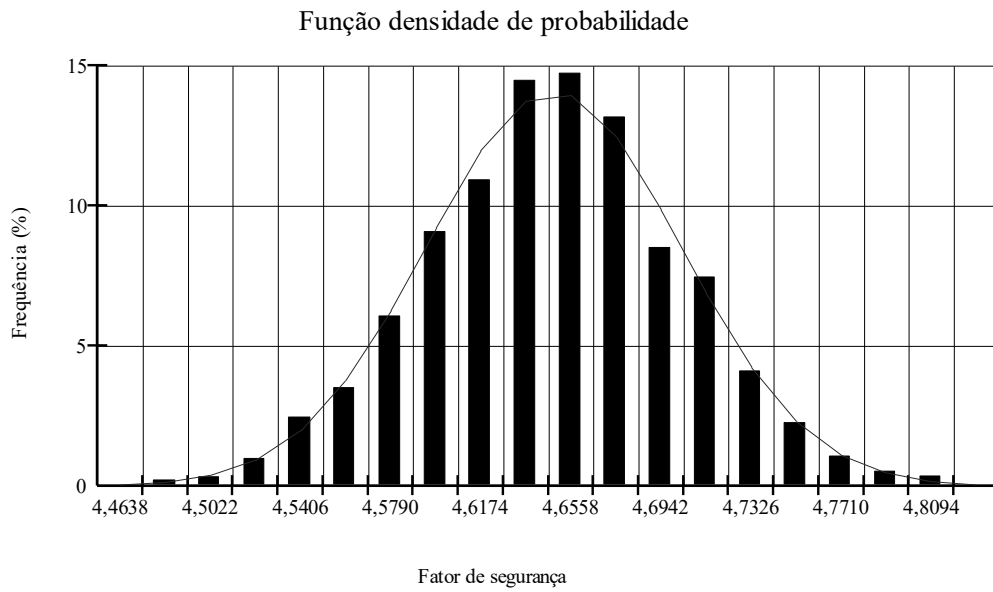


Figura 70-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 24h sem precipitação antecedente

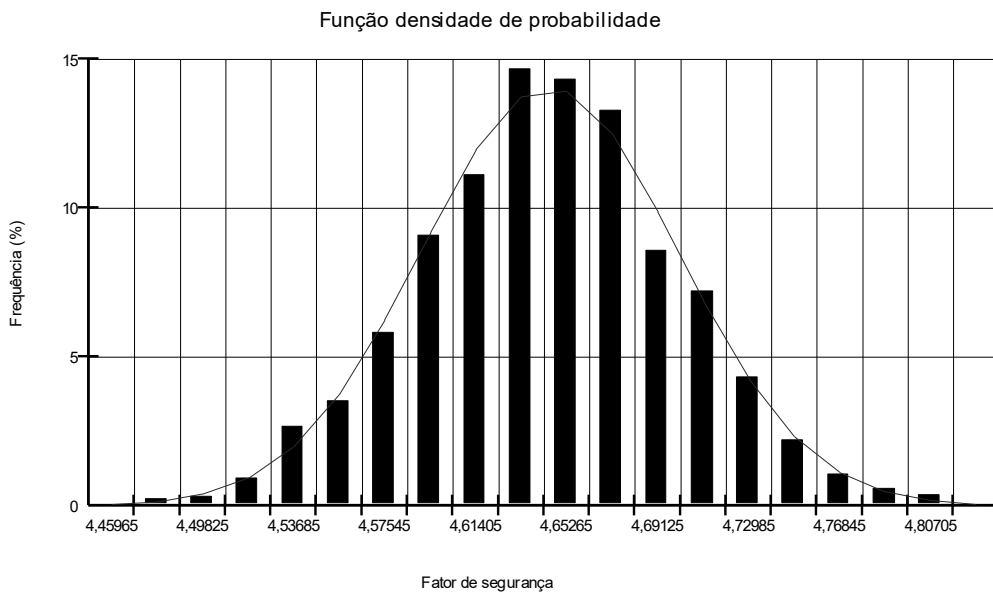


Figura 71-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 72h sem precipitação antecedente

