

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MONALYSSA CAROLINE LIRA DA SILVA RAMOS

**ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UMA  
ENCOSTA LOCALIZADA NO BAIRRO DO CURADO II NO MUNICÍPIO DE  
JABOATÃO DOS GUARARAPES - PE**

Recife  
2019

MONALYSSA CAROLINE LIRA DA SILVA RAMOS

**ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UMA  
ENCOSTA LOCALIZADAS NO BAIRRO DO CURADO II NO MUNICÍPIO DE  
JABOATÃO DOS GUARARAPES - PE**

Dissertação apresentada à Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Roberto Quental Coutinho

Coorientador: Marcelo Reis Rodrigues da Silva

Recife

2019

Catálogo na fonte  
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

R175e	<p>Ramos, Monalyssa Caroline Lira da Silva. Estudo geológico-geotécnico e análise da estabilidade de uma encosta localizada no bairro do Curado II no Município de Jaboatão dos Guararapes - PE / Monalyssa Caroline Lira da Silva Ramos. – 2019. 195 folhas, il., gráfs., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho. Coorientador: Prof. Dr. Marcelo Reis Rodrigues da Silva</p> <p>Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019. Inclui Referências, Apêndices e Anexo.</p> <p>1. Engenharia Civil. 2. Caracterização geotécnica. 3. Análise de fluxo. 4. Análise da estabilidade. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador). II. Silva, Marcelo Reis Rodrigues da. (Coorientador). III. Título.</p>
	<p>UFPE</p>
624 CDD (22. ed.)	BCTG/2019-361



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UMA  
ENCOSTA LOCALIZADAS NO BAIRRO DO CURADO II NO MUNICÍPIO DE  
JABOATÃO DOS GUARARAPES - PE**

defendida por

Monalyssa Caroline Lira da Silva Ramos

Considera a candidata APROVADA

Recife, 19 de agosto de 2019

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE  
(Orientador)

---

Prof. Dr. Mauricio Ehrlich – UFRJ  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – IFRN  
(examinador externo)

**À minha família.**

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por tudo que sou e tenho e pelo seu infinito amor.

A minha mãe, por tudo que faz por mim. Por toda compreensão e amparo nos momentos que mais precisei. Por acreditar nos meus sonhos.

A minha irmã e ao meu pai, por todo apoio, incentivo, conversas e conselhos.

A minha amiga Amabelli, que esteve comigo em todos os momentos desde o início do mestrado e estará por toda a minha vida. Agradeço por todo seu apoio e por me fazer enxergar do que sou capaz. Por estar presente em todos os momentos que precisei. Por todos os momentos vividos dentro e fora da universidade. Pelas contribuições nesta dissertação. Você foi de fundamental importância em toda a caminhada.

Ao meu namorado Iago, por todo suporte e compreensão. Por estar comigo sempre.

Ao professor Roberto Quental Coutinho, por todos os ensinamentos. Por todas as sugestões e orientação nesta dissertação. Por toda confiança em mim concedida para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Marcelo Reis Rodrigues da Silva, pela orientação desta dissertação por parte da geologia, por toda transferência de conhecimento e por toda disponibilidade em me ajudar.

Ao GEGEP, pelo financiamento desta pesquisa.

A todos os amigos do GEGEP, que estiveram presentes no dia-a-dia, proporcionando suporte e incentivo. Em especial, agradeço a Amanda, Danisete, Hugo, Rejane, Juciela, Mayssa, Bruno, Bruno Diego, Claudinha, Carlla, Manoely, por todos os momentos compartilhados.

A Betânia, em especial, agradeço por toda a amizade, conselho e suporte. Por sempre me incentivar. Pela colaboração prestada nesta dissertação.

A Ralph por todo amor e suporte a mim concedido desde que chegou em minha vida.

A todos os funcionários de Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, em especial a Francisco e Gutenberg, por todo o ensinamento, apoio e atenção durante a realização dos ensaios desta pesquisa.

A Andrea, Claudiana e Cleide da secretaria da Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPE, pela atenção e suporte.

A todos, que embora não citados, contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento desta dissertação.

## RESUMO

Essa dissertação apresenta um estudo do comportamento geológico – geotécnico e análise de fluxo e estabilidade pelos métodos determinísticos e probabilísticos em uma encosta que está situada no município de Jaboatão dos Guararapes, no bairro do Curado II e localizada dentro da Zona de Cisalhamento Pernambuco, onde se encontram rochas com milonitização. Foi realizada uma campanha geológica-geotécnica, observando-se resultados coerentes com a literatura tanto para os ensaios de campo como para os de laboratório. Através da rocha de gnaiss coletada em campo, foi possível constatar por meio de ensaios petrográficos, que na sua composição mineralógica há presença de blastomilonitos, que ressaltam que esta rocha tem registro de milonitização. A investigação de campo foi composta de sondagem à percussão, caracterização geológica e retirada de amostras deformadas e indeformadas. A campanha de laboratório envolveu ensaio petrográfico, resistência de compressão uniaxial e determinação dos índices físicos da rocha. Para o estudo do solo foram realizadas caracterização, ensaios de permeabilidade, edométrico duplo, cisalhamento direto na condição natural e inundado e com reversões múltiplas, triaxial CID e construção da curva característica. As análises de fluxo foram desenvolvidas para duas condições distintas: sob regime estacionário e transiente. Considerando o regime estacionário, as magnitudes das sucções foram verificadas. Sob o regime transiente, duas análises foram realizadas. A primeira considerou as precipitações do período chuvoso (mês de abril/2018) - A segunda considerou além das hipóteses da primeira, a influência da existência de vazamento de uma tubulação. Foi possível então verificar que para a situação a priori o fator de segurança apresentou pouca variação, enquanto para a segunda análise houve uma baixa mais representativa, porém ambas constataram a permanência da estabilidade para a encosta estudada. Ainda para o método determinístico, a análise de estabilidade foi simulada na condição inundada utilizando os parâmetros dos ensaios cisalhamento direto e triaxial. Também foi realizada a análise de estabilidade pelo método probabilístico de Monte Carlo, com os parâmetros do ensaio triaxial. Para todas estas análises o FS encontrado foi acima de 1,5, constatando que para as análises realizadas a encosta estudada é estável.

Palavras-chave: Caracterização geotécnica. Análise de fluxo. Análise da estabilidade.

## ABSTRACT

This thesis presents a study of geological - geotechnical behavior and flow and stability analysis by deterministic and probabilistic methods in a slope situated in Jaboatão dos Guararapes – PE, in the Curado II neighborhood and located within the Pernambuco Shear Zone, where there are rocks with milonitization. A geological-geotechnical campaign was conducted, observing results consistent with the literature for both field and laboratory tests. From the gneiss rock collected in the field, it was possible to verify through petrographic tests, that in its mineralogical composition there is the presence of blastomilonites, which emphasize that this rock has a record of milonitization. The field investigation consisted of percussion drilling, geological characterization, and deformed and undeformed samples collection. The laboratory campaign involved petrographic testing, uniaxial compressive strength, and determination of physical rock indexes. For soil study, physical characterization, permeability, double edometric tests, direct shear in the natural and flooded condition and multiple reversals, triaxial CID, and soil-water characteristic curve were performed. Flow analyses were developed for two distinct conditions: steady-state and transient. Considering the steady-state, the suction magnitudes were verified. Under the transient regime, two analyzes were performed. The first considered the rainfall of the rainy season (April / 2018) - The second considered beyond the hypothesis of the first, the influence of the existence of a pipe leak. It was possible to verify that for the initial situation the safety factor showed little variation, while for the second analysis there was a more representative drop, but both found the permanence of stability for the studied slope. Still, for the deterministic method, the stability analysis was simulated in the flooded condition using the parameters of the direct and triaxial shear tests. Stability analysis was also performed by the Monte Carlo probabilistic method, with the parameters of the triaxial assay. For all these analyzes, the FS found was above 1.5, noting that for the analyzes performed, the slope studied is in a stable condition.

Keywords: Geotechnical characterization. Flow analysis. Stability analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Gráfico de mortes por deslizamentos ocorridos entres 1988 a abril de 2015.....	20
Figura 2 - Perfil de intemperismo.....	25
Figura 3 - Classificação para um perfil de alteração.....	27
Figura 4 - Fácies metamórficas onde ocorrem rochas miloníticas.....	29
Figura 5 - Deslizamentos translacionais.....	33
Figura 6 - Deslizamentos rotacionais.....	34
Figura 7 - Deslizamento em cunha.....	34
Figura 8 - Esboço de uma seção de um talude e forças atuando em uma fatia.....	36
Figura 9 - Comparação entre dois fatores de segurança e sua distribuição.....	43
Figura 10 - Probabilidade de ruptura x Índice de confiabilidade.....	45
Figura 11 - Localização Curado II – Jaboatão dos Guarapes (PE) - .....	50
Figura 12 - Precipitações mensais registradas no período de 2014 a 2019 e média do período (pluviômetro –Curado II) - .....	51
Figura 13 - Mapa Morfoestrutural dos Municípios do Recife, Camaragibe e Jaboatão dos Guararapes.....	53
Figura 14 - Mapa geológico do município de Jaboatão dos Guararapes.....	54
Figura 15 - Mapa geológico da área estudada.....	55
Figura 16 - Visão geral da encosta estudada.....	57
Figura 17 - Vista geral da encosta.....	57
Figura 18 - Mapa de Suscetibilidade a deslizamento para Curado, município Jaboatão dos Guararapes – PE.....	58
Figura 19 - Vista detalhada da encosta.....	59
Figura 20 - Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras.....	62
Figura 21 - Mapa da altitude das encostas.....	64
Figura 22 - Execução sondagem e detalhe retirada de amostras para caracterização física por profundidade.....	65
Figura 23 - Amostras para determinação do perfil de umidade.....	66
Figura 24 - Procedimento ensaios de caracterização.....	67
Figura 25 - Moldagem do bloco (amostras indeformadas – tipo bloco) - .....	69
Figura 26 - Visitas a campo na encosta estudada.....	70

Figura 27 - a) Martelete utilizado para divisão do bloco; b) Serra diamantada utilizada para o corte e retifica utilizada para usinagem das amostras. ...	71
Figura 28 - Equipamento e procedimento do ensaio de compressão uniaxial. ....	72
Figura 29 - Procedimento ensaio de determinação dos índices físicos.....	74
Figura 30 - Procedimento ensaios de caracterização .....	76
Figura 31 - Execução ensaio de permeabilidade Tri-Flex. ....	78
Figura 32 - Determinação da curva característica:.....	81
Figura 33 - Procedimento ensaio edométrico: a. Moldagem; b. Preparação; c.equipamento. ....	83
Figura 34 - Execução ensaio de cisalhamento direto. ....	85
Figura 35 - Detalhes da montagem e execução do ensaio triaxial. ....	87
Figura 36 - Modelo da solução gráfica para obtenção dos parâmetros a, n e m.....	89
Figura 37 - Exemplo de consideração dos dados pluviométricos no SEEP/W.....	90
Figura 38 - Precipitação diária acumulada no período do mês de abril / 2018.....	91
Figura 39 - Curva de distribuição dos valores de angulo de atrito.....	94
Figura 40 - Curva de distribuição dos valores de intercepto de coesão .....	94
Figura 41 - Descrição do solo em campo e laboratório; relação do $N_{spt}$ e umidade com a profundidade .....	98
Figura 42 - Perfil geotécnico a partir da sondagem e curvas de nível.....	99
Figura 43 - Amostras retiradas de afloramento rochoso com presença de milonito, localizada na encosta estudada.....	99
Figura 44 - Exame microscópico .....	100
Figura 45 - Classificação para rochas de falhas.....	101
Figura 46 - Fotomicografia 1 e 2 .....	102
Figura 47 - Fotomicografia 3 e 4 .....	102
Figura 48 - Fotomicografia 5 e 6 .....	103
Figura 49 - Fotomicografia 7 e 8 .....	103
Figura 50 - Modelo de ruptura amostras ensaio de compressão uniaxial .....	104
Figura 51 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 1,30m.....	106
Figura 52 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 2,30m.....	108
Figura 53 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 4,75m.....	109
Figura 54 - Laterização solos estudados.....	116
Figura 55 - Resultado Crumb Test .....	117

Figura 56 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$ versus $\sigma_v \log$ ) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$ versus $\sigma_v \log$ ) – 1,30 m (areia argilosa).....	120
Figura 57 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$ versus $\sigma_v \log$ ) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$ versus $\sigma_v \log$ ) – 2,30 m (argila arenosa).....	121
Figura 58 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$ versus $\sigma_v \log$ ) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$ versus $\sigma_v \log$ ) – 4,75 m (areia argilosa).....	122
Figura 59 - Variação do potencial de colapso com a tensão vertical.....	126
Figura 60 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs . Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto - prof. 1,30 (areia argilosa).....	128
Figura 61 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs . Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto prof. 2,30 (argila arenosa).....	129
Figura 62 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs . Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto prof. 4,75 (argila arenosa).....	129
Figura 63 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 1,30 (areia argilosa).....	131
Figura 64 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 2,30 (argila arenosa) .....	132
Figura 65 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 4,75 (argila arenosa): .....	132
Figura 66 - Influência da mineralogia na resistência do solo.....	134
Figura 67 - Envoltória de resistência (prof. 1,30 m – areia argilosa) - Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual) .....	138
Figura 68 - Envoltória de resistência (prof. 2,30 m – argila arenosa) - Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual) .....	139
Figura 69 - Envoltória de resistência (prof. 4,75 m – areia argilosa) - Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual) .....	139
Figura 70 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio Triaxiais CID .....	141

Figura 71 - Envoltórias de resistência da profundidade: 1,30 m (areia argilosa)- Ensaio triaxial. ....	142
Figura 72 - Envoltórias de resistência da profundidade: 2,30 m (argila arenosa) - Ensaio triaxial .....	143
Figura 73 - Envoltórias de resistência da profundidade: 4,75 m (areia argilosa) Ensaio triaxial .....	144
Figura 74 - Curvas características prof.:1,30 m (Umidade Gravimétrica vs Sucção) .....	147
Figura 75 - Curvas características prof.: 1,30 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção) .....	147
Figura 76 - Curvas características prof.:2,30 m (Umidade Gravimétrica vs. Sucção) .....	148
Figura 77 - Curvas características prof.: 2,30 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção) .....	148
Figura 78 - Curvas características prof.:4,70 m (Umidade Gravimétrica vs. Sucção) .....	149
Figura 79 - Curvas características prof.: 4,70 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção) .....	149
Figura 80 - Seção simplificada da Encosta 1, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade. ....	155
Figura 81 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando apenas os parâmetros inundados do ensaio de cisalhamento.....	156
Figura 82 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando apenas os parâmetros do ensaio triaxial.....	157
Figura 83 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando o valor de sucção .....	158
Figura 84 - Distribuição poropressões condição inicial - sem chuva .....	159
Figura 85 - Distribuição poropressões condição inicial - sem chuva - lençol freático empoleirado.....	160
Figura 86 - Análise de fluxo sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações. ....	160
Figura 87 - Análise de fluxo sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações e vazamento .....	161

Figura 88 - Análise de estabilidade sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações (nível d'água empoleirado) .....	162
Figura 89 - Relação entre fator de segurança e tempo .....	163
Figura 90 - Relação entre FS e tempo com a variação do nível d'água .....	164
Figura 91 - Relação entre fator de segurança e profundidade do nível d'água .....	164
Figura 92 - Resultado do fator de segurança com base no método probabilístico ..	165
Figura 93 - Distribuição da frequência.....	166
Figura 94 - Fator de segurança considerando a ocorrência de precipitação no método probabilístico.....	167
Figura 95 - Distribuição da frequência.....	167
Figura 96 - Distribuição das poropressões através do método probabilístico .....	168

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número de ocorrência de deslizamento por ano (2006 - 2010) - .....	20
Tabela 2 - Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr et al. (2014) - .....	32
Tabela 3 - Síntese das características dos principais métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite.....	37
Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos .....	40
Tabela 5 - Vantagens da análise probabilística para estabilidade de talude .....	41
Tabela 6 - Valores típicos do coeficiente de variação dos principais parâmetros geotécnicos.....	42
Tabela 7 - Parâmetros geotécnicos .....	42
Tabela 8 - Precipitações mensais e anuais (período de 2014 a 2019) .....	51
Tabela 9 - Investigação de campo .....	62
Tabela 10 - Ensaio realizados em laboratório (solos).....	62
Tabela 11 - Ensaio realizados em laboratório (rocha) .....	63
Tabela 12 - Coeficientes de variação para parâmetros dos solos.....	93
Tabela 13 - Valores da resistência à compressão uniaxial .....	103
Tabela 14 - Determinação índices físicos .....	105
Tabela 15 - Caracterização de solos residuais de gnaiss no Brasil .....	112
Tabela 16 - Resultados dos ensaios de permeabilidade Tri - Flex.....	118
Tabela 17 - Condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto .....	119
Tabela 18 - Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN .....	123
Tabela 19 - Critério de Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973) .....	125
Tabela 20 - Critério de Classificação de Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978) .....	125
Tabela 21 - Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaio Edométricos Duplos.. .....	126
Tabela 22 - .....Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais .....	127
Tabela 23 - Parâmetros de resistência e condições de rupturas dos corpos de provas ensaiados .....	135

Tabela 24 - .....Característica dos solos residuais de gnaiss pelo presente estudo e literatura.....	136
Tabela 25 - Condição dos corpos de prova na condição residual.....	137
Tabela 26 - Valores intercepto de coesão e sucção média.....	140
Tabela 27 - Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada, cisalhamento direto com reversões múltiplas e triaxial.....	145
Tabela 28 - Valores de entrada de ar e sucção correspondente a umidade residual. .....	150
Tabela 29 - Síntese resultados.....	152
Tabela 30 - Síntese resultados (cont.) .....	152
Tabela 31 - Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da encosta a partir dos ensaio de cisalhamento e triaxial (parâmetros inundados).....	155
Tabela 32 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (USACE) .....	165

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	19
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	21
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	21
<b>2</b>	<b>SOLOS RESIDUAIS E ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES .....</b>	<b>23</b>
2.1	SOLOS RESIDUAIS.....	23
<b>2.1.2</b>	<b>Perfil de alteração.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Particularidades dos solos residuais .....</b>	<b>27</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Milonitização .....</b>	<b>28</b>
2.2	CONCEITOS INICIAIS – TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA.....	30
<b>2.2.1</b>	<b>Classificação proposta por Hungr et al. (2014).....</b>	<b>31</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Deslizamentos .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Estabilidade de taludes.....</b>	<b>34</b>
2.2.2.1	<i>Métodos de análise de estabilidade .....</i>	35
2.2.2.2	Métodos determinísticos de análise de estabilidade de talude.....	39
2.2.2.3	<i>Métodos probabilísticos de análise de estabilidade.....</i>	41
2.2.2.3.1	Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura .....	43
2.2.2.3.2	<i>Método de Monte Carlo.....</i>	45
<b>2.2.3</b>	<b>Influência da sucção na estabilidade de taludes.....</b>	<b>47</b>
2.3	SÍNTESE DO CAPÍTULO SOLOS RESIDUAIS E ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES .....	48
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO .....</b>	<b>49</b>
3.1	ASPECTOS GERAIS DO MUNICÍPIO DE JABOATÃO DOS GUARARAPES– BAIRRO CURADO II .....	49
<b>3.1.1</b>	<b>Aspectos climáticos.....</b>	<b>50</b>