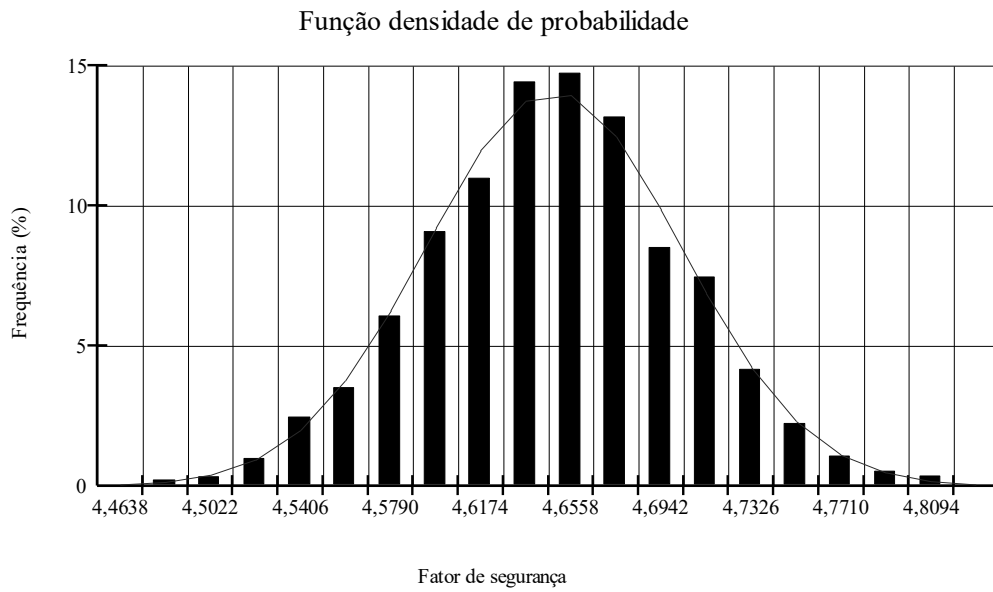


Figura 72-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h durante 24h com precipitação antecedente

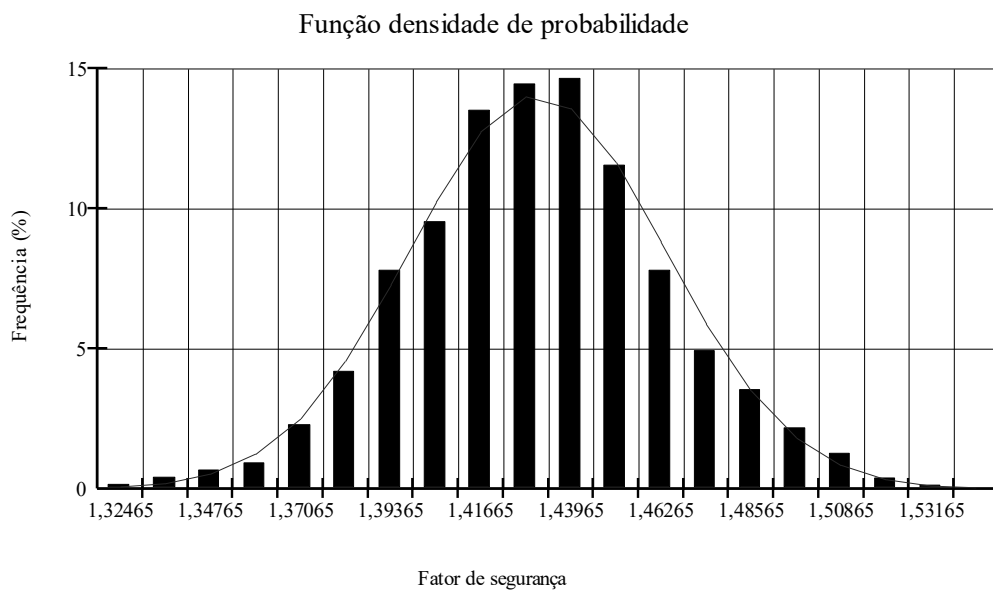


Figura 73-Distribuição de probabilidade do talude JL para 8mm/h durante 72h com precipitação antecedente