3.1.2	<b>Relevo da região</b> .....	52
3.1.3	<b>Geologia da região</b> .....	53
3.2	<b>CARACTERIZAÇÃO LOCAL DAS ÁREAS DE ESTUDO</b> .....	56
3.2.1	<b>Localização das encostas</b> .....	56
3.2.2	<b>Histórico deslizamentos Jaboaão dos Guararapes</b> .....	59
3.3	<b>SÍNTESE DO CAPÍTULO CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO</b> .....	59
4	<b>METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO E DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS</b> .....	61
4.1	Campanha de investigação geológica-geotécnica .....	61
4.2	Investigações de campo .....	63
4.2.1	<b>Investigação de superfície – Levantamento topográfico</b> .....	63
4.2.2	<b>Investigação de subsuperfície – Sondagens à Percussão (<i>Standard Penetration Test</i> - SPT)</b> .....	65
5.2.2.1	Perfil de umidade.....	66
5.2.2.2	Caracterização física por profundidade .....	67
4.2.3	<b>Amostragem</b> .....	68
4.2.4	<b>Caracterização geológica</b> .....	70
4.3	<b>ENSAIOS DE LABORATÓRIO – MACIÇO ROCHOSO</b> .....	70
4.3.1	<b>Extração e preparação das amostras</b> .....	70
4.3.2	<b>Mineralogia</b> .....	71
4.3.3	<b>Resistencia à compressão uniaxial</b> .....	72
4.3.4	<b>Determinação dos índices físicos</b> .....	73
4.4	<b>ENSAIOS DE LABORATÓRIO - SOLOS</b> .....	75
4.4.1	<b>Ensaio de caracterização</b> .....	75
4.4.2	<b>Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test)</b> .....	77
4.4.4	<b>Permeabilidade (TRI-FLEX)</b> .....	77
4.4.3	<b>Curva característica</b> .....	79

4.4.5	<b>Ensaio edométrico .....</b>	<b>82</b>
4.4.6	<b>Ensaio de cisalhamento direto.....</b>	<b>83</b>
4.4.7	<b>Ensaio triaxial .....</b>	<b>86</b>
4.5	ANÁLISE DE FLUXO E ESTABILIDADE .....	87
4.6	SÍNTESE DO CAPÍTULO DA METODOLOGIA APLICADA EM TODAS AS ETAPAS .....	95
5	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....</b>	<b>96</b>
5.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO .....	96
5.1.1	<b>Sondagem de simples reconhecimento com determinação do N<sub>SPT</sub>.</b>	<b>96</b>
5.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO .....	99
5.2.1	<b>Análise petrográfica .....</b>	<b>99</b>
5.2.2	<b>Ensaio de resistência à compressão uniaxial de rocha.....</b>	<b>103</b>
5.2.3	<b>Ensaio de índices físicos da rocha .....</b>	<b>104</b>
5.2.4	<b>Análise granulométrica e índices de consistência.....</b>	<b>105</b>
5.2.5	<b>Comparação entre os resultados obtidos para a encosta estudada e outros presentes na literatura .....</b>	<b>109</b>
5.2.6	<b>Influência processos pedogenéticos na encosta estudada .....</b>	<b>116</b>
5.2.7	<b>Ensaio de dispersão rápida (Crumb Test).....</b>	<b>116</b>
5.2.8	<b>Permeabilidade (TRI - FLEX) .....</b>	<b>117</b>
5.2.9	<b>Ensaio edométrico duplo.....</b>	<b>119</b>
5.2.9.1	Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos.....	123
5.2.10	Ensaio cisalhamento direto .....	127
5.2.10.1	Relação entre resistência ao cisalhamento direto e sucção.....	140
5.2.11	<b>Ensaio Triaxial .....</b>	<b>140</b>
5.2.12	<b>Curva característica .....</b>	<b>145</b>

5.2.13	Síntese dos resultados encontrados nos ensaios de campo e laboratório.....	153
6	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE .....</b>	<b>154</b>
6.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES.....	154
6.2	RESULTADO DAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE PELO MÉTODO DETERMINÍSTICO .....	155
6.3	RESULTADO DAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE PELO MÉTODO PROBABILÍSTICO .....	165
6.4	SÍNTESE DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA .....	168
7	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>169</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>174</b>
	<b>ANEXO A - RELATÓRIO SONDAGEM.....</b>	<b>193</b>
	<b>APÊNDICE A - CURVAS DE NÍVEL E GEOLOGIA.....</b>	<b>194</b>
	<b>APÊNDICE B - ÁREA DE ESTUDO E IMAGEM SATÉLITE.....</b>	<b>195</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes naturais e artificiais é um assunto bastante debatido na comunidade nacional e internacional. Isto se dá, não só através do crescimento das infraestruturas das cidades que acabam esbarrando em obstáculos naturais (terrenos acidentados) surgindo a necessidade da execução de obras de cortes e aterros, como também devido ao aumento da presença de moradias irregulares nestas regiões.

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA

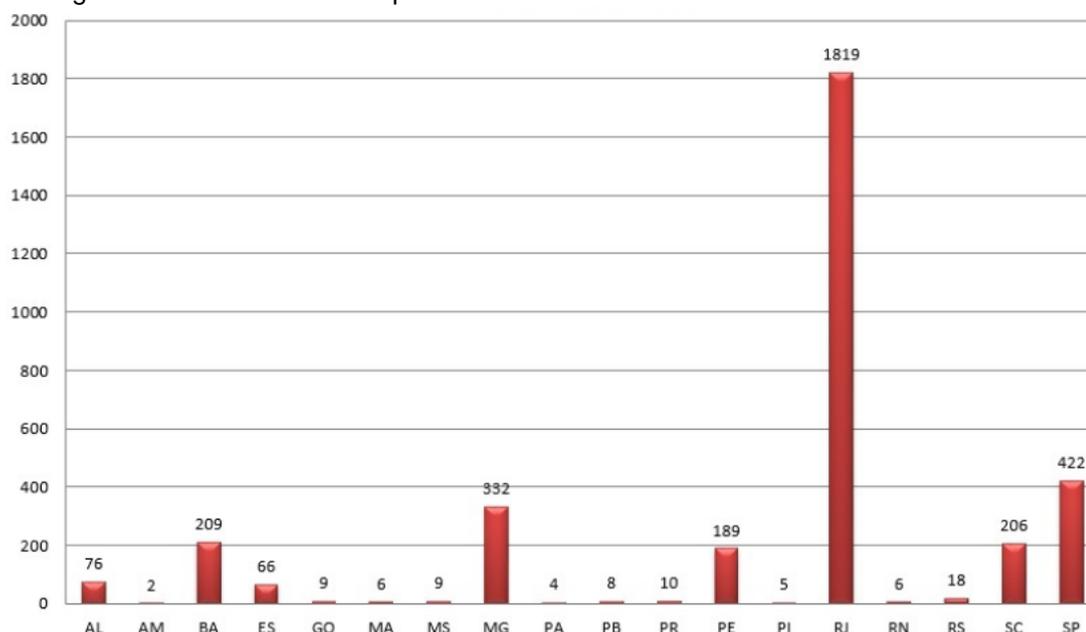
No cenário mundial, estudo realizado por Petley (2018) com o objetivo de mapear os casos de deslizamentos com vítimas fatais ao redor do mundo, no período entre 2004 a 2016, destacou que ocorreram cerca de 55 997 mortes em 4 862 eventos distintos de ruptura de taludes.

No âmbito nacional, a população carente tem migrado para as áreas menos nobres das cidades, dentre elas os morros. Fenômeno que tem ocorrido devido ao grande crescimento populacional e a crescente expansão urbana. Com este evento surgiu uma maior preocupação em estudar estas áreas, tendo em vista o aumento na ocorrência de deslizamentos, geradores de grandes perdas socioeconômicas e principalmente humanas.

Em decorrência desta necessidade, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo catalogou desde 1988 a abril 2015 a ocorrência de 3 396 fatalidades, em 773 eventos, ocorridos em 243 municípios espalhados por 18 estados (Macedo e Martins, 2015) - Além desses dados, o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) com apoio do Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais (CEMADEN), mapearam cerca de 8 milhões de pessoas residindo em áreas com alto potencial de risco para enchentes e deslizamentos de terra distribuídos em 872 municípios do país, isto no ano de 2010.

Tomando como base Pernambuco, estudo realizado por Macedo e Martins (2015), classifica este estado em sexto lugar em número de óbitos ocorridos por movimento de massa, como pode ser observado na Figura 1.

Figura 1 - Gráfico de mortes por deslizamentos ocorridos entres 1988 a abril de 2015



Fonte: Macedo e Martins (2015) -

Voltando o olhar para a região de estudo do presente trabalho – Município de Jaboatão dos Guararapes/PE – o Relatório da Avaliação das Ações de Prevenção de Deslizamentos de Encostas (2011), realizado pela prefeitura contatou 283 deslizamentos de barreira apenas em 2010. Na Tabela 1 é possível observar a série histórica de deslizamentos entre os anos de 2006 e 2010.

Tabela 1 -Número de ocorrência de deslizamento por ano (2006 - 2010) -

Ano	2006	2007	2008	2009	2010
<b>Nº de ocorrências de deslizamento</b>	133	159	168	413	283

Fonte: Prefeitura de Jaboatão dos Guararapes (2010) -

Levando em consideração estas consequências e analisando as causas técnicas associadas aos movimentos gravitacionais de massa, vê-se que estes ocorrem por diferentes fatores, que podem ser classificados como “acionantes” e predisponentes. A geologia, que também será um dos enfoques deste estudo, pode ser enquadrada como um fator que predispõe as encostas à ocorrência deste tipo de desastre.

Considerando aspecto geológico, a encosta que foi estudada nesta pesquisa situa-se na Zona de Cisalhamento Pernambuco (ZCP), onde existem registros da

presença de milonitização, Segundo Bandeira (2010) o solo residual de milonito presente nas encostas da região de Jaboatão dos Guararapes apresenta uma maior facilidade na percolação de água, acarretando a diminuição de resistência do maciço de solo.

## 1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação, terá como objetivo geral analisar o comportamento geológico-geotécnico e a estabilidade de uma encosta localizada na cidade de Jaboatão dos Guararapes – PE. Para que tais objetivos fossem alcançados realizou-se campanha de investigação de laboratório e de campo, além de modelagem computacional.

Por objetivo específico este trabalho tem:

- Apresentar uma revisão bibliográfica atualizada acerca de movimento de massa;
- Caracterizar a rocha presente na área de estudo;
- Determinar o comportamento geológico - geotécnico do material presente na encosta através de investigações em campo e laboratório;
- Análises de fluxo e estabilidade das encostas, a partir de métodos determinísticos e probabilísticos, no software GeoSlope (Seep /W e Slope /W);
- Avaliar a influência da sucção na estabilidade das encostas em solos não saturados no cenário da pesquisa.

## 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por Sete Capítulos, sendo este o primeiro deles. O Segundo Capítulo apresenta uma síntese que trata do solo residual, tipo de solo encontrado na área de estudo, e suas particularidades. Além disso aborda os principais tipos de movimentos de massa, mostrando uma classificação atualizada e mais voltada para a prática da engenharia geotécnica, resumindo informações importantes acerca da estabilidade de taludes. Este capítulo visa proporcionar uma fundamentação teórica para o trabalho.

No Capítulo 3, a área de estudo é caracterizada, mostrando aspectos climáticos, geomorfológicos e geológicos da região, bem como apresentando a

localização da encosta estudada e um breve histórico acerca dos deslizamentos já ocorridos na região onde a mesma está situada.

O Capítulo 4 reúne informações sobre a metodologia adotada nos ensaios de campo e laboratório. Em campo, os ensaios abrangem as investigações de superfície e subsuperfície e as amostragens realizadas. Em laboratório, são mostradas as metodologias tomadas como base para a efetivação dos ensaios de ensaios de caracterização física, dispersão rápida (Crumb Test), permeabilidade Tri-Flex, ensaio edométrico, ensaio de cisalhamento direto, ensaio de cisalhamento triaxial e ensaio para determinação da curva característica e os ensaios realizados no maciço rochoso para determinação dos índices físicos, resistência à compressão uniaxial e mineralogia. Neste Capítulo também será abordada a metodologia utilizada para realização das análises de estabilidade das encostas estudadas, apresentando os *softwares* utilizados e características adotadas nestas análises.

Os Capítulos 5 e 6 são voltados para a apresentação, análise e discussão dos resultados. No Capítulo 5 serão mostrados os resultados obtidos na campanha de investigação de campo e laboratório, comparando os valores obtidos nesta pesquisa com os valores disponíveis na literatura que tratam principalmente do solo residual de gnaiss. Já o Capítulo 6 apresenta os resultados obtidos nas análises de fluxo e estabilidade.

Por fim, o Capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas neste estudo e algumas sugestões para trabalhos futuros. Seguido deste Capítulo, encontram-se as referências bibliográficas, tomadas como base para o desenvolvimento desta dissertação, os anexos e apêndices.

## **2 SOLOS RESIDUAIS E ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES**

Este capítulo trata da apresentação sintetizada dos solos residuais, mostrando seus principais aspectos de formação, perfis de alteração e características apresentadas. Na literatura existem diversos trabalhos que descrevem de maneira profunda e detalhada sobre este tema. Dentre estes trabalhos, além dos posteriormente citados, menciona-se Fonseca (2004); Ibañez (2008); Oliveira (2011); Silva (2015) -

Também é apresentado neste capítulo, de maneira sumarizada os principais aspectos envolvendo os movimentos gravitacionais de massa. Nele será mostrada a classificação proposta por Hungr et al. (2014), que trata deste assunto com um olhar mais voltado para a prática da engenharia geotécnica. Ainda será realizada uma breve descrição acerca dos movimentos de transporte de massa, por estes serem, também, importantes processos atuantes na região de estudo.

A estabilidade de taludes é outro tema tratado neste capítulo. A estabilidade das encostas, naturais e artificiais, é uma preocupação importante para inúmeros tipos de usos e objetivos, incluindo o desenvolvimento ou proteção de infraestrutura, residências ou industriais e recursos naturais. Além disso, a estabilidade de taludes é um aspecto importante, interessante e desafiador na engenharia civil e que provê grandes avanços no entendimento do complexo comportamento de solos (Duncan, 2014; Palaskar, 2016) - Dessa forma, este capítulo apresenta conceitos básicos acerca da análise da estabilidade de taludes e os métodos determinísticos e probabilísticos normalmente utilizados.

Por fim, neste capítulo será abordada o comportamento de solos não saturados na estabilidade de taludes, mostrando a influência da sucção nas análises de estabilidade.

### **2.1 SOLOS RESIDUAIS**

Sob o ponto de vista geológico, os solos dispostos na natureza podem ser reunidos em dois grupos principais: Os solos sedimentares (ou transportados) e os solos residuais. Ambos se originam pela decomposição das rochas que inicialmente constituem a crosta terrestre. A formação dos solos é governada por fatores como o clima (temperatura, chuva, evaporação, regime dos ventos, etc), os agentes biológicos

(vegetais e animais), a rocha matriz, o relevo e o tempo (Moreira, 1974; Pinto, 2000; Moncada, 2008) -

Os solos sedimentares são oriundos de processos de erosão, transporte e a deposição de materiais existentes na superfície, estando sujeito a propriedades de engenharia, como por exemplo agentes de transporte e ambiente de deposição (Moreira, 1974; Moncada, 2008) - Já os solos residuais são formados pelo intemperismo de uma rocha, em que pouco ou nenhum movimento ocorre entre as partículas do solo. Neste caso, a rocha matriz e o clima são os fatores principais que determinam a formação, em que o clima define, principalmente, a espessura e o número de horizontes presentes, enquanto rocha matriz contribui com a definição da composição mineralógica do solo resultante (Blight, 1997; Lambe e Whitman, 1979; Moncada, 2008) -

Segundo Blight (1997) os solos residuais podem apresentar características geotécnicas completamente diferentes das observadas nos solos sedimentares. Cita-se como exemplo, a permeabilidade, que em solos residuais é, em geral, governada por sua macro e micro-estrutura e por estruturas intrínsecas, como falhas, fissuras, etc. Diferentemente do que ocorre nos solos sedimentares, em que usualmente este parâmetro está relacionado à granulometria dos mesmos. Devido as peculiaridades apresentadas pelos solos residuais, Vargas (1953) fez uma interessante colocação, afirmando que o estudo destes solos requer uma atitude muito mais geológica do que normalmente se exige na mecânica dos solos.

Toledo et al (2000) descreve o solo como materiais que se originaram das rochas, por desagregação e decomposição (intemperismo), depois por reorganização (pedogênese) - A atuação do intemperismo é indiscutivelmente o principal fator que rege a formação dos solos. Este fenômeno pode ser subdividido em intemperismo físico, agindo a partir de mecanismos modificadores das propriedades físicas dos minerais e rochas, e químico, em que ocorre modificação das suas características químicas. O processo de intemperismo é controlado principalmente por fatores tais quais, variação sazonal da temperatura, distribuição das chuvas, relevo, fauna, flora, rocha matriz e o tempo de exposição da rocha aos agentes intempéricos.

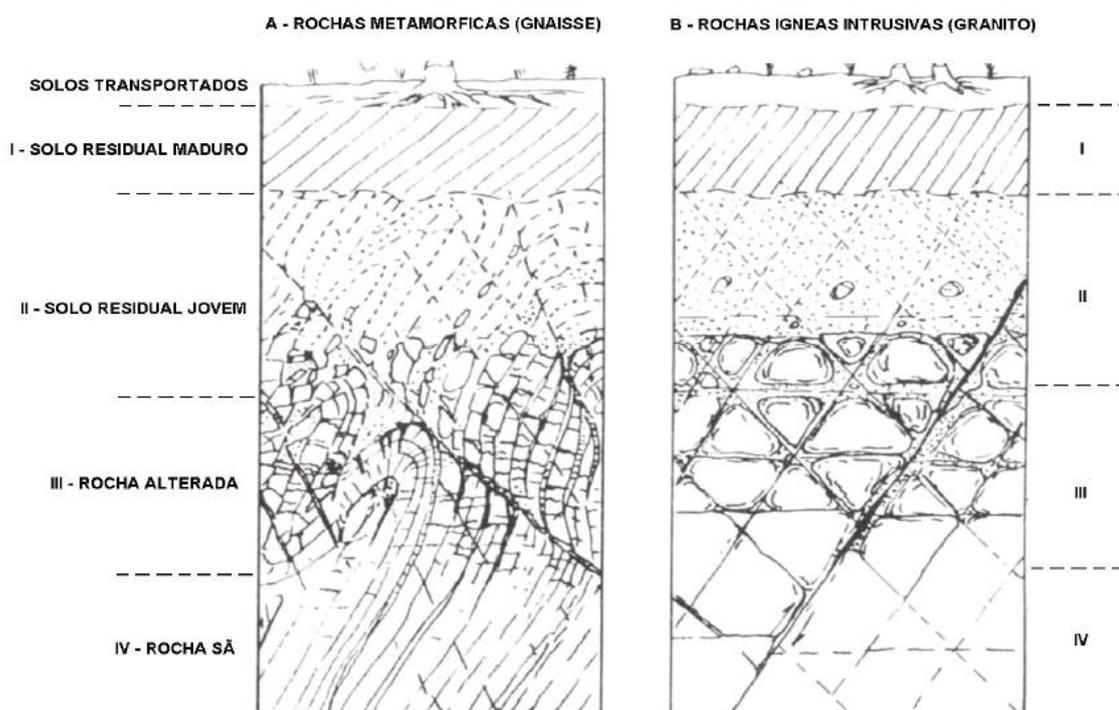
Juntamente com o intemperismo, a pedogênese, atua no processo de reorganização estrutural do perfil de solo e permite a transferência dos minerais formadores dos níveis superiores do manto de alteração, é responsável pela formação de um perfil de alteração ou perfil de solo. Por serem dependentes do clima e do

relevo, o intemperismo e a pedogênese atuam de maneira bem distinta nas diferentes partes do planeta, dependendo dos aspectos morfo-climáticos, levado à formação de perfis de alteração compostos por horizontes de diferentes espessuras e composições. De maneira genérica, este perfil de alteração é composto por quatro elementos: solo maduro (não existe a presença de estruturas remanescentes da rocha mãe), solo jovem (ainda é encontrada feições estruturais da rocha mãe) e rocha alterada e rocha sã (Vargas, 1953; Toledo et al., 2000) -

### 2.1.2 Perfil de alteração

Segundo Moreira (1974), em determinado local, ao longo do perfil do solo, é possível distinguir zonas com diferentes graus de alteração, portanto com diferentes propriedades geotécnicas, as quais são responsáveis pelo comportamento do solo. Conforme mencionado, os solos residuais apresentam, de forma geral, quatro principais zonas (solo residual maduro e jovem, rocha alterada e rocha sã) - Entre as inúmeras classificações propostas para definir o perfil de alteração, cita-se a proposta feita por Deere e Patton (1971) que mostraram um perfil sumarizado destas quatro camadas representativas para o caso de granito e gnaise, como visto na Figura 2.