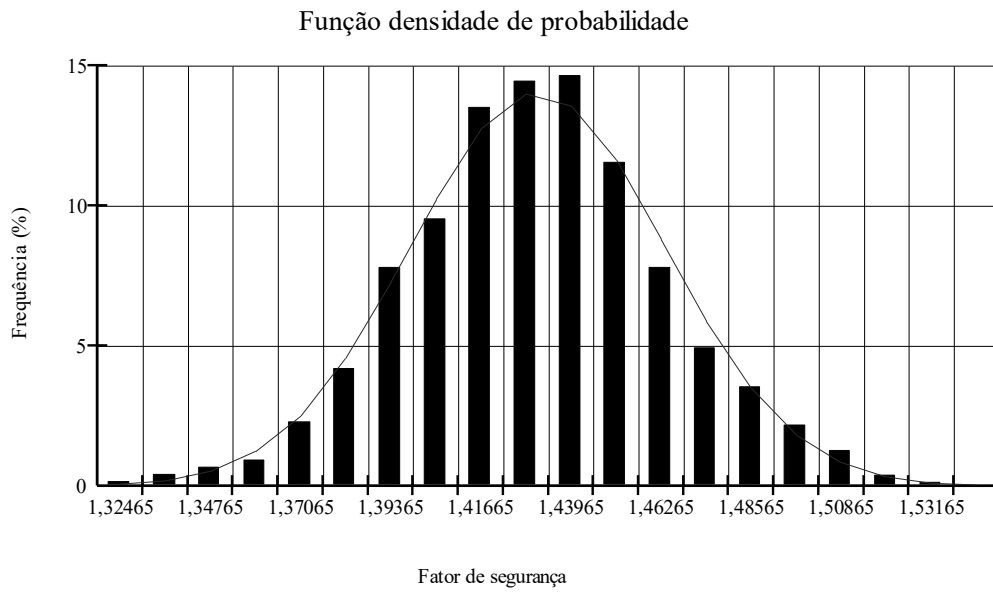


Figura 74-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 24h com precipitação antecedente

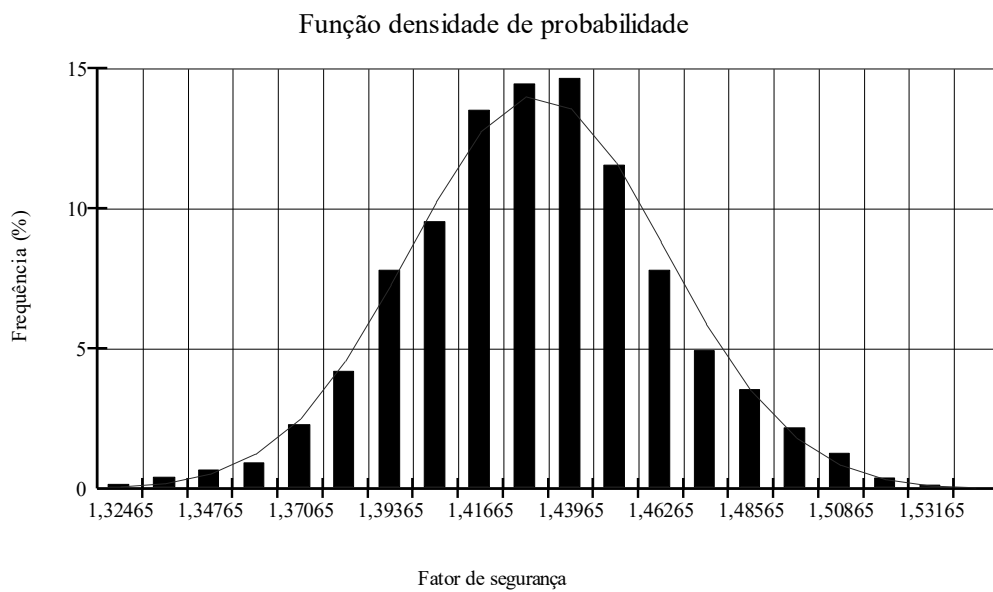


Figura 75-Distribuição de probabilidade do talude JL para 4mm/h durante 72h com precipitação antecedente

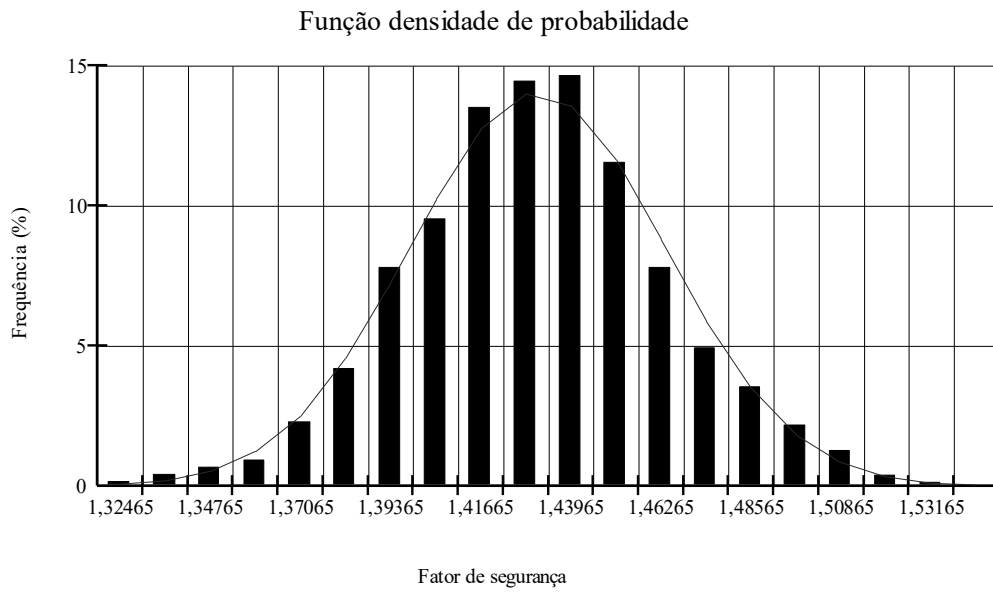


Figura 76-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 24h com precipitação antecedente

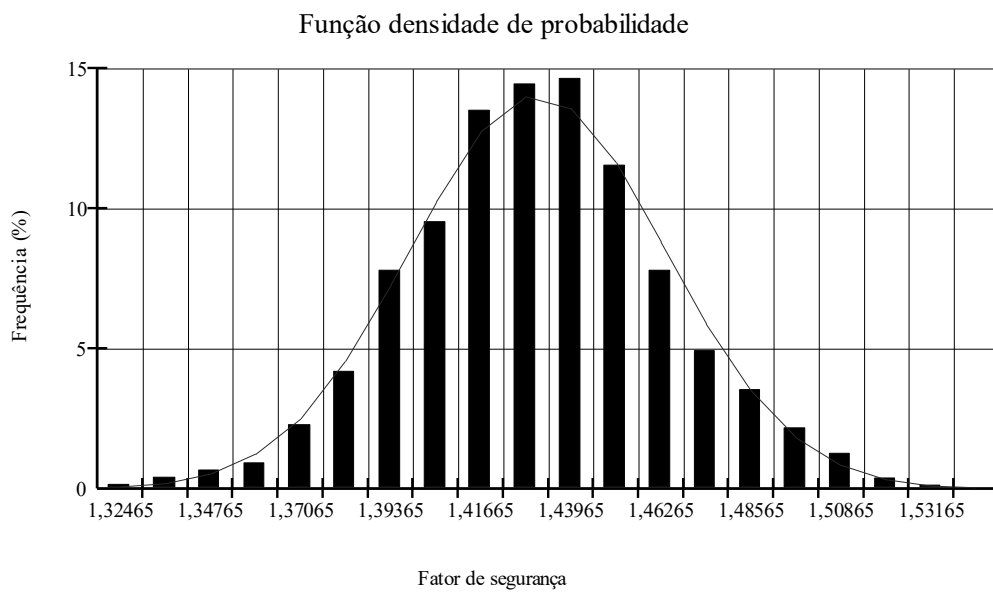


Figura 77-Distribuição de probabilidade do talude JL para 2mm/h durante 72h com precipitação antecedente