Figura 2 - Perfil de intemperismo



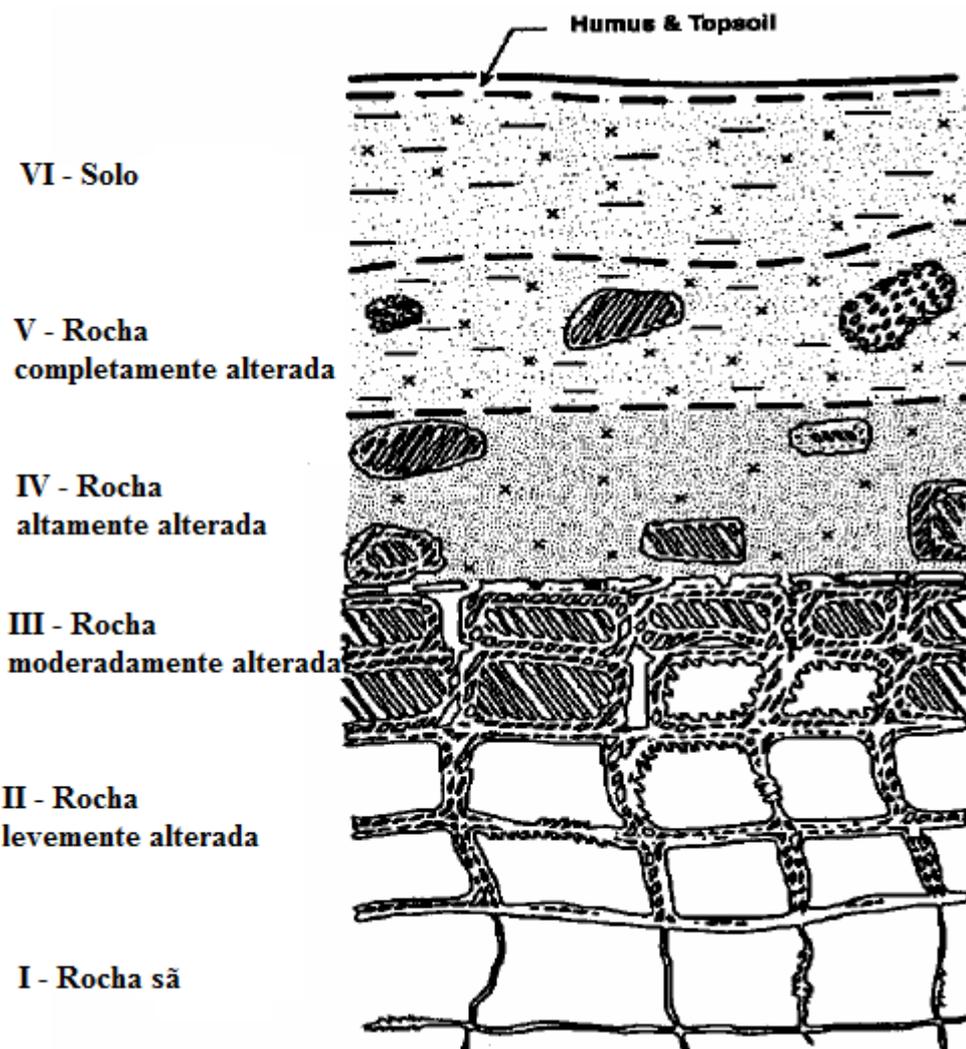
Fonte: Adaptado de Deere e Patton (1971) -  
a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva.

Ainda segundo Deere e Patton (1971) e Vargas (1953), que fornece uma definição mais profunda acerca de solos residuais tropicais, estas camadas correspondem a:

- Rocha sã: Setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo, onde os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.
- Rocha alterada: Camada onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas. Distingue-se da rocha sã pelo início da intemperização dos minerais de feldspato e mica.
- Solo residual jovem: Camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha original (estrutura reliquiar), que levam a massa de solo a um comportamento anixotrópico quanto a resistência ao cisalhamento e a permeabilidade. Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa. Esta zona é constituída por material mais grosseiro (areia siltosa, silte arenoso, etc.) de permeabilidade superior à do solo maduro.
- Solo maduro: Constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram o intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa. Esta zona é constituída por um material de granulometria fina, permeabilidade baixa e, algumas vezes, possui coesão verdadeira entre os grãos, devido à cimentação natural ocasionada pelos produtos de intemperização dos minerais, como feldspato e mica. Apresenta em média de 3 a 10 m de espessura, com estrutura instável, ou seja, capaz de entrar em colapso quando saturado.

Outra proposta bastante aceita é a realizada pela ISRM (1981), que discriminam o perfil de alteração em seis zonas, divididas em: Zonas I e II (rocha); Zonas III e IV (saprolito); zona V e VI (solo residual jovem e maduro), conforme mostrado na Figura 3.

Figura 3 - Classificação para um perfil de alteração



Fonte: Adaptado de ISRM (1981) -

Em países tropicais, os solos residuais são particularmente predominantes, uma vez que, devido a abundância de água e as temperaturas relativamente altas, a alteração da rocha ocorre com grande frequência, alguns autores classificam o perfil de alteração como apresentando três zonas: laterítica, saprolito e rocha (Brand, 1985)

### 2.1.2 Particularidades dos solos residuais

Devido a heterogeneidade, os solos residuais são difíceis de avaliar quando comparados ao solo sedimentar. Para melhor caracterização do perfil de solos residuais é necessário considerar o perfil de intemperização completo (do solo até a

rocha) - Além disso, estes solos apresentam-se, geralmente, extremamente heterogêneos em qualquer profundidade, tornando difícil a amostragem e testes (Calle, 2000) -

Com relação as propriedades das zonas presentes no perfil de alteração, destaca-se algumas características importantes realizadas por Vargas (1953) e Moreira (1974) - A primeira delas é o contraste entre as propriedades geotécnicas que podem existir entre elas. Por exemplo, a sequência de camadas de baixa, média e alta permeabilidade, presentes entre as zonas, possibilita o desenvolvimento de um lençol freático na zona de solo residual jovem, sendo um importante aspecto na estabilidade de taludes. Outro aspecto importante é com relação ao corte em solos residuais, que pode atingir diferentes camadas, com diferentes resistências, podendo comprometer a estabilidade do mesmo.

Os taludes naturais em solos residuais podem apresentar uma estabilidade aparente, no entanto, esta estabilidade pode ser alterada tanto por pequenos eventos naturais, como precipitações intensas e prolongadas (muito comum em climas tropicais), quanto pela intervenção humana (Blight, 1997) -

Além disso é necessário observar as estruturas dos solos residuais, que também apresenta características particulares. Nos solos jovens, a agregação é pequena, a estrutura está ainda muito influenciada pela estrutura da rocha e a distribuição dos poros é relativamente homogênea. Essas descontinuidades, que podem ser herdadas da rocha mãe, como falhas, juntas, fraturas, podem constituir planos de fraqueza e podem funcionar como caminhos que facilitam a percolação de águas.

De maneira geral, a resposta do solo frente às solicitações está fortemente ligada à sua estrutura, cimentação e as características herdadas da rocha matriz. Todas estas propriedades dependem do grau de alteração em que a rocha se encontra. Por exemplo, podem existir solos que apresentam comportamento com baixa compressibilidade e elevada resistência, como solos saprolíticos, como podem existir aqueles que são extremamente instáveis, como solos colapsíveis (Futai, 2002)

-

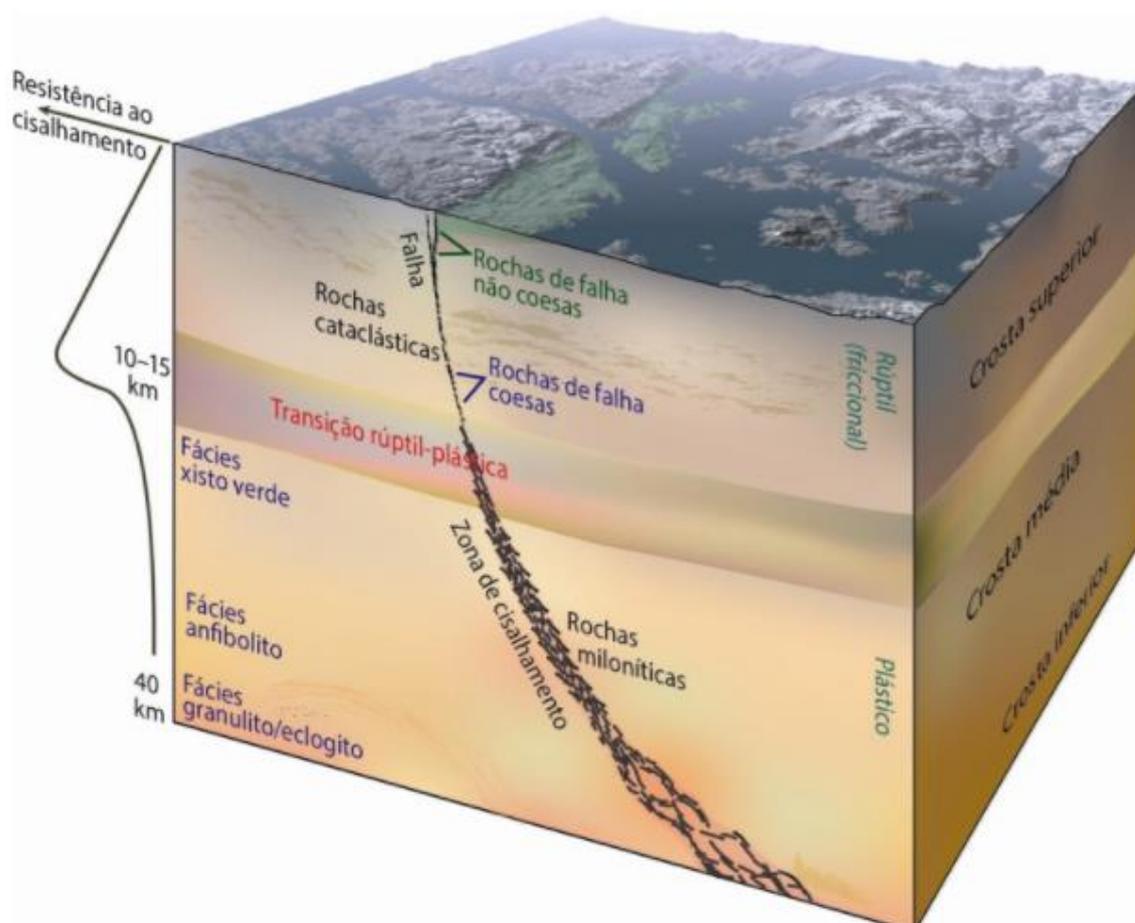
### **2.1.3 Milonitização**

A deformação advinda do esforço de cisalhamento nas rochas localiza-se em zonas ou bandas. Segundo Passchier et.al. (1990), este tipo de deformação situa-se

em zonas de fraturas de cisalhamento e nas falhas que se formam em regime rúptil e em regime dúctil. As rochas que se formam nas zonas de cisalhamento dúcteis são as pertencentes às séries dos milonitos, que incluem os ultramilonitos, milonitos e protomilonitos, além de rochas que apresentam uma profunda recristalização, como o caso dos blastomilonitos.

A distinção destas rochas se dá a partir da orientação espacial e estiramento dos minerais, originando foliações anastomosadas, ditas miloníticas, ou filoníticas como xistosidades. As zonas de cisalhamento dúcteis podem ser distinguidas a partir de indicadores cinemáticos como geometria sigmoidal de minerais, feições lineares como lineações de estiramento e desenvolvimento de dobras assimétricas (Passchier e Trouw, 2005) -

Figura 4 - Fácies metamórficas onde ocorrem rochas miloníticas



Fonte: Passchier et. al. (1990) -

O termo milonito é originário do latim e refere-se à moagem ou fragmentação em pequenos pedaços. A utilização desta palavra foi realizada pela primeira vez por Lapworth (1885), usando-a para descrever uma rocha de granulação fina, bem

laminada da região de Eriboll, na zona de cavalgamento de Moine, na Escócia. Desde então os geólogos associam estas rochas às faixas onde a deformação é extremamente forte. A partir disto, vários autores têm se ocupado em estudar este tipo de processo, dentre eles estão, por exemplo, Higgins (1971), Sibson (1977), Mawer (1986) e Hippert (1990) -

Segundo Tullis et al. (1982), um dos critérios primordiais para se caracterizar um milonito é, além da diminuição de sua granulometria que também haja presença de foliação milonítica, de aspecto fluidal, que é designado a partir do deslizamento plástico que as rochas sofreram. Os mesmos autores ainda afirmam que em sua maior parte o regime de deformação ocorrido é muito próximo ao de cisalhamento simples.

O solo residual de milonito, devido as marcas do intenso cisalhamento pelo qual sua rocha matriz passou, são de fácil percolação, determinando um alto grau de intemperismo químico. Para Bandeira (2010), o solo residual jovem de milonito apresenta seus minerais deformados e grande parte das suas fraturas são preenchidas por feldspatos, que formam veios inter cruzados, que concebem caminho preferencial na percolação de água de subsuperfície, aumentando a suscetibilidade ao deslizamento.

## 2.2 CONCEITOS INICIAIS – TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

Em uma definição simples e bem difundida pelo mundo, descrita por Das (2011), talude pode ser definido como uma superfície exposta que forma um ângulo com o plano horizontal, classificados como naturais ou artificiais (corte e/ou aterro) e podendo romper de várias formas. Diferente de taludes artificiais, taludes naturais são aqueles que alcançaram a sua geomorfologia através de processos de caráter particularmente natural, como por exemplo erosão, que modificaram sua superfície (Bromhead, 1992) -

É essencial que exista uma adequada comunicação entre grupos de pesquisas que trabalham com a temática de estabilidade de taludes, em diferentes partes do mundo, independentemente do idioma, para promover a transmissão de experiências e uma maior compreensão dos fatores que envolvem esses fenômenos. Com isso em mente, a *International Union of Geological Sciences (IUGS) Working Group on Landslides* desenvolveu um glossário multilíngue de movimentos de massa (WP/WLI

1993b) - Nele, são encontradas as características físicas do movimento, descrevendo a geometria e dimensões de um deslizamento.

Apesar disso, devido à grande variedade dos mecanismos e fatores envolvidos, uma classificação para os movimentos de massa unívoca é extremamente difícil de ser alcançada. De acordo com Pitasi (2016), os principais critérios utilizados mundialmente para classificar um movimento de massa são:

- Material, tipo e/ou mecanismos;
- Percentagem da fração sólida e teor de água presente;
- Velocidade do movimento;
- Inclinação do talude;
- Mecanismos da fase de propagação (atividade);
- Existência de um caminho preferencial ou canal pré-existente.

Baseados nesses critérios, muitos autores procuraram apresentar classificações para os movimentos. Como as propostas elaboradas por Cruden (1978), posteriormente atualizada por Cruden e Varnes (1996) e Augusto Filho (1992) - Além disso, é vastamente encontrado na literatura atual (mestrados, teses, artigos etc.) informações acerca destas classificações e dos critérios associados a elas. Cita-se como exemplo os trabalhos de Varnes (1978); Guidicini e Nieble (1984); WP/WLI (1994); Cruden e Varnes (1996); Gusmão Filho et al. (1997); Cruden e Couture (2011); Lafayette (2000), Lima (2002); Ferri (2016); Pitasi (2016) -

### **2.2.1 Classificação proposta por Hungr et al. (2014)**

Como citado, o principal objetivo das classificações dos movimentos de massa é a unificação da linguagem técnica dos conceitos mais relevantes para entendimento do tema. A classificação proposta por Varnes em 1954, posteriormente atualizada em 1978 e 1996 (Cruden e Varnes), é indiscutivelmente o sistema mais amplamente utilizado para descrição dos movimentos de massa em todo o mundo. No entanto, a presente dissertação irá abordar a classificação proposta por Hungr, Lerouiel e Picarelli, publicada em 2014 que traz uma atualização da proposta de Varnes (1978), com uma abordagem mais voltada à prática da engenharia geotécnica. Esta atualização foi motivada pela necessidade de uma classificação compatível com terminologia geológica e com classificações geotécnicas baseadas em propriedades mecânicas.