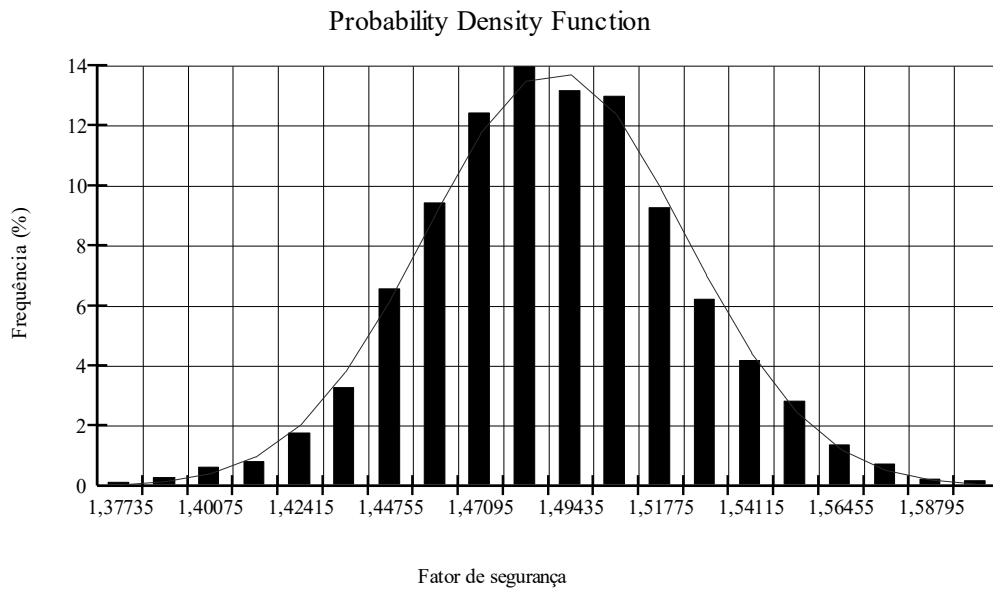


Figura 78-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 24h sem precipitação antecedente

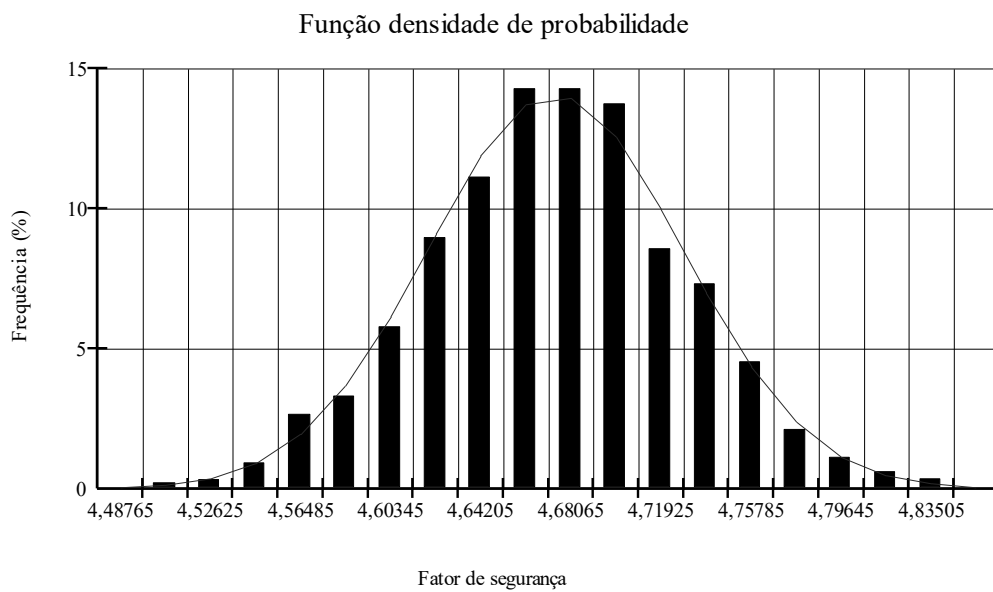


Figura 79-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 72h sem precipitação antecedente