Esta classificação apresenta 32 tipos de movimentos de massa conforme Tabela 2, cada um deles possui uma definição formal e exemplos de ocorrência. Descrevendo além dos tipos de movimentos, os tipos de materiais e a atividade do movimento. Os principais movimentos descritos nesta classificação serão descritos a seguir. Para definição de cada um dos tipos de movimentos propostos por esta classificação, consultar Hungr et al. (2014) -

Tabela 2 - Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr et al. (2014) -

<b>Tipo de Movimento</b>	<b>Rocha</b>	<b>Solo</b>
Queda	1. Queda de rocha / gelo	2. Queda de pedregulhos / detritos / silte
Tombamento	3. Tombamento de bloco de rocha 4. Tombamento flexural de rocha	5. Tombamento de cascalho / areia / silte
Deslizamento	6. Deslizamento rotacional de rocha	11. Deslizamento rotacional de argila / silte
	7. Deslizamento planar de rocha	12. Deslizamento planar de argila / silte
	8. Deslizamento em cunha de rocha	13. Deslizamento de cascalho / areia / detritos
	9. Deslizamento composto de rocha 10. Deslizamento irregular de rocha	14. Deslizamento composto de argila / silte
Expansões laterais	15. Expansões em taludes rochosos	16. Liquefação de areia / silte
		17. Expansões laterais de argilas sensíveis
		19. Fluxo de areia / silte/ detritos secos
		20. Fluxo de areia / silte / detritos
Fluxo	18. Avalanche de rocha / gelo	21. Fluxo de argilas sensíveis
		22. Fluxo de detritos
		23. Fluxo de lama
		24. Inundação de detritos
		25. Avalanche de detritos
Deformação no talude	28. Deformação de talude montanhoso 29. Deformação de talude rochoso	26. Fluxo de terra
		27. Fluxo de turfa
		30. Deformação de talude de solo
		31. <i>Creep</i> (rastejo) de solo
		32. Solifluxão

Fonte: Hungr et al. (2014) -

### 2.2.1 Deslizamentos

Deslizamentos são movimentos gravitacionais rápidos de rocha ou solo que ocorrem predominantemente sob superfícies de rupturas ou zonas de intensas tensões cisalhantes bem definidas, possuem duração relativamente curta. Este movimento ainda é descrito como progressivo, ou seja, inicialmente o deslizamento não ocorre simultaneamente ao longo do que eventualmente irá se tornar a superfície de ruptura, propagando-se de uma área de fraqueza local. Este tipo de movimento pode ser classificado, conforme a geometria, como planares, rotacionais ou em cunha (Guidicini e Nieble, 1984; Cruden e Couture, 2011) -

Nos deslizamentos planares a massa de solo ou rocha se move ao longo de uma superfície aproximadamente plana, sendo controlado principalmente por zonas de fraqueza, como descontinuidades, ou zonas de contato entre duas formações geológicas que apresentem principalmente diferentes características de resistência e permeabilidade (Hungri et al., 2014) - A Figura 5 ilustra a ocorrência de deslizamentos translacionais de rocha, detritos e solo.

Figura 5 - Deslizamentos translacionais.



Fonte: Adaptado de Novotný (2013) -

Os deslizamentos rotacionais caracterizam-se por apresentar superfícies curvadas de forma côncava, na qual o movimento é aproximadamente rotacional em torno de um eixo paralelo a superfície do talude. Estes movimentos estão associados a maciços homogêneos ou aterros, sendo que o processo de deslizamentos rotacionais pode se repetir de forma múltipla e retrógrada (Hungri et al., 2014) - A Figura 6 ilustra a ocorrência de deslizamentos rotacionais únicos, múltiplos e sucessivos.

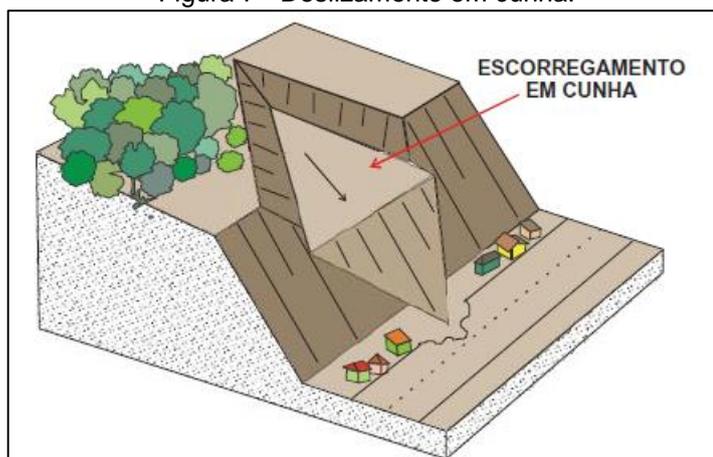
Figura 6 - Deslizamentos rotacionais.



Fonte: Adaptado de Novotný (2013) -

Mais comum em maciços rochosos, os deslizamentos em cunha caracterizam-se por uma ruptura formada por dois planos com interseção orientada para baixo. Este tipo de movimento é, em geral, extremamente rápido (Hungry et al., 2014) - A Figura 7 ilustra a forma como os deslizamentos em cunha ocorrem.

Figura 7 - Deslizamento em cunha.



Fonte: Oliveira e Brito (1998) -

O modelo dos deslizamentos em cunha é, mecanicamente, similar aos deslizamentos planares, diferenciando pelo aumento das forças estabilizantes, que são aumentadas pelo fator cunha, sendo função da atitude e das propriedades de resistência e propressão das discontinuidades (Hungry et al., 2014) -

### 2.2.2 Estabilidade de taludes

A compreensão dos modelos de ruptura de taludes é essencial. No entanto, além de conhecer os tipos e características dos movimentos gravitacionais de massa, é necessário o conhecimento das análises da estabilidade de taludes, para quantificar a situação atual do talude investigado. Duncan (2014) considera que a resistência ao cisalhamento do solo deve ser maior que a resistência requerida para o equilíbrio

como sendo o princípio fundamental da estabilidade de taludes. Dessa forma, sabe-se que a causa fundamental da perda desta estabilidade é que, por alguma razão, este equilíbrio foi perturbado, seja pela diminuição da resistência ao cisalhamento do solo ou a partir de um aumento das tensões atuantes sobre o maciço.

Amplamente discorrido na literatura, a estabilidade de taludes é tratada como uma das principais vertentes da engenharia geotécnica. Para Terzaghi (1950) a forma da ruptura de maciços ocorre devido a causas internas (colapsam a massa de solo sem mudança na geometria do talude, resultando em uma diminuição da resistência interna do material), externas (aumentam os esforços cisalhantes sem reduzir a resistência do maciço) e intermediárias (são resultantes de efeitos externos no interior do talude) - Já Varnes (1978) exemplifica uma serie de fenômenos naturais e antrópicos que podem deflagrar movimentos de massa. Dentre eles destacam-se aqueles que aumentam a sollicitação sobre o talude, como remoção de massa e sobrecargas, como cortes, erosão, aterros e construções. Também são enfatizados aqueles que reduzem a resistência do solo que compõem os taludes, como características geomecânicas dos materiais, intemperismo, elevação do nível d'água, entre outros.

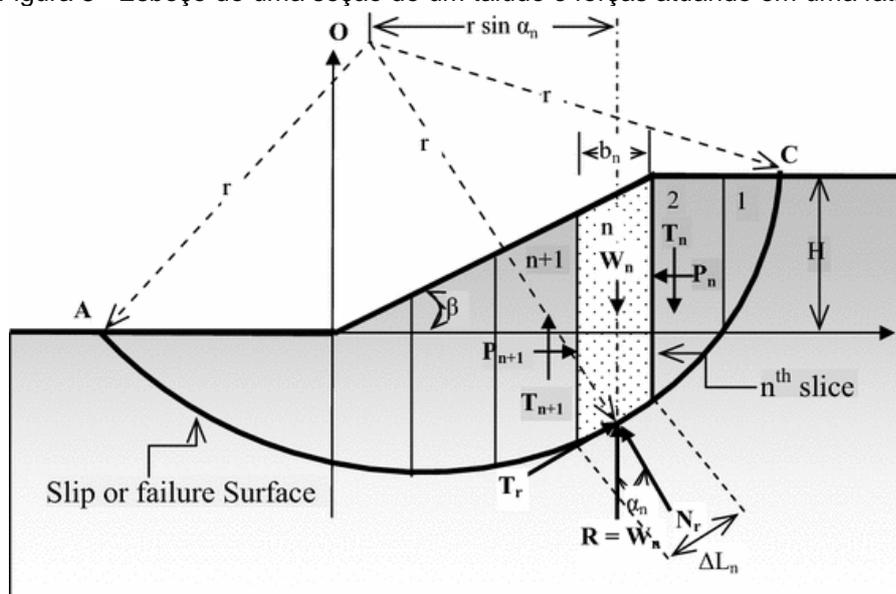
Partindo para a definição da estabilidade de taludes, a mesma pode ser realizada a partir de análises determinísticas ou probabilísticas. As análises probabilísticas diferenciam-se dos métodos determinísticos, principalmente porque consideram a variação dos parâmetros de entrada.

#### 2.2.2.1 Métodos de análise de estabilidade

A análise da estabilidade de taludes efetuada a partir de métodos bidimensionais ainda são os tipos mais comuns aplicados na prática da engenharia devido a sua simplicidade. Estes métodos utilizam as técnicas de equilíbrio limite e usualmente são baseados no método das fatias, podendo apresentar superfície de ruptura circular ou não. O método das fatias baseia-se na divisão do talude em diferentes fatias, analisando a possibilidade de ruptura considerando o equilíbrio estático de cada fatia individualmente e o equilíbrio global da massa como um todo. A Figura 8 apresenta as principais grandezas atuantes em cada fatia, sendo as cargas externas, o peso próprio ( $W$ ), a pressão da água ( $u$ ) e a resistência do solo ( $\delta = T$ ) - Pode se observar também outras grandezas atuantes, tais quais o esforço normal na base da fatia ( $N$ ), o esforço horizontal nas laterais das fatias ( $E$ ) e a força cisalhante

entre fatias (X) - Nesta Figura também são descritos os parâmetros geométricos da fatia, mais especificamente a largura da fatia ( $b$ ) e o ângulo de inclinação ( $\alpha$ ) (Albatineh, 2006; Abdalla et al., 2015; Catanzariti, 2018) -

Figura 8 –Esboço de uma seção de um talude e forças atuando em uma fatia.



Fonte: Abdalla et al. (2015) -

Existem diversos métodos de cálculos para análises determinísticas 2D de taludes propostos por renomados autores ao redor do mundo. Cada uma destas propostas assume que o equilíbrio estático das fatias pode ser alcançado através de diferentes hipóteses, considerando ou não as forças entre fatias e o equilíbrio momento das fatias.

A partir da Tabela 3, que sintetiza os principais métodos de cálculo baseados na teoria do equilíbrio limite, pode se observar que os métodos de análise de estabilidade baseados no equilíbrio limite envolvem suposições devido ao número de equações de equilíbrio disponíveis serem menores que o número de incógnitas envolvidas. Além disso, vários métodos amplamente utilizados não satisfazem todas as condições de equilíbrio e, portanto, não empregam todas as equações de equilíbrio

disponíveis (Duncan e Wright,1979) - Apesar das condições simplificadoras e de fatores que ocasionam erros nos valores obtidos a partir destes métodos, como o mostrado por Wright et al. (1973) e por Duncan e Wright (1979), os métodos de análise da estabilidade de taludes que determinam uma grandeza que define a condição de segurança a qual determinado talude encontra-se, ainda são os mais empregados na engenharia geotécnica, devido a facilidade e praticidade que os mesmos proporcionam.

Tabela 3 - Síntese das características dos principais métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite. Bordas internas, inferior e superior

<b>Métodos</b>	<b>Características</b>	<b>Hipóteses</b>	<b>Superfície de ruptura</b>
Fellenius (1927)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Satisfaz o equilíbrio de momentos</li> <li>Não considera a força entre as fatias</li> <li>Satisfaz o equilíbrio de momentos</li> </ul>	Assume que a resultante das forças entre as fatias é paralela a sua base	Circular
Bishop Simplificado (1955)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Satisfaz o equilíbrio de forças verticais</li> <li>Não considera a força entre as fatias</li> </ul>	Assume que as forças entre fatias são horizontais	Circular
Janbu simplificado (1968)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais</li> </ul>	Assume que o peso das forças entre fatias situa-se acima da base da fatia, variando de fatia para fatia. Forças cisalhantes entre fatias é zero, onde um fator de correção é introduzido	Qualquer
Morgenstern e Price (1965)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Satisfaz o equilíbrio de momentos</li> <li>Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais</li> </ul>	Assume que a inclinação das forças entre fatias pode ser a mesma ou variar de fatia para fatia	Qualquer
Spencer (1967)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Satisfaz o equilíbrio de momentos</li> </ul>	Assume que a resultante das forças entre fatias tem	Qualquer

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais</li> </ul>	uma inclinação constante para todas as fatias	
Sarma (1973)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Satisfaz o equilíbrio de momentos</li> <li>• Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais</li> </ul>	Assume que a distribuição das forças internas de cisalhamento é conhecida	Qualquer

---

Fonte: Adaptado de Duncan e Wright (2014) -

Apesar das limitações provocadas pelas hipóteses simplificadoras, os métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio apresentam acurácia necessária para a maior parte das condições práticas encontradas na engenharia. Dentre estes métodos, os mais utilizados em análises de estabilidade são os de Spencer, Janbu, Morgenstern & Price e Sarma. No entanto o método de Bishop Simplificado, embora não considere todas as equações de equilíbrio, apresenta resultados muito próximos aos que assim procedem. Em geral, os resultados entre estes métodos não diferem muito entre si (Frenlund e Krahn, 1976; Duncan, 1996; Silva, 2007) -

Como já tratado, geralmente as análises de estabilidade de taludes são realizadas por métodos determinísticos. No entanto, estes métodos não quantificam as incertezas existentes entre os parâmetros de resistência dos materiais, utilizando valores de média de parâmetros do solo para obtenção do Fator de Segurança. Para se efetuar análises mais confiáveis e mais condizentes com a realidade, adotando a grande variabilidade de propriedade dos solos para obtenção de dados mais reais, as análises de estabilidade a partir de métodos probabilísticos apresentam-se como alternativa, conforme tratado em uma próxima seção.

Apesar de muito difundidos, em geral, a maioria destes métodos despreza a condição não-saturada dos solos. Na prática da engenharia, é algo comum não considerar a influência de solos não saturados, mais especificamente da sucção promovida por esta condição. No entanto, está sendo cada vez mais frequente, em sua maioria no meio científico / acadêmico, a análise do comportamento geotécnico considerando tal condição.

### 2.2.2.2 Métodos determinísticos de análise de estabilidade de talude

Muito comum entre os profissionais da área da engenharia geotécnica, as análises de estabilidade baseadas nos métodos determinísticos, comumente baseados em métodos de equilíbrio limite, são geralmente utilizadas na prática. Dentre estes pode-se citar os métodos de Bishop (1955), Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965) e Janbu (1973) -

Estes métodos consideram o equilíbrio de uma massa de solo que tende a deslizar sob a influência principal da gravidade, em que a ruptura é descrita como a condição de quando as forças acionantes (ou momentos) igualam-se as forças resistentes (ou momentos) (Kaur e Sharma, 2016) - O método de equilíbrio limite ainda pode ser descrito pela hipótese de existir o equilíbrio em determinada massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência da ruptura ao longo de uma superfície plana, poligonal, circular ou mista (Ferreira, 2012) -

Com base na hipótese citada, uma grandeza física, conhecida como Fator de Segurança (FS), que indica se determinado talude se encontra ou não próximo da ruptura, foi proposta. Zheng et al. (2006) apresenta duas definições para o fator de segurança. A primeira define o FS como o fator pela qual a resistência do solo deveria ser dividida para levar a encosta para o estado de equilíbrio crítico. A segunda, mais adotada e retificada por Huang (2014), define o FS como a razão entre as forças resistentes totais e as forças acionantes totais ao longo de uma certa linha de deslizamento.

$$\tau = \frac{s}{FS} \quad (1)$$

Onde,  $\tau$  corresponde a tensão cisalhante atuante e  $s$  diz respeito a resistência ao cisalhamento dos solos descrita pela a envoltória de resistência Mohr-Coulomb que pode ser esboçada em termos totais ou efetivos:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Em que  $c$  é equivalente ao intercepto de resistência,  $\sigma$  é a tensão no plano de ruptura e  $\phi$  é o ângulo de atrito.

Verifica-se que para a adoção destes métodos é necessário o conhecimento das envoltórias de resistência, que podem ser consideradas em termos totais e efetivos. Massad (2003) mostra, para as análises da estabilidade de taludes, equivalência entre os termos totais e efetivos, uma vez que ao considerar as tensões

totais é admitido que as poropressões desenvolvidas nos ensaios tentam simular as condições de carregamento e drenagem de campo e ao considerar as tensões efetivas é assumido que as poropressões são conhecidas ao longo da superfície de ruptura, por ocasião da mesma.

Em se tratando do Fator de Segurança e do estado em que o talude se encontra baseado neste valor, existe uma normatização brasileira que recomenda valores de FS de acordo com o grau de segurança necessário ao local. A ABNT NBR 11682:2009 prescreve ainda os requisitos exigíveis para estudo, projeto, execução e controle de cortes, aterros e obras de estabilização em taludes. A Tabela 4 apresenta os fatores de segurança mínimos contra o deslizamento recomendados por esta norma.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

<b>Nível de segurança contra danos a vidas humanas</b>				
<b>Nível de segurança contra danos materiais e ambientais</b>		<b>Alto</b>	<b>Médio</b>	<b>Baixo</b>
<b>Alto</b>		1,5	1,5	1,4
<b>Médio</b>		1,5	1,4	1,3
<b>Baixo</b>		1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT (2009) -

O aprimoramento das ferramentas computacionais trouxe uma praticidade na solução de diversos problemas da engenharia geotécnica. A análise da estabilidade de taludes foi um dos problemas beneficiados pela utilização destas ferramentas, tornando uma tarefa relativamente simples de ser executada quando se conhece as características geotécnicas e os parâmetros do solo em questão. No entanto, Albataineh (2006) afirma que a seleção do método de análise mais adequado para cada encosta não é tão fácil, necessitando de um esforço na coleta de informações e observações em campo, com o objetivo de compreender o possível mecanismo de ruptura, determinando assim qual deve ser o método de cálculo mais apropriado para cada situação. Dessa forma, na próxima seção serão abordados, de forma sucinta, os principais métodos de análise.

### 2.2.2.3 Métodos probabilísticos de análise de estabilidade

As análises probabilísticas são um meio de obter maior confiabilidade diante das incertezas que pairam sobre o âmbito geotécnico. Para Assis et al (2001), os métodos probabilísticos surgem como forma de integrar a variabilidade dos parâmetros no projeto, podendo ter como estimativa a confiabilidade e risco de ruptura.

Este tipo de análise está fundamentado nos princípios das análises determinísticas de estabilidade de talude, que usam o método do equilíbrio limite, porém tem como vantagem a possibilidade da quantificação das incertezas inerentes a este tipo de estudo. Duncan (2001), listou algumas das principais vantagens da utilização da análise probabilística aplicada à engenharia geotécnica segundo várias fontes, apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Vantagens da análise probabilística para estabilidade de talude

<b>Autor</b>	<b>Benefícios da Análise de Probabilidade, Confiabilidade</b>
Christian e Baecher	Fornece uma estrutura para estabelecer apropriados fatores de segurança e dirige melhor a um entendimento da relativa importância das incertezas.
Ladd e Da Re	Fornece um método sistemático para avaliar combinadas influências de incertezas dos parâmetros que afetam o fator de segurança. Fornece um sistemático método de determinação do grau de segurança, ao menos em termos relativos.
Moriwaki e Barneich	Quantifica a contribuição de todas as incertezas de cada parâmetro.
Koutsoftas	Fornece uma ferramenta útil para avaliar o risco associado com recomendações de projeto.

Fonte: Duncan (2001) -

A caracterização e a redução das incertezas ainda são pouco exploradas pelos pesquisadores. Os métodos determinísticos utilizados pelos engenheiros que trabalham com fundações, barragens e estabilidade de talude, em geral são bem-sucedidos, isto unido ao fato de haver poucos estudos de caso com análises

probabilísticas aplicados aos problemas geotécnicos tradicionais torna a utilização dos métodos estatísticos ainda mais arrefesado.

Segundo a USACE (1999), o uso do tratamento probabilístico para a determinação de um parâmetro pode quantificar suas incertezas e alcançar intervalos confiáveis. As propriedades incertas do solo são tratadas como variáveis aleatórias que são representadas estatisticamente por sua média, desvio padrão ou coeficiente de variação e distribuição de probabilidade da função. Quando o número de ensaios não é expressivo pode-se utilizar o coeficiente de variação estimados (desvio padrão sobre a média) - A Tabela 6 apresenta a faixa de coeficiente de variação para diversos parâmetros geotécnicos. A Tabela 7 lista os desvios padrão utilizados no trabalho de Sandroni e Sayão (1992), em que mostra os valores de desvio padrão que auxiliaram na determinação do desvio padrão utilizado nas análises probabilísticas deste trabalho.

Tabela 6 - Valores típicos do coeficiente de variação dos principais parâmetros geotécnicos

<b>Parâmetro</b>	<b>Coeficiente de variação</b>
Peso específico	03 (02 a 08)
Coesão	40 (20 a 80)
Coesão não-drenada	30 (20 a 50)
Ângulo efetivo de resistência	10 (04 a 20)

Fonte: Assis et. al. (2012)

Tabela 7 - Parâmetros geotécnicos

<b>Variável</b>	<b>C (kPa)</b>	<b>Φ (°)</b>	<b>γ (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>γ<sub>sat</sub> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
μ	25	38	28,3	29,0
σ	±24,3	±5	±1,4	±1,4

\* μ e σ são respectivamente a média e o desvio-padrão.

Fonte: Sandroni e Sayão (1992) -

Os métodos probabilísticos têm a vantagem de aperfeiçoar e complementar as análises determinísticas, levando em conta as incertezas das variáveis e obtendo como resultado a probabilidade de falha. Existem três métodos bastante utilizados no meio geotécnico, quais sejam: Monte Carlo, FOSM e método dos pontos de estimativa (Rosenblueth) -

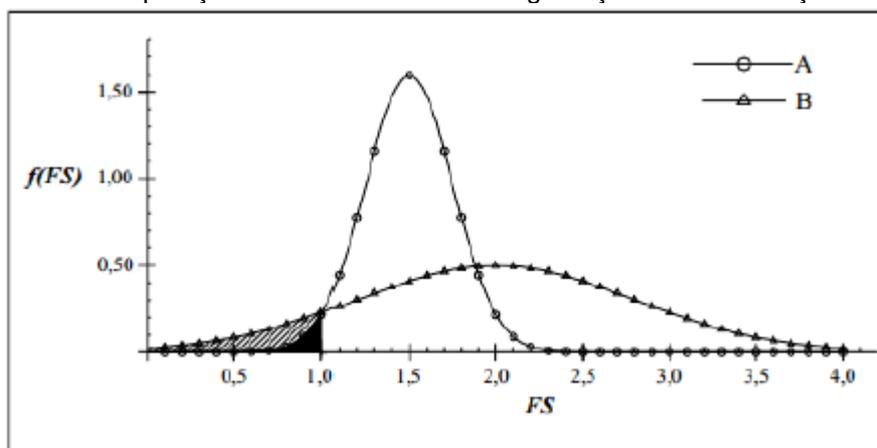
### 2.2.2.3.1 Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura

As normas que se referem a estabilidade de talude, para contornar o déficit em relação a variabilidade dos parâmetros, apresentam tabelas com fatores mínimos de segurança sob dadas condições (Tabela 4) para que a resistência ao cisalhamento do talude seja menor que a calculada sem que haja rompimento.

Segundo Duncan; Wright (2005), os valores tabelados de fatores de segurança garantem a integridade da obra quando os parâmetros utilizados para o cálculo estão no mesmo intervalo de variabilidade utilizados nas normas, senão o talude em questão pode não está sendo atendido pela norma conforme a segurança necessária para garantir sua estabilidade.

Na Figura 9 é vista a variação dos fatores de segurança sob um dado desvio padrão. Para o caso A o FS é de 1,5 e o desvio padrão ( $\sigma$ ) 0,25, para o caso B o FS é 2,0 e o desvio padrão ( $\sigma$ ) igual a 0,80. Como é possível perceber, apesar de o caso B ter um FS comparativamente mais alto, a probabilidade de haver ruptura também é maior.

Figura 9 - Comparação entre dois fatores de segurança e sua distribuição



Fonte: Maia (2003) -

Quando é aplicado o desvio padrão das variáveis utilizando o método probabilístico, obtêm-se uma gama de fatores de segurança. Em geral, a análise de estabilidade de talude usando o método probabilístico se baseia na obtenção do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), que permite quantificar a probabilidade de ruptura ( $Pr$ ), sendo ambos associados ao fator de segurança adotado. Desta forma, sabe-se com maior precisão os riscos incorporados na utilização de determinado fator de segurança.

De forma genérica, a probabilidade de ruptura ( $Pr$ ) pode ser obtida através do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), como:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3)$$

Onde, neste caso, M é a margem de segurança,  $\mu_M$  é valor médio e o  $\sigma_M$  é o valor do desvio padrão da margem de segurança.

A margem de segurança (M) é calculada como sendo a diferença entre a resistência (R) e a solicitação (Q) -

$$M = R - Q \quad (4)$$

Se a resistência e a solicitação seguem distribuições normais, então o índice de confiabilidade pode ser obtido pela expressão:

$$\beta = \frac{\mu_{(FS)} - 1}{\sigma_{(FS)}} \quad (5)$$

Em que,  $\mu_{(FS)}$  e  $\sigma_{(FS)}$  são respectivamente a média e o desvio padrão do fator de segurança. No caso de se ter uma distribuição log-normal, o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) será:

$$\beta = \frac{\mu_{(\ln FS)}}{\sigma_{(\ln FS)}} \quad (6)$$

Onde:

$$\mu_{(\ln FS)} = \ln(\mu_{FS}) - \frac{\sigma_{\ln FS}^2}{2} \quad (7)$$

$$\sigma_{(\ln FS)} = \sqrt{\ln(1 + c_{v,FS}^2)} \quad (8)$$

Sendo:

$$c_{v,FS} = \frac{\mu_{(FS)}}{\sigma_{(FS)}} \quad (9)$$

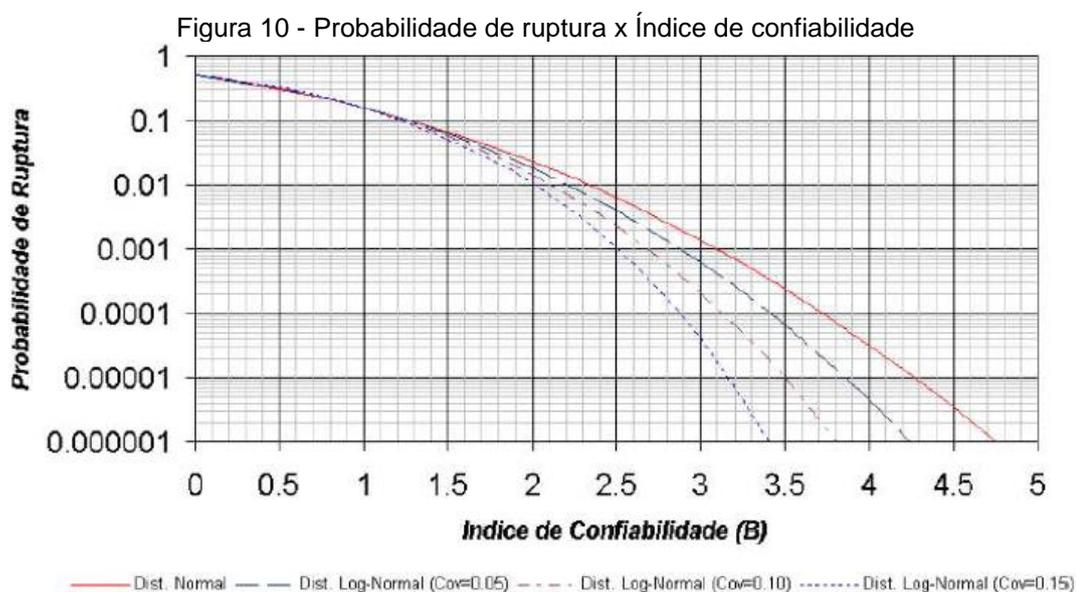
A probabilidade de ruptura é obtida por:

$$\text{Pr} = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (10)$$

Onde:  $\Phi$  é a função da distribuição normal e  $\beta$  é o índice de confiabilidade.

Com o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) obtido, também é possível correlacionar o resultado em um gráfico e se obter a probabilidade de ruptura (Pr), deixando claro, desta forma, a importância do conhecimento do índice de confiabilidade.

São encontrados na literatura diversos gráficos que apresentam a correlação entre o  $\beta$  e a  $P_r$ , porém que se diferenciam por apresentarem resultados levando em consideração vários tipos de distribuição de fator de segurança. Neste trabalho é apresentada a curva de Sandroni e Sayão (1992), na Figura 10.



Fonte: Sandroni e Sayão (1992) -

Percebe-se pela Figura 10, que para valores de índice de confiabilidade iguais ou maiores que 1,5, a probabilidade de ruptura é um pouco maior para a distribuição normal. Devido a isto, assumir distribuição de probabilidades normais quando há ausência de dados ou pouca informação é um procedimento a favor da segurança, porque a probabilidade de ruptura estará ligeiramente maior.

#### 2.2.2.3.2 Método de Monte Carlo

O método de Monte Carlo é um método estatístico usado em várias áreas de conhecimento, e é considerado para problemas de estabilidade de taludes como um método direto e exato (FARIAS; ASSIS, 1998) - Devido a sua grande facilidade de aplicação em computadores e por considerar as variáveis aleatórias, este é um dos métodos mais utilizados para se realizar análise de estabilidade de talude.

O funcionamento da simulação de Monte Carlo se caracteriza por gerar uma sequência de números aleatórios de acordo com a função de densidade de probabilidade da variável.

Este método é uma técnica poderosa, onde se aplica tanto para problemas lineares quanto para não lineares, porém exige um grande número de simulações para

proporcionar uma distribuição confiável, principalmente se a probabilidade de falha é muito pequena porque desta forma o número de simulações necessárias para se obter um resultado com precisão é bem expressivo, tornando o método impraticável, isto de acordo com Griffiths, 2007.

Flores (2008) afirma que a situação ideal seria realizar as análises de Monte Carlo em um conjunto de superfícies. Porém, este método é aplicado para cada superfície de ruptura isoladamente, o que torna o procedimento denso sob o aspecto computacional. Para se obter então a melhor resposta, exigindo um esforço computacional satisfatório, mas não demasiado, EL-Ramly (2001) ressalta que usualmente adota-se a superfície de ruptura crítica dada pela análise determinística, onde as simulações probabilísticas são realizadas apenas para esta superfície. O mesmo autor ainda comenta que no caso em que as incertezas dos parâmetros afetem o fator de segurança da mesma maneira, então as superfícies tendem a coincidir, enquanto se ocorrer o contrário, as superfícies podem ser consideravelmente diferentes.

Como discutido por Flores (2008), o método de Monte Carlo necessita que se tenha informações prévias sobre a função de densidade de probabilidade dos parâmetros variáveis considerados nas análises probabilísticas. Flores ainda explica sobre como o método funciona, em que a partir das funções de densidade é imposto um valor sobre cada uma das variáveis do problema, de forma aleatória, para cada uma das simulações. A partir disto, no fim de todas as simulações é gerado um histograma com todas as informações geradas de todas as simulações realizadas permitindo que seja traçado a função de probabilidade do fator de segurança.

O autor Gama (2006), afirma a importância do uso do método de Monte Carlo como uma ferramenta válida para obter as probabilidades de ruptura de um talude quando alguma das variáveis necessárias na estabilidade não é claramente conhecida.

O corpo de engenheiros americanos – USACE (1999), afirma as seguintes vantagens sobre o uso do método de Monte Carlos:

- A estimativa da função de distribuição permite que os valores estimados para probabilidade de ruptura sejam mais precisos;
- É possível programar a simulação do software com o Excel para o cálculo do Risco.

Para o mesmo autor, as desvantagens seriam:

- Conhecer como as variáveis aleatórias se comportam, sendo necessário saber a distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias;
- A precisão dos valores estimados é proporcional à raiz quadrada do número de iterações, logo se a precisão for dobrada, o número de iterações será o quádruplo.

### **2.2.3 Influência da sucção na estabilidade de taludes**

Devido a argumentação de que a sucção não deve ser considerada nas análises de estabilidade realizadas em taludes preconizando a segurança, o efeito da sucção é comumente ignorado, mesmo sabendo que os taludes se encontram, em sua grande maioria, na condição não saturada. Na prática da engenharia, tem-se como arriscado a realização de uma análise, que apesar de rigorosa e demorada, apresenta um grau de incerteza elevado. Estas incertezas giram em torno, principalmente, das condições climáticas, que são de difícil previsão e que podem acontecer de maneira imprevisível, independente das tecnologias aplicadas para tais fins. Apesar disso, a literatura apresenta diversos estudos que demonstram a importância da sucção, e que a mesma deve ser levada em consideração na estabilidade de taludes não saturados. Dentre estes estudos, cita-se Krahn et al. (1989); Rahardjo et al. (2002); Lu et al. (2008); Mossad et al. (2013); Gerscovich et al. (2015); Miller et al. (2015); Mahmood et al. (2016); Park (2016); Gofar e Rahardjo (2017); e Kristo et al. (2017) -

A resistência ao cisalhamento é diretamente afetada pela infiltração de água em um solo não saturado. Essa infiltração diminui a sucção matricial e conseqüentemente influencia na probabilidade de ruptura do talude. Desta maneira, as rupturas de taludes não - saturados estão intimamente relacionadas às chuvas e a infiltração, necessitando de uma extensa e detalhada análise de fluxo, que considere as informações pluviométricas da região, a permeabilidade e a sucção mátrica dos solos que compõe o talude (Krahn et al., 1989; Mahmood et al., 2016) -

A sucção inicial do solo desempenha um papel importante na estabilidade de uma encosta de solo não saturado. Em geral, este parâmetro depende de vários fatores, como: tipo de solo, condições da água subterrânea e condições climáticas. Solos com altas percentagens de areia possuem a tendência de apresentarem perdas acentuada da umidade quando a sucção ultrapassa determinado valor. Isso ocorre

devido a existência de poros maiores e mais conectados. Já solos argilosos apresentam perdas mais suaves da umidade (Fredlund, 1981; Fredlund, 1987; Fredlund e Xing; 1994) -

A sucção varia inversamente com o grau de saturação ou umidade do solo. Ou seja, a medida que o solo se aproxima da saturação (100%) a sucção tende a um valor nulo. A representação gráfica da sucção existente no solo é denominada curva característica, que pode ser definida como a relação entre a água presente nos poros e a sucção (Campos, 1984) - As medidas de sucção podem ser realizadas diretamente em campo utilizando equipamentos como tensiômetros, ou em laboratório a partir de diversos métodos como, placa de pressão, psicômetro e papel filtro (Marinho, 1997) - Nesta dissertação, a curva característica dos solos foi determinada através do método de laboratório do papel filtro, tratado posteriormente na apresentação da metodologia.

O comportamento de solos não saturados tem sido tópico de diversas pesquisas voltadas, em geral, para o estudo de solos não saturados que apresentam comportamentos peculiares, como solos colapsíveis e expansivos. No entanto, existem uma quantidade considerável de estudos que abordam esta temática na análise de estabilidade de taludes, tratando desde conceitos básicos, métodos para medição da sucção dos solos até a aplicação dos resultados nas análises propriamente ditas. Além dos trabalhos acima citados, outras pesquisas que tratam deste tema de uma maneira mais profunda podem ser citadas como os trabalhos de Ng e Shi (1998), Campos (1984), Calle (2000), Santos e Vilar (2004) e Lu e Godt (2008) -

### 2.3 SÍNTESE DO CAPÍTULO SOLOS RESIDUAIS E ASPECTOS GERAIS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Este capítulo teve como objetivo apresentar a fundamentação teórica do tema tratado, resumindo os principais conceitos que envolvam o tema proposto nesta dissertação, apresentando referências literárias nacionais e internacionais. Citando trabalhos clássicos, bem como trabalhos atuais, com o intuito de mostrar os avanços proporcionados para a engenharia geotécnica que estudos nesta temática promovem.

### 3 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

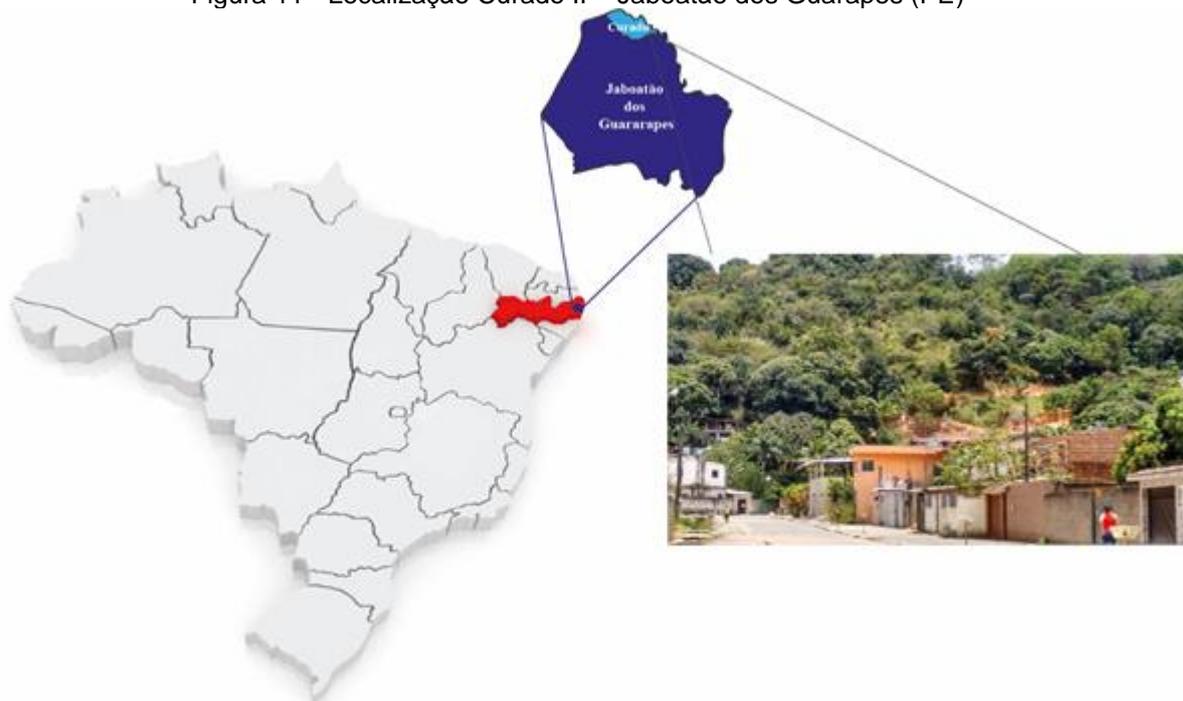
O presente capítulo tem como objetivo apresentar os aspectos físicos da presente área de estudo, incluindo o clima e a geomorfologia, também serão abordadas características da geologia do local, incluindo a visualização de mapa. Além disso, constará de um breve histórico sobre os deslizamentos que já ocorreram no município em que a encosta estudada se situa, realizando desta forma uma caracterização geral da área de estudo.