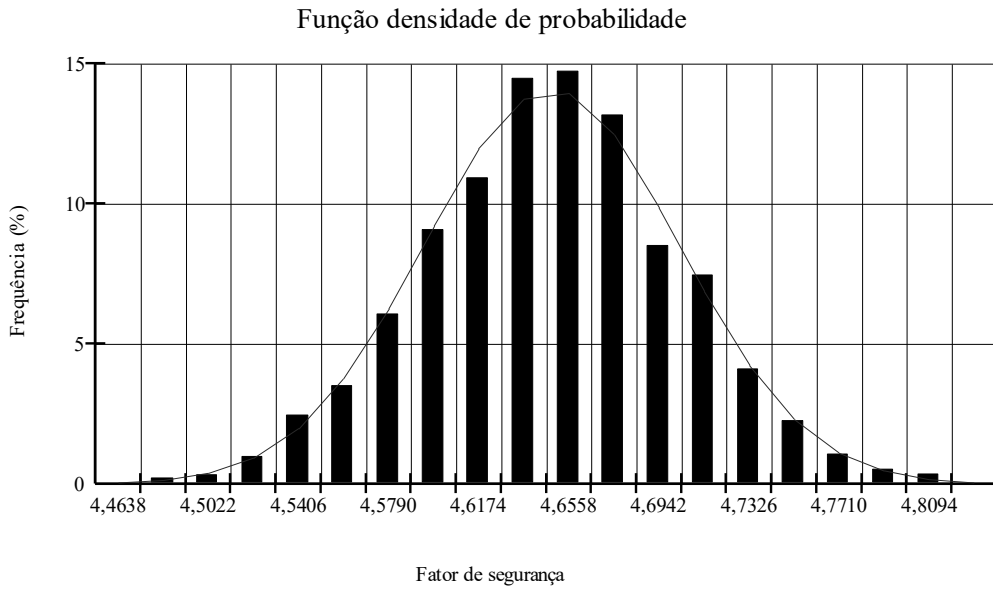


Figura 80-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 72h sem precipitação antecedente

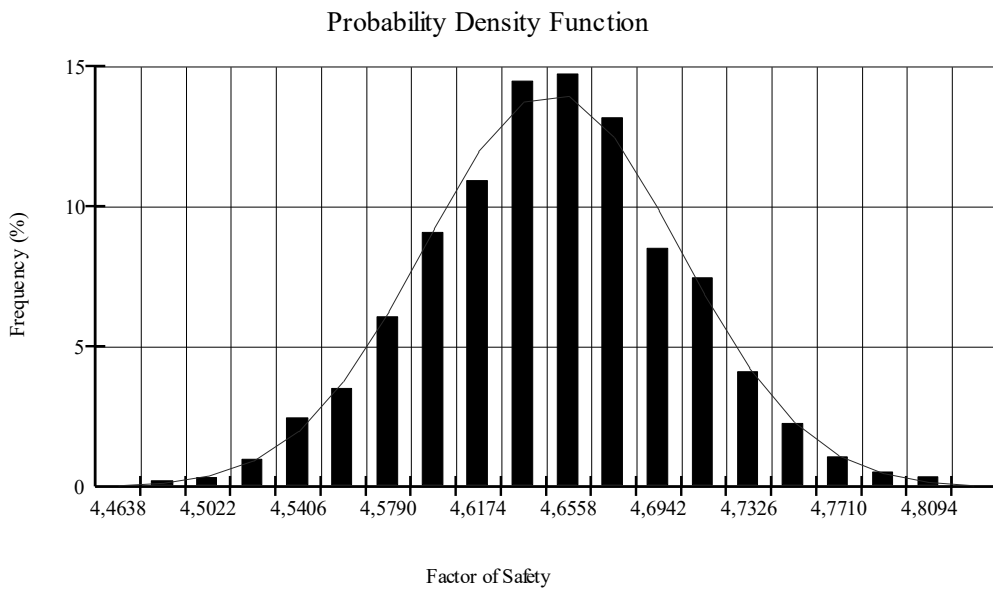


Figura 83-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 72h com precipitação antecedente

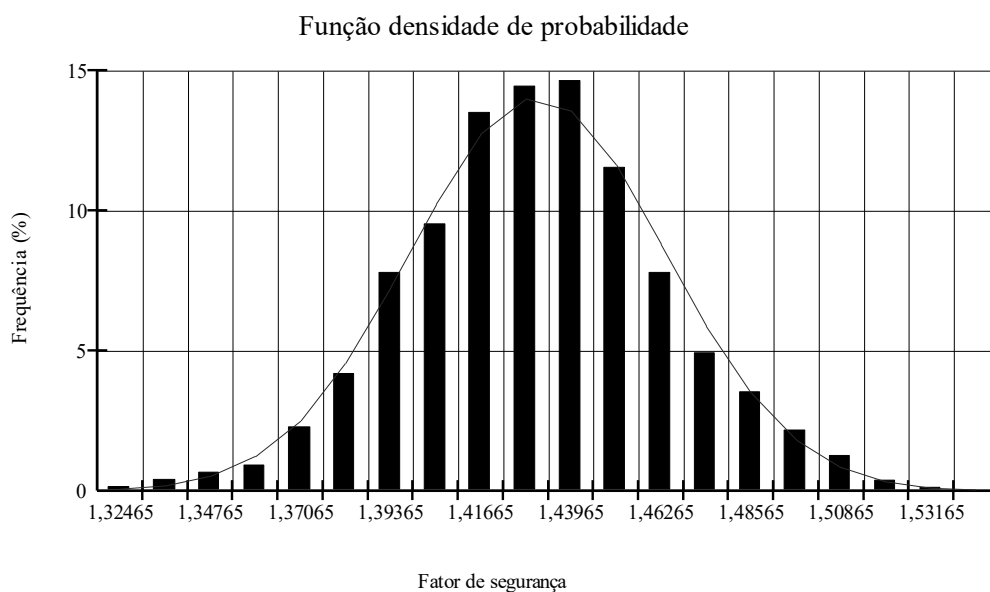


Figura 84-Distribuição de probabilidade do talude MM para 8mm/h durante 24h com precipitação antecedente

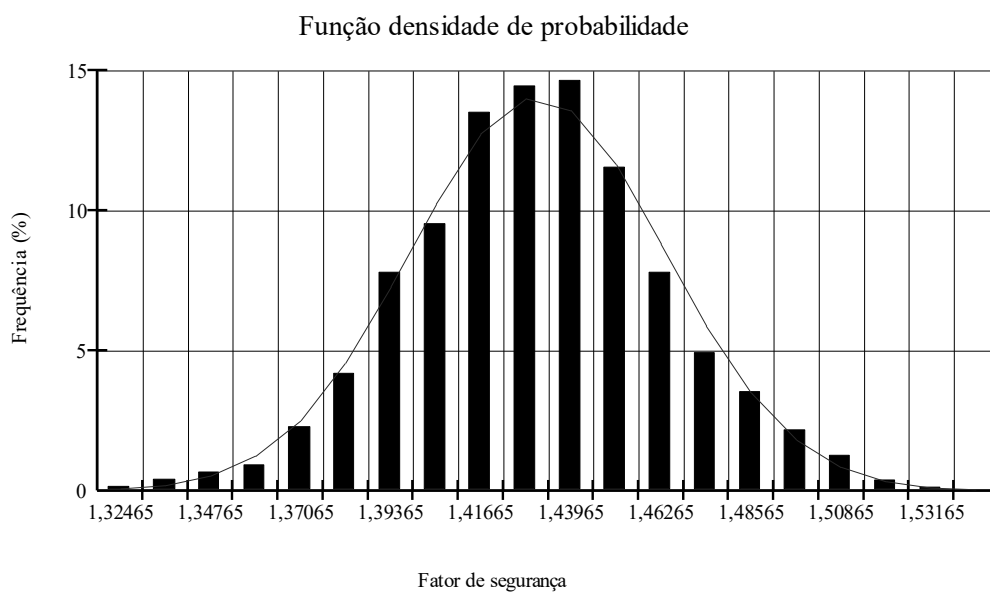


Figura 85-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 72h com precipitação antecedente

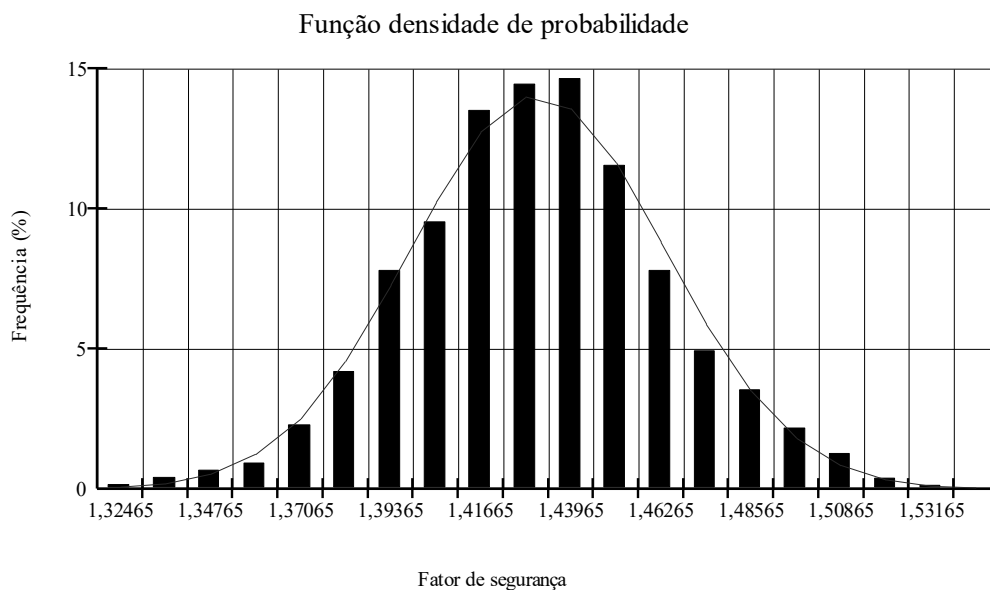


Figura 86-Distribuição de probabilidade do talude MM para 4mm/h durante 24h com precipitação antecedente