#### 3.1 ASPECTOS GERAIS DO MUNICÍPIO DE JABOATÃO DOS GUARARAPES–BAIRRO CURADO II

A área de estudo é localizada no município de Jaboatão dos Guararapes, fundado em 4 de maio de 1593, pertencente a Região Metropolitana do Recife (RMR), localizado no estado de Pernambuco entre os paralelos 8° 2' 48" e 8° 14' 31" de latitude sul e os meridianos 34° 54' 23" e 35° 6' 54" de longitude oeste. Ocupa uma área de aproximadamente 259 km<sup>2</sup> e uma população de 644.620 habitantes, em que 97,75% residem na área urbana e apenas 2,25% na área rural. Até o ano de 2006, segundo o PMRR do Município, cerca de 251.621 habitantes (43% em relação a população da época) ocupavam áreas de morros, abrigando-se na sua maior parte em assentamentos precários, ocasionando situações de risco. De acordo com o Instituto Nacional de Geografia e Estatística – IBGE 2010, a densidade demográfica bruta do Município era de 2.491,82 hab/Km<sup>2</sup>, portanto é uma área predominantemente urbana.

Jaboatão é dividida em três distritos, sendo eles: Jaboatão (Distrito I); Prazeres (Distrito II) e Cavaleiro (Distrito III) - A encosta estudada situa-se no distrito III, no bairro do Curado, mais precisamente no curado II (este bairro foi desmembrado em 5 outros bairros residenciais devido a sua grande extensão - Curado I, II, III, IV, V) - A Figura 11 apresenta a área de estudo.

Figura 11 - Localização Curado II – Jaboatão dos Guararapes (PE) -



Fonte: A autora (2019) -

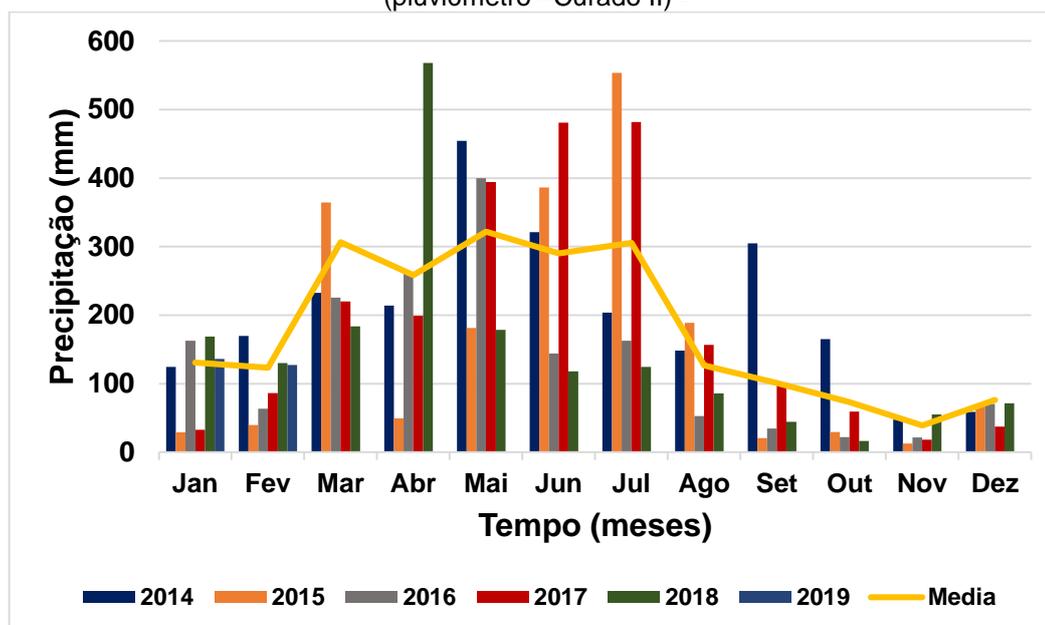
### 3.1.1 Aspectos climáticos

O Município em que se encontra a área de estudo encontra-se com características gerais de os climas do tipo Am (Sendo quente e úmido com taxa de precipitação superando a de evaporação), segundo a classificação climática de Köppen-Geiger. Esta classificação determina 5 grandes grupos, que variam de A a E, divididos em diversos subgrupos. A primeira letra, escrita em maiúsculo, denomina a estrutura geral do clima, sendo “A” o grupo correspondente ao clima tropical. Já a segunda letra, escrita em minúsculo, especifica o tipo de clima dentro da classificação geral, sendo “m” equivalente a um clima de moções (Kottek et al., 2006) - Já a temperatura média anual em Jaboatão é de 25.3 °C (Climate-data org, 2019) -

Os dados pluviométricos de Jaboatão dos Guararapes são coletados desde 2014. As precipitações médias mensais indicam que os meses mais chuvosos são de março a agosto (outono – inverno), e dentro deste período as precipitações pluviométricas oscilam de 140 a 270 mm mensais - sendo este período de grande importância para defesa civil da região – e média anual apresentando valores superiores a 1500 mm (Pfaltzgraff, 1996) - A Figura 12 apresenta os dados pluviométricos no período de 2014 a 2019, tais dados foram fornecidos pelo Centro

Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) - A localização deste pluviômetro está em coordenadas UTC: 8,05 – 9,25, encontrado no bairro em que a área de estudo está inserida. Sendo os dados fornecidos pelo CEMADEN descritos na Tabela 8.

Figura 12 - Precipitações mensais registradas no período de 2014 a 2019 e média do período (pluviômetro –Curado II) -



Fonte: A autora (2019) -

Tabela 8 - Precipitações mensais e anuais (período de 2014 a 2019)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Anual
2014	124	170	233	214	454	321	204	149	305	165	48	59	2445
2015	29	40	364	50	181	386	554	189	21	29	13	67	1923
2016	163	63	226	262	400	144	163	53	35	22	22	70	1622
2017	33	87	220	199	394	481	482	157	100	59	18	37	2267
2018	169	130	184	568	179	118	125	86	44	16	55	72	1745
2019	136	127	198	169	210	427	390						

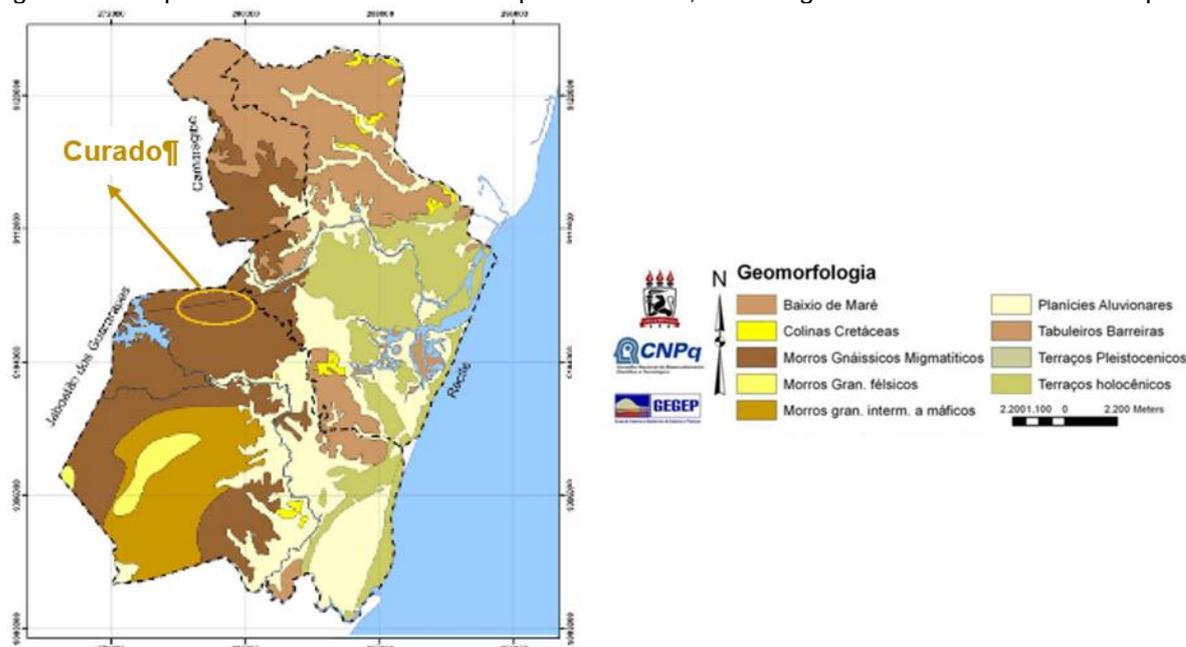
Fonte: A autora (2019) -

Através dos dados expostos acima, percebe-se que os meses em que as precipitações ocorrem em maior quantidade se dá entre os meses de março e julho, estando em coerência com a literatura. Porém os índices pluviométricos indicam números razoáveis também para os meses de janeiro, fevereiro e agosto. Já o período compreendido entre setembro e dezembro, considerado de baixa precipitação pluviométrica, com exceção do ano de 2014 em que ocorreram intensas precipitações com média de 235 mm, neste período. Este ano de 2014 também foi o que houve maiores precipitações, com média anual de 2445 mm. Conforme os dados, de forma geral nos últimos seis anos as máximas precipitações ocorreram no mês de maio com máximas de 454 mm em 2014; 400 mm em 2016 e 394 mm em 2017. Observa-se ainda que no mês de abril de 2018 se atingiu o maior índice de precipitação, com 568 mm de chuva, de acordo com os dados pluviométricos coletados.

### **3.1.2 Relevo da região**

O relevo da área de estudo caracteriza-se por três unidades distintas: Planalto litorâneo rebaixado, sendo formado sobre rochas cristalinas e formação cabo, composto por morros e colinas; planície costeira, constituída pelos terraços marinhos das eras pleistocênicas e holocênicas; terraços fluviais e baixios de maré; tabuleiros costeiros com trechos sedimentares da formação barreira e alodoais. Caracteriza-se também por uma quebra pronunciada entre planícies e morros, com altitudes de até 100 metros. Na Figura 13 é apresentado um mapa retratando a geomorfologia assim como um destaque na área de estudo.

Figura 13 - Mapa Morfoestrutural dos Municípios do Recife, Camaragibe e Jaboatão dos Guararapes.



Fonte: Adaptado de Bandeira (2010) -

No Curado, o relevo encontrado é apresentado sob a forma de anfiteatros responsáveis pela intensa sedimentação, tendo em vista o acúmulo de água advinda das chuvas. As curvaturas das encostas são consideradas predominantemente côncavas, as poucas encostas convexas estão associadas a divisores entre os anfiteatros. Dessa forma há uma maior predisposição para que ocorra deslizamentos nesta área, uma vez que encostas que apresentam configuração côncava ou que possuem segmentos côncavos em sua seção, por serem zonas de convergência de fluxo de água e por possuírem material disponível para a mobilização, são as mais favoráveis à ocorrência de deslizamentos, conforme GEORIO, 2014, Coutinho et al., 2017.

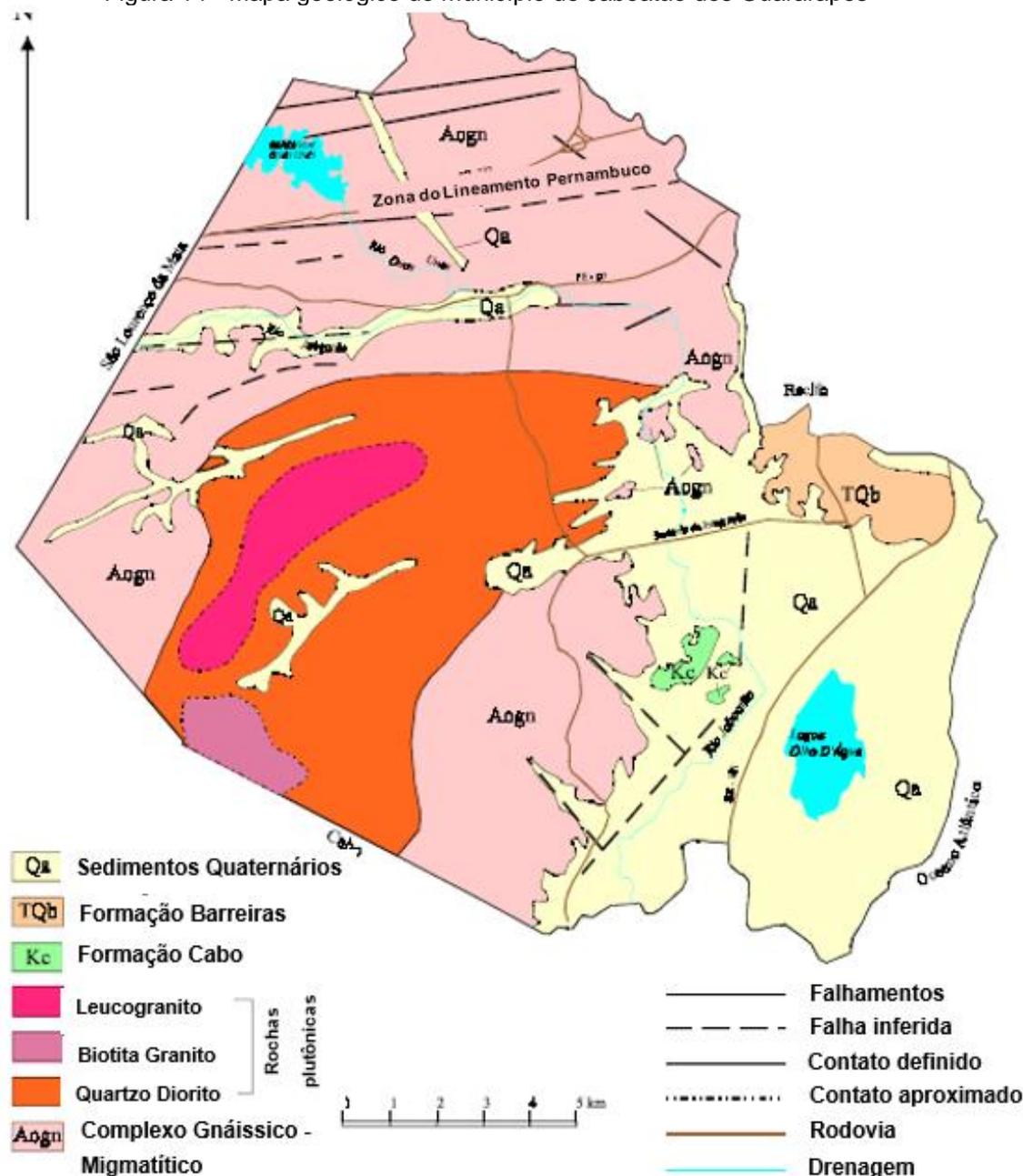
Em relação a declividade (17 a 27 graus e altura das encostas entre 40 a 100 m), destaca-se como uma classe predominantemente forte. Informações bastante importantes, haja vista que a forma e a declividade de encostas são características de grande importância para o entendimento dos movimentos gravitacionais de massa.

### 3.1.3 Geologia da região

As características geológicas apresentadas pelo Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR) de Jaboatão dos Guararapes do ano de 2006 apontam a existência de basicamente 4 conjuntos diferenciados de geologia na região: as rochas cristalinas do Maciço Pernambuco-Alagoas; as rochas vulcano-sedimentares da bacia

sedimentar Cabo (formação Cabo); os sedimentos terciários da formação barreiras e da formação algozoais; e os sedimentos quaternários das planícies aluviais e costeira. No entanto o Município é predominantemente formado por rochas do embasamento cristalino, como é possível observar na Figura 14.

Figura 14 - Mapa geológico do município de Jaboatão dos Guararapes

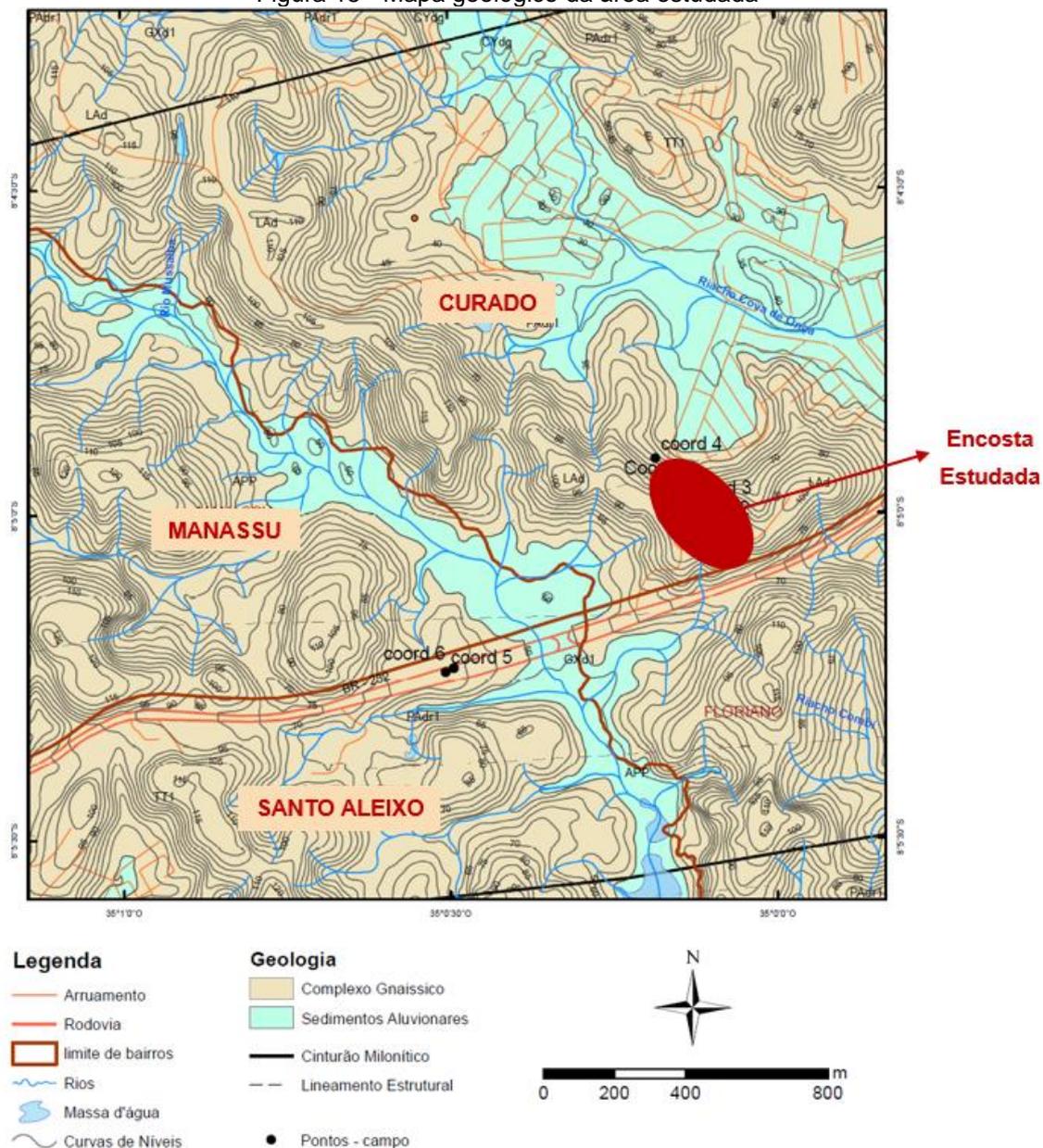


Fonte: Adaptado de CPRM (1996) -

Na área de estudo, as rochas encontradas estão inseridas no maciço Pernambuco-Alagoas, sendo de composição granítica (granitos, migmatitos, gnaisses e micaxistos) pertencentes ao Complexo Gnáissico-Migmatítico-Granítico, que além de está presente no curado II, conforme Figura 15, predomina nas partes norte, oeste

e sudoeste do município. Segundo Bandeira (2010), estas rochas graníticas, quando submetidas ao intemperismo químico modificam sua estrutura transformando os feldspatos em materiais argilosos, o que contribui para ocorrência de deslizamentos.

Figura 15 - Mapa geológico da área estudada



Fonte: GEGEP/UFPE (2018) -

A Figura 15 mostra o local de estudo e a geologia em que está inserido, este produto foi formulado através de pesquisa realizada pelo Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres (GEGEP-UFPE), coordenado pelo Professor Doutor Roberto Quental Coutinho.

O Complexo Gnáissico-Migmatítico-Granítico, segundo Alheiros (1998) é composto por rochas metamórficas, sendo basicamente gnaisses porfiroclásticos de idade arqueana (2,1 a 1,5 bilhões de anos) - Este litotipo compreende rochas ortoderivadas com arranjos graníticos e doritos, migmatizados. Este embasamento cristalino compreende quatro fases de deformação, em que a última se caracteriza com a de falhamento ocorrido sob regime cisalhante e que resultou no Lineamento Pernambuco.

A Zona de Cisalhamento Pernambuco (ZCP), antigo Lineamento Pernambuco, na sua porção leste, que é a parte em que o município abrange, inicia-se na zona costeira de Recife e estende-se por 200 km na direção oeste. Trata-se de uma zona de cisalhamento dextral, segmentada em faixas miloníticas de baixa e de alta temperatura, de acordo com Melo (2002), Neves e Mariano (1999) - Desta forma, as rochas que se encontram nesta zona de falha são foliadas, com textura cataclásica, sendo possível observar o estiramento dos seus minerais. Os maciços cristalinos que compreendem esta área estão sob camadas de seus solos residuais, com presença de matações no terreno. Sendo assim, os solos residuais provenientes dos milonitos, devido ao intenso cisalhamento são de fácil percolação determinando um alto grau de alteração pelo intemperismo químico (Bandeira et. al.,2010) -

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO LOCAL DAS ÁREAS DE ESTUDO

Após apresentação das características gerais da região onde a encosta estudada está localizada, será tratado especificamente desta encosta.

#### 3.2.1 Localização das encostas

A área de estudo compreende uma encosta estudada no município de Jaboatão dos Guararapes, no bairro do curado II, próximo a uma Unidade de Pronto Atendimento (UPA - Curado), conforme visto da Figura 16. A Encosta está localizada na Av. Nossa Senhora da Conceição, possuindo coordenadas em UTM: longitude de 279349 mE, latitude de 9105988 mS e zona 25 L (Figura 17) - No Apêndice B, verifica-se a área de estudo e imagem satélite, para que se possa ter uma visão geral da encosta estudada.

Figura 16 - Visão geral da encosta estudada



Fonte: Google Earth (2019) -

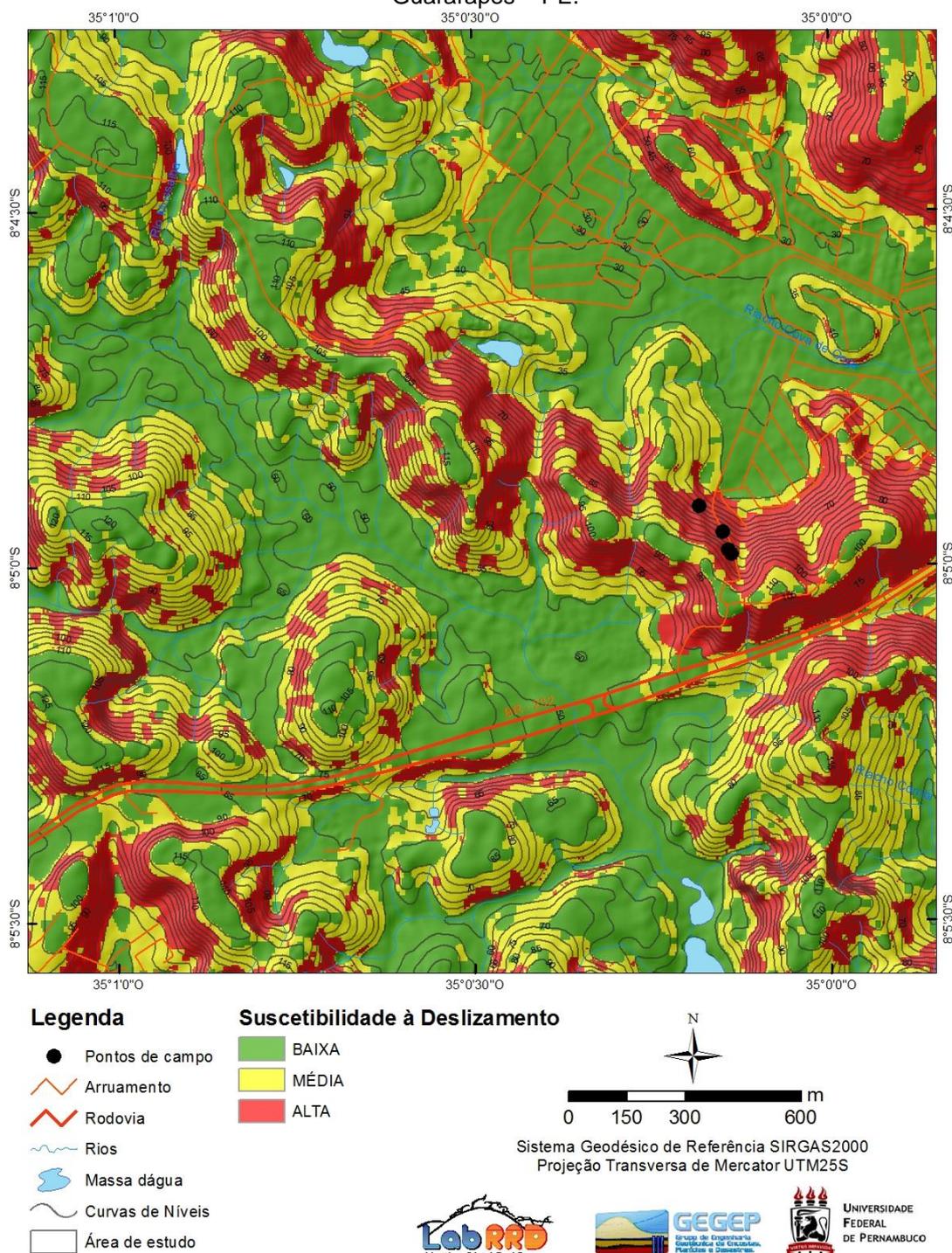
Figura 17 - Vista geral da encosta



Fonte: Google Earth (2019) -

A Figura 18 apresenta um mapa de suscetibilidade a deslizamento para a região onde a encosta está inserida (Coutinho et al., 2019) - Nela é possível observar que a encosta estudada nesta dissertação é apresentada na área de alta suscetibilidade ao deslizamento.

Figura 18 - Mapa de Suscetibilidade a deslizamento para Curado, município Jaboatão dos Guararapes – PE.



Fonte: Coutinho et al. (2018) -

A Figura 19 apresenta uma visão detalhada da encosta estudada, onde é possível observar a ocorrência de processos erosivos.

Figura 19 – Vista detalhada da encosta



Fonte: A autora (2019) -

### 3.2.2 Histórico deslizamentos Jaboaão dos Guararapes

O bairro do Curado surgiu no final da década de 1970 com a implantação de um conjunto habitacional que deu origem ao nome do bairro, sendo ele composto por cinco partes: Curado I, Curado II, Curado III, Curado IV e Curado V. O Curado II, que é onde está localizada a encosta estudada nesta dissertação, foi instalado nas terras do antigo engenho Santo Amarinho, Cova de Onça e São Francisco. Seu crescimento aconteceu de forma desordenada, sem nenhum planejamento, acarretando assim as ocupações nas encostas locais, que com a ação antrópica desencadeou um aumento na ocorrência de deslizamentos, o que vem ocorrendo até hoje.

De acordo com dados obtidos pela defesa Civil de Jaboaão dos Guararapes, Os Curados tiveram em 2017, 51 ocorrências relacionadas a deslizamentos, em 2018 foram 45 chamados. Desta forma, vê-se a importância do estudo de movimento de massa nesta região.

### 3.3 SÍNTESE DO CAPÍTULO CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo objetivou a caracterização geral do município cuja áreas de estudo estão inseridas, apresentando características climáticas, geomorfológicas e geológicas do município de Jaboaão dos Guararapes. Além disso, foram

apresentadas características locais da encosta tema desta dissertação, mostrando sua localização e destacando particularidades. Ainda concernente a descrição mais focada na encosta estudada, foram mostrados alguns dados de deslizamentos que ocorreram no bairro do Curado, em encostas próximas aquelas estudadas nesta pesquisa, enfatizando a importância do tema na região.

#### **4 METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO E DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS**

Este capítulo destina-se a apresentação da metodologia aplicada na investigação geológica – geotécnica realizada em campo e em laboratório. Em campo serão abordadas as atividades que abrangem as investigações de superfícies (levantamentos planialtimétricos), as investigações de subsuperfície (sondagem SPT) e amostragem realizada. Já em laboratório, a campanha de ensaios realizados no laboratório de solos e instrumentação da UFPE, incluem ensaios de caracterização física (análise granulométrica), ensaios de resistência e deformabilidade (cisalhamento direto, triaxial CD e edométrico), ensaio de permeabilidade (Tri-Flex) e determinação da curva característica (método do papel filtro) - Ainda em laboratório, foram realizados ensaios referentes as amostras de rocha que foram extraídas, tais quais, índices físicos, mineralogia e resistência à compressão. Os resultados obtidos a partir da campanha de investigação geológica-geotécnica serão tratados no Capítulo 5.

Este capítulo ainda apresenta a metodologia empregada na análise de fluxo e estabilidade das encostas estudadas, apresentando os *softwares* utilizados e as características geotécnicas consideradas nas análises. Os resultados obtidos nas análises de estabilidade das encostas serão mostrados no Capítulo 6.

##### **4.1 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA**

Conforme citado, a campanha de investigação geológica-geotécnica foi desenvolvida em campo e em laboratório. Em campo, a campanha teve como objetivos:

- Caracterizar o perfil geotécnico dos solos;
- Avaliar o índice de resistência à penetração (NSPT) em diversas profundidades;
- Determinar o perfil de umidade em diversas profundidades;
- Realizar uma coleta de amostras deformadas e indeformadas;

A localização dos ensaios de campo, bem como a dos locais onde foram retiradas amostras deformadas e indeformadas (blocos) estão apresentadas na Figura 20. A quantificação dos ensaios realizados em campo encontra-se na Tabela 9.

Figura 20 - Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras



Imagens ©2019 Maxar Technologies, Maxar Technologies, Dados do mapa ©2019 100 m

Fonte: Adaptado do Google Maps (2019) -

Tabela 9 - Investigação de campo

<b>Investigação de Campo</b>	<b>Quantidade</b>
Sondagem de simples reconhecimento (SPT)	01
Coleta de amostras deformadas	03
Coleta de amostras indeformadas (blocos)	06

Fonte: A autora (2019) -

Já em laboratório, a campanha de estudos, referente às amostras de solos, é quantificada na Tabela 10.

Tabela 10 - Ensaios realizados em laboratório (solos)

<b>Ensaios em laboratório</b>	<b>Quantidade</b>
Ensaios de Caracterização	03
Ensaios de Permeabilidade (Tri – Flex)	03
Ensaios Edométricos	06
Ensaios de Cisalhamento Direto (na condição natural, inundado e com reversões múltiplas)	09
Ensaios Triaxiais (CD)	03
Ensaios de sucção (Determinação da Curva Característica)	03

Fonte: A autora (2019) -

Quanto as amostras de rocha, os ensaios realizados em laboratório estão quantificados na Tabela 11.

Tabela 11 - Ensaios realizados em laboratório (rocha)

<b>Ensaios em laboratório</b>	<b>Quantidade</b>
Determinação índices físicos	1
Ensaios mineralógicos	1
Resistência à compressão	2

Fonte: A autora (2019) -

A campanha de ensaios de laboratório objetivou:

- Realizar uma caracterização física dos materiais envolvidos;
- Determinar os parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade dos solos;
- Definir características não-saturadas dos solos;
- Determinar os parâmetros mineralógicos e de resistência do maciço rochoso.

## 4.2 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

Esta seção apresenta a investigação de campo realizada na área de estudo, mostrando de forma direta e sintetizada todos os aspectos relacionados aos trabalhos realizados.

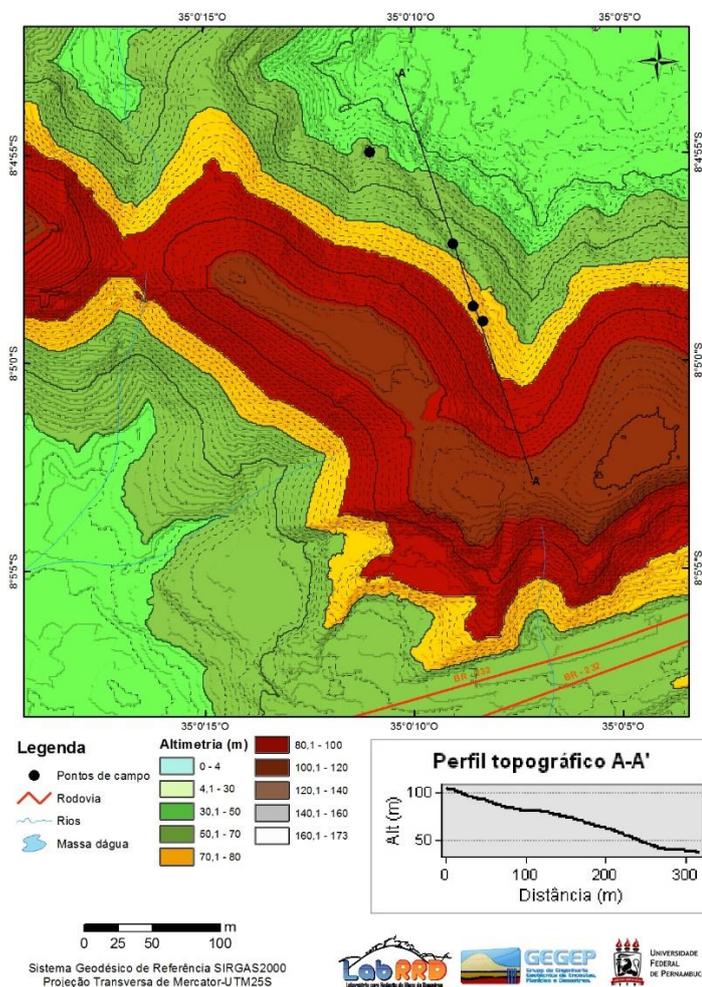
### 4.2.1 Investigação de superfície – Levantamento topográfico

A partir dos dados cedidos pela Defesa Civil do município de Jabotão dos Guararapes ao Grupo de Engenharia Geotécnica de Desastres e Planícies (GEGEP) a definição da topografia da encosta estudada foi determinada. A estruturação dos dados foi realizada através dos *softwares* ArcGis, QGis e Autocad Map. Nesta etapa, todas as atividades foram desenvolvidas com o auxílio da equipe de mapeamento cartográfico do GEGEP.

Para melhor compreensão da topografia da encosta, o modelo digital de terreno (MDT), apresentado na Figura 21 foi gerado. Por definição, este modelo aproxima uma parte ou o todo da superfície contínua do terreno por um conjunto de pontos discretos com valores de altura exclusivos sobre pontos 2D e representa a variabilidade de um

atributo, ou fenômeno geográfico, que ocorre dentro de uma região geográfica de interesse (Felgueiras, 1999; Hirt, 2014) -

Figura 21 – Mapa da altitude das encostas



Fonte: A autora (2019) -

A Figura 21 mostra a hipsometria da encosta, representando a elevação do terreno através da graduação de cores, distribuídas a partir de baixas altitudes (verde escuro) até grandes elevações (amarelo, vermelho e marrom) - A partir das curvas de nível apresentadas no Apêndice A, verifica-se que a encosta apresenta altitude máxima de 75 m e mínima de 30 m, com extensão de 162 m e declividade média de 28°. Um fator importante de ser observado é o relevo em forma de anfiteatro, também conhecido pequenas bacias de drenagem, que como já citado, apresenta zonas de escoamento superficial e de fluxos subsuperficiais.

#### 4.2.2 Investigação de subsuperfície – Sondagens à Percussão (*Standard Penetration Test - SPT*)

Para conhecimento dos materiais e da formação geológica das áreas de estudo, foram realizadas investigações de subsuperfície que compreenderam as sondagens de simples reconhecimento e caracterização geológica da encosta. Para tal, uma sondagem à percussão (SPT) foi realizada no topo da encosta e a partir das amostras extraídas pelo amostrador padrão, o perfil de umidade e granulometria a cada metro de profundidade foi traçado.

O SPT é um ensaio mundialmente difundido, cujo procedimento é amplamente encontrado na literatura, destacando-se os trabalhos de Skempton (1986), Rogers (2006) e Araújo et al. (2018) - Além disso, este ensaio é normatizado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), norma NBR-6484 – Método de Execução de Sondagem.

Como citado, uma sondagem foi realizada no topo da encosta no mês de abril de 2018. Nos dias em que a sondagem ocorreu, o clima pode ser descrito como nublado. A profundidade alcançada durante o processo de sondagem foi de 15,0 m. Nesta profundidade a resistência apresentava altos valores de  $N_{SPT}$ . O furo de sondagem foi realizado pela empresa Ensolo (Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda.), seguindo os padrões estipulados pela Norma NBR-6484 (ABNT, 2001) - A Figura 22 apresenta alguns registros fotográficos da execução da sondagem executada.

Figura 22 - Execução sondagem e detalhe retirada de amostras para caracterização física por profundidade



Fonte: A autora (2019) -

Após a conclusão da sondagem, já com o relatório em mãos, foram determinadas as camadas, onde seriam realizadas as coletas das amostras

indeformadas e deformadas. A escolha de tais camadas foi efetivada tomando como critério principal a resistência à penetração de cada camada, considerando a possibilidade de retirada dos blocos nos locais escolhidos.