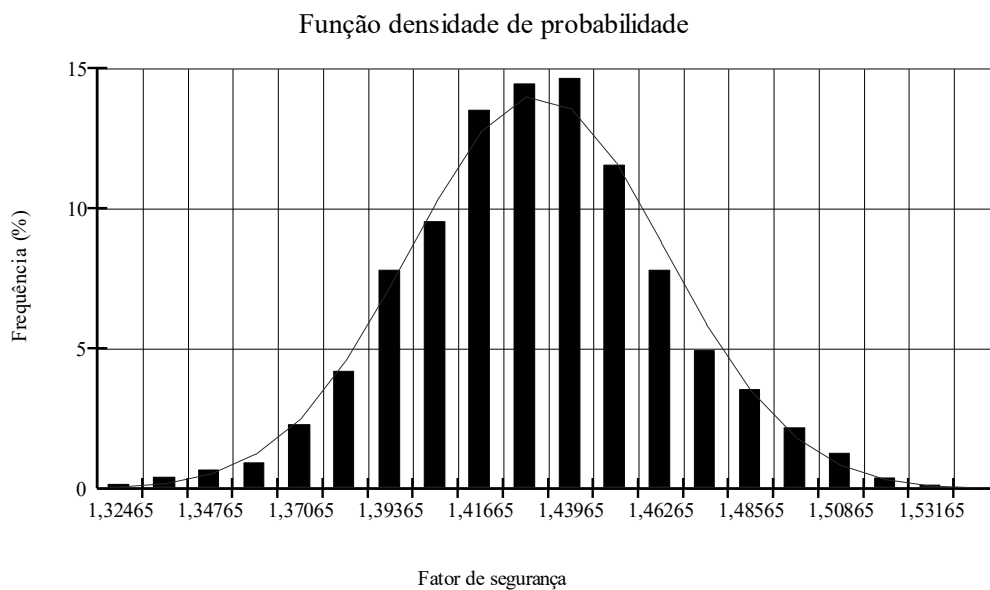


Figura 87-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 72h com precipitação antecedente

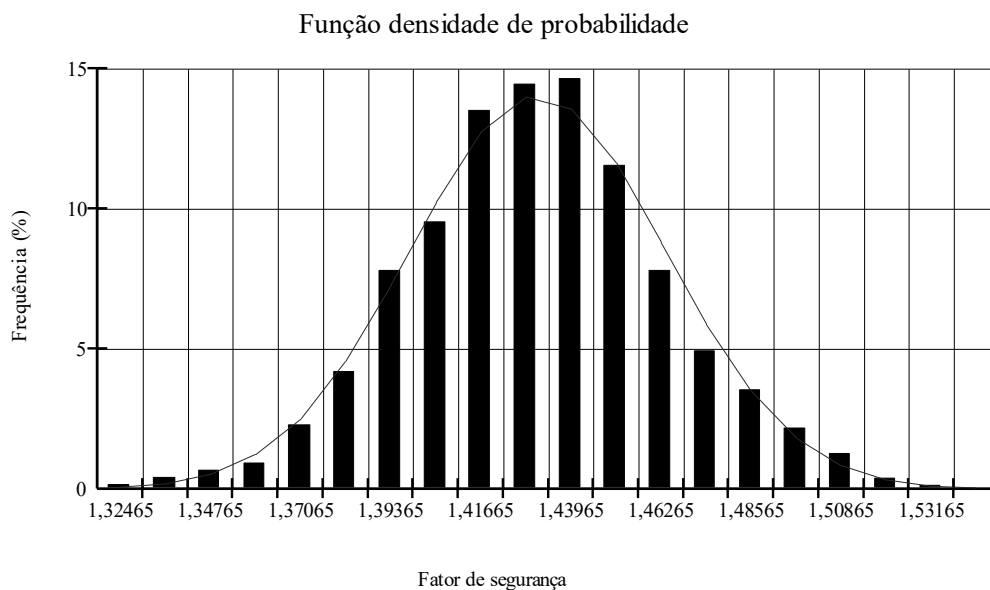


Figura 88-Distribuição de probabilidade do talude MM para 2mm/h durante 24h com precipitação antecedente