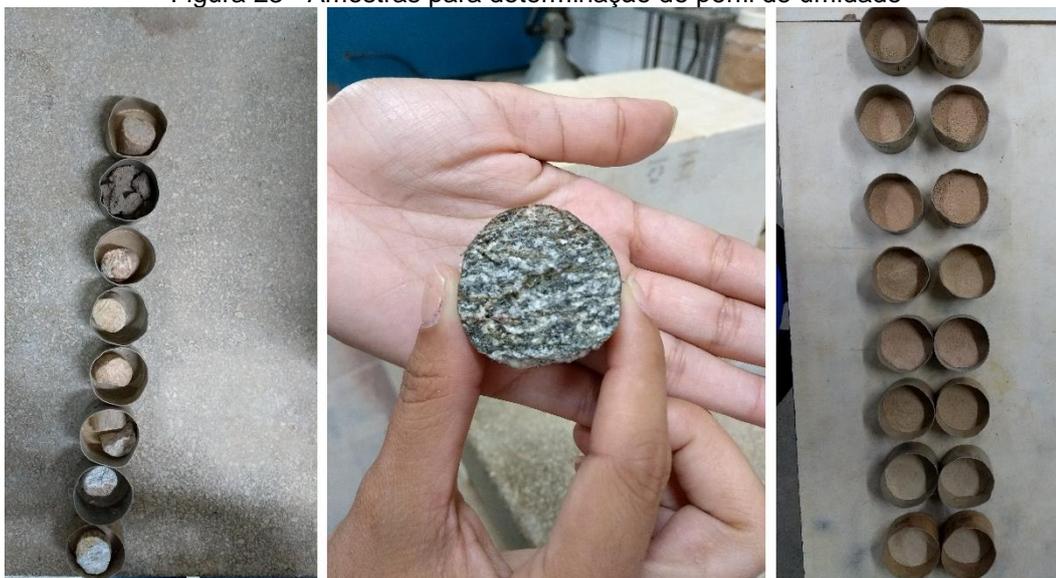
Além da determinação da resistência a penetração, para melhor conhecimento do perfil geológico, realizou-se a determinação da umidade e da granulometria em relação à profundidade através das amostras retiradas pelo amostrador padrão, durante a sondagem SPT.

Sondagens rotativas estavam previstas para serem realizadas no local de estudo, para conhecimento das características do maciço rochoso. No entanto, as vias de acessos presentes na encosta, por ser ainda pouco povoada, não possibilitaram a locomoção do maquinário necessário para execução de tal tarefa.

#### 5.2.2.1 Perfil de umidade

Para determinação do perfil de umidade, foram recolhidas todas as amostras extraídas pelo amostrador padrão no decorrer da sondagem (a cada metro de profundidade) - Objetivando a conservação da umidade, as amostras foram estocadas em embalagens plásticas e acondicionadas em isopor. Em seguida, as amostras foram levadas para o Laboratório de solos e instrumentação da UFPE, onde as umidades foram determinadas pelo método da estufa (ABNT NBR 16097, 2012) - A Figura 23 apresenta as amostras utilizadas para determinação do perfil de umidade da encosta.

Figura 23 - Amostras para determinação do perfil de umidade



Fonte: A autora (2019) -

O perfil de umidade definido abrangeu um total de 15 amostras, ou seja, para cada metro de sondagem uma parcela da amostra era destinada à determinação da umidade. Este procedimento ocorreu no final de cada turno (manhã e tarde), com o propósito de evitar qualquer perda demasiada da umidade.

A Figura 23 ainda apresenta um detalhe observado nas amostras extraídas durante o processo de sondagem. Pode-se verificar que o solo ainda preservava características da rocha que o originou, tais quais a estratificação das camadas. Este fator influencia as propriedades geotécnicas do solo, principalmente quando se trata da permeabilidade.

#### 5.2.2.2 Caracterização física por profundidade

Complementando os estudos realizados, ainda foi determinada a granulometria e a massa específica dos grãos para cada metro de profundidade, corroborando para o estabelecimento das camadas que compõe o perfil geotécnico da encosta. Para tal, foram utilizadas as amostras retiradas do amostrador padrão durante o processo de sondagem. No entanto, dos 15 m investigados, apenas nos 8 m iniciais a quantidade de amostras extraídas foi suficiente para tal finalidade.

A Figura 24 ilustra o procedimento adotado na caracterização física dos solos, enfatizando o processo de peneiramento, sedimentação e determinação da massa específica dos grãos.

Figura 24 - Procedimento ensaios de caracterização



Fonte: A autora (2019) -

\*(peneiramento, sedimentação e determinação da massa específica dos grãos) -

A determinação da granulometria seguiu os procedimentos propostos pela NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (ABNT, 2016) e pela NBR 7181: Solo - Análise granulométrica (ABNT,

2018) - Já massa específica dos grãos foi estabelecida a partir da 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 (ABNT, 2017) -

#### **4.2.3 Amostragem**

Após a execução das sondagens e obtenção do relatório fornecido pela empresa que executou o furo, estabeleceu-se as camadas do perfil da encosta que receberiam um estudo mais aprofundado de suas propriedades. Dessa forma, foram extraídas amostras deformadas e indeformadas dos solos nas profundidades de: 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m. Essas amostras destinaram-se ao estudo das propriedades mecânicas e realização de ensaios de caracterização e classificação dos solos, seguindo as prescrições da NBR 9604 - Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas (ABNT, 2016) -

Inicialmente, para a coleta das amostras indeformadas (tipo bloco) realizou-se a abertura de um poço exploratório, escavando manualmente até a cota desejada. Após esta etapa, foram moldados dois (02) blocos em cada profundidade, utilizando ferramentas manuais ("ferro de cova" e faca afiada) até atingirem forma cúbica, com aresta de 35 cm. Após moldagem, os blocos foram envolvidos em papel filme, papel alumínio, tecido algodão e fita adesiva, sendo então envoltos por parafina até criarem uma película rígida. Por fim, as bases dos blocos foram seccionadas, sendo então acondicionados em uma caixa de madeira. Para minimizar ao máximo qualquer movimentação que pudesse ocorrer, os espaços vazios entre a amostra de solo e a caixa de madeira foram preenchidos com pó de serra. Ao final da retirada e acondicionamento, os blocos foram cuidadosamente transportados até a câmara úmida do Laboratório de Solos e instrumentação da UFPE. A Figura 25 apresenta o procedimento de coleta das amostras indeformadas.

Figura 25 - Moldagem do bloco (amostras indeformadas – tipo bloco) -



Fonte: A autora (2019) -

Ainda foram coletadas amostras deformadas, objetivando a caracterização física dos solos em estudo. Estas amostras foram extraídas nos mesmos locais onde as amostras indeformadas foram retiradas. Tais amostras foram coletadas em sacos de aproximadamente 15,00 kg, que também foram transportadas até a câmara úmida do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Visando minimizar as perturbações, todo o processo de amostragem (retirada, transporte, estocagem antes da realização dos ensaios, abertura e manipulação para moldagem dos corpos de prova) foram executados de forma extremamente cuidadosa.

Algumas peculiaridades acerca do processo de amostragem foram observadas. A primeira delas é concernente à presença de concreções lateríticas observadas nas três camadas estudadas. A presença destas concreções reflete diretamente nas propriedades referentes a resistência, compressibilidade e permeabilidade dos solos, como posteriormente será tratado.

Uma segunda observação refere-se ao período em que as amostras foram retiradas, sendo todas elas foram extraídas no mês de junho. Este mês apresenta precipitações menores em relação as existentes no mês em que as sondagens foram efetuadas. Estes detalhes serão importantes na discussão dos resultados, principalmente em se tratando da resistência e da presença e influência da água nos solos.

#### 4.2.4 Caracterização geológica

Visitas a campo com geólogo que participa do Grupo de Engenharia Geotécnica de encostas, Planícies e Desastres (GEGEP/UFPE) foram realizadas, tendo como objetivo localizar áreas que apresentassem afloramento rochoso com características de milonitização além de caracterizar o material da encosta estudada. Toda a encosta foi percorrida a pé, além de outras áreas próximas, desta forma o ponto escolhido para análise geológica e mineralógica foi o que está mais ao topo da encosta estudada. Usando a picareta, foi possível retirar uma amostra de rocha presente neste afloramento, Figura 26.

Figura 26 - visitas a campo na encosta estudada



Fonte: A autora (2019) -

#### 4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO – MACIÇO ROCHOSO

Como anteriormente tratado, a encosta estudada é composta por solo residual e maciço rochoso em diferentes níveis de alteração. Considerando a composição geotécnica das camadas presentes na encosta e objetivando o maior entendimento da milonitização ocorrida, além dos ensaios efetuados para as camadas de solo, foram realizados ensaios de laboratório do maciço rochoso. Tais ensaios consistiram em determinar os índices físicos, resistência à compressão simples (na condição natural e inundada) e mineralogia. De maneira análoga ao tratado nos ensaios realizados nas camadas de solo, os ensaios referentes as amostras extraídas do maciço rochoso serão apresentados de maneira clara e sucinta, enfatizando os principais aspectos referentes a cada um e apresentando uma literatura mais aprofundada acerca dos mesmos.

##### 4.3.1 Extração e preparação das amostras

Inicialmente foi extraída em campo uma amostra com dimensões (100 x 40 cm) - Nesta extração, procurou-se obter uma amostra que apresentasse sinais da milonitização. Para alcançar o resultado esperado nesta etapa, a equipe de geologia,

em especial do professor Marcelo Reis, foi de suma importância. Após a retirada a amostra foi transportada cuidadosamente para o laboratório de minas da UFPE.

Todos os ensaios referentes ao maciço rochoso foram realizados segundo as metodologias sugeridas pela International Society for Rocks Mechanics (ISRM, 2007), e pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, especificadamente a ABNT NBR 15845-2:2015 - Rochas para revestimento Parte 2: Determinação da densidade aparente, da porosidade aparente e da absorção de água e a ABNT NBR 15845-5:2015 - Rochas para revestimento Parte 5: Determinação da resistência à compressão uniaxial.

No laboratório de minas, foram moldadas amostras a partir do corte e usinagem na amostra extraída utilizando uma serra diamantada e uma retífica, como mostrado na Figura 27.

Para a determinação dos índices físicos e da resistência a compressão uniaxial os corpos de prova foram moldados em forma de cubos com dimensões de 6,5 x 6,5 x 6,5 cm. Para a mineralogia moldou-se uma “slab” com proporções de 16cm X 7cm.

Figura 27 – a) Marteleto utilizado para divisão do bloco; b) Serra diamantada utilizada para o corte e retífica utilizada para usinagem das amostras.



Fonte: A autora (2019) -

#### 4.3.2 Mineralogia

Para a determinação da mineralogia presente no maciço rochoso estudado, ensaios petrográficos foram realizados. Preconizado pela NBR 15577-3 (2018), este ensaio permite a definição da natureza da rocha, identificação dos minerais existentes, sua textura e estrutura e granularidade. Segundo Lopes (2018), é realizado uma

descrição macroscópica ao serem esculpidas uma ou mais lâminas delgadas a partir da amostra, que são examinadas utilizando um microscópio petrográfico.

Com o auxílio de um geólogo, professor Marcelo Reis, as análises foram realizadas no laboratório de Microscopia Ótica do Departamento de Geologia da UFPE. Nesta análise procurou-se estabelecer parâmetros que através dos resultados observados nas descrições macroscópica (estrutura e coloração) e microscópica (textura, granulação e mineralogia presente), possam definir características que podem influenciar na estabilidade de taludes, como a presença de microestruturas.

#### 4.3.3 Resistência à compressão uniaxial

O ensaio de compressão uniaxial consiste na utilização de corpos-de-prova prismáticos ou cilíndricos comprimidos perpendicularmente a seu eixo longitudinal entre duas placas rígidas paralelas, objetivando a obtenção das características mecânicas do maciço rochoso (Jaeger et al., 2009) -

Nesta etapa, a resistência à compressão uniaxial foi definida utilizando o equipamento conhecido como “máquina universal de compressão”, composto por uma mesa de acionamento e incremento de carga, estabelecidos em quilograma-força (kgf) - A prensa é composta por discos ou placas de compressão paralelas e alinhadas em mesmo eixo e mesma dimensões (Jaques, 2014) - A Figura 28 apresenta o equipamento e o processo de execução do ensaio de compressão uniaxial.

Figura 28 - Equipamento e procedimento do ensaio de compressão uniaxial.



Fonte: A autora (2019) -

Os corpos de prova foram moldados em formato cubico, com aresta de 10 cm de maneira que fossem obedecidas as recomendações propostas pela ISRM (2007) permitindo que corpo-de-prova expanda livremente nos contatos entre a base e o topo com as rótulas.

A resistência à compressão simples refere-se a tensão de ruptura da amostra, sendo:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (11)$$

Onde:

$\sigma_c$ : resistência à compressão simples (uniaxial);

P: carga de ruptura;

A: área da seção transversal da amostra perpendicular à direção do carregamento P.

Cuidadosamente, os corpos de prova foram colocados no equipamento de compressão de modo que permanecessem centralizados na base de aço, de maneira que excentricidades fossem evitadas, minimizando os riscos da concentração não uniformes de cargas sobre a área transversal da amostra.

O carregamento sobre a amostra foi realizado de forma continua e a uma taxa constante até a ocorrência da ruptura. O máximo carregamento imposto a cada amostra foi registrado manualmente, através da leitura do dispositivo indicador do equipamento.

#### **4.3.4 Determinação dos índices físicos**

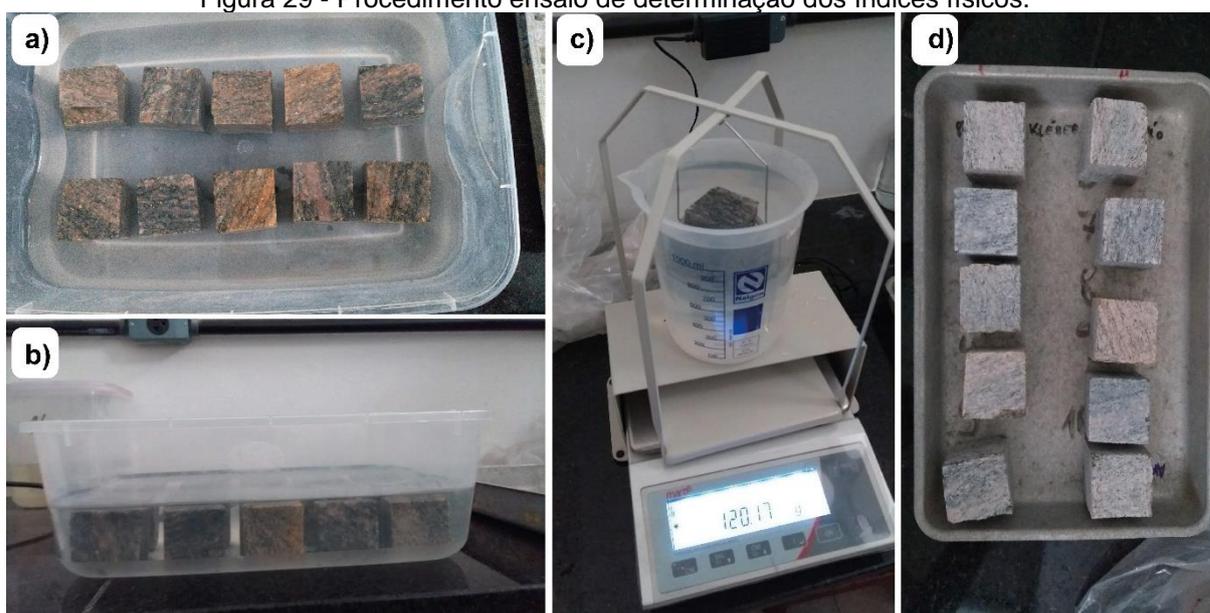
Os índices físicos dos maciços rochosos são propriedades físicas que refletem a composição, o arranjo espacial e o comportamento mecânico do material, tais quais a densidade, umidade, porosidade, permeabilidade, capacidade de absorção e durabilidade. Em laboratório, quando utilizadas amostras de tamanho reduzido, essas propriedades objetivam caracterizar e quantificar o comportamento da rocha, não sendo medidas indicativas das propriedades do maciço rochoso (Azevedo e Marques, 2006; Jaques, 2014) -

O procedimento de ensaio utilizado nesta dissertação consistiu inicialmente pela pesagem das amostras logo após sua moldagem. Neste momento também foram medidas as dimensões exatas das amostras com o auxílio de um paquímetro. Após

este procedimento os corpos-de-prova passaram por um processo de secagem em estufa a uma temperatura de  $100 \pm 5$  °C por um período de 24 horas. Ao serem retiradas da estufa, as amostras eram pesadas individualmente, anotando-se as respectivas massas (denominada “massa A”) -

Em seguida, as amostras foram alocadas em uma bandeja plástica, adicionando-se água destilada até 1/3 das suas alturas. Depois de um período de 4 horas, adicionou-se água até 2/3 da altura. Por fim, depois de mais 4 horas, as amostras foram submersas em água destilada. As amostras permaneceram submersas por um período de 24 horas, quando então eram retiradas do recipiente, enxugadas superficialmente e pesadas ao ar (denominada “massa B”) - Finalizando o ensaio, as amostras eram ainda pesadas na condição submersa (denominada “massa C), com o auxílio de uma balança de pesagem hidrostática. O procedimento deste ensaio é apresentado na Figura 29.

Figura 29 - Procedimento ensaio de determinação dos índices físicos.



Fonte: A autora (2019) -

Os índices físicos determinados a partir do ensaio acima citado e as expressões utilizadas foram:

- Massa específica aparente seca ( $\rho_d$ ):

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (12)$$

- Massa específica aparente saturada ( $\rho_{sat}$ ):

$$\rho_{sat} = \frac{M_{sat}}{V} \quad (13)$$

- Porosidade aparente ( $\eta$ ):

$$\eta = \frac{V_v}{V} \times 100\% \quad (14)$$

- Absorção d'água aparente ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \quad (15)$$

Ainda para que fosse possível a realização dos cálculos citados, foi necessário a utilização das seguintes expressões:

- Volume da amostra (V):

$$V = \frac{M_{sat} - M_{sub}}{\gamma_w} \quad (16)$$

- Volume de vazios ( $V_v$ ):

$$V_v = \frac{M_{sat} - M_s}{\gamma_w} \quad (17)$$

Em que: Massa seca ( $M_s$ ) = "Massa A"; Massa saturada ( $M_{sat}$ ) = "Massa B"; Massa submersa ( $M_{Sub}$ ) = "Massa C".

#### 4.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO - SOLOS

Os ensaios em laboratório foram executados nas amostras de solo extraídas de três camadas do local de estudo conforme anteriormente citado. Todas as metodologias serão apresentadas de forma sucinta, enfatizando as principais características ou particularidades adotadas durante os procedimentos, citando ainda referências de autores que abordaram as metodologias de forma mais aprofundada e detalhada, além de citar as normas brasileiras e internacionais que porventura existirem acerca de determinado ensaio.

##### 4.4.1 Ensaios de caracterização

Normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), os ensaios de caracterização física, tais quais granulometria, massa específica dos grãos, umidade e limites de consistência foram realizados de acordo com as metodologias descritas nas seguintes normas vigentes:

- NBR 6457 / 2016: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7180 / 2016: Solo - Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 6458 / 2017: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- NBR 6459 / 2017: Solo - Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7181 / 2018: Solo - Análise granulométrica.

O ensaio de determinação da curva granulométrica, normatizado pela ABNT, prevê a adição de defloculante (hexametáfosfato de sódio) nas amostras durante a etapa dos ensaios de sedimentação. No entanto, além de executar os ensaios com adição deste defloculante, foram realizados ainda ensaios sem a adição de defloculante, objetivando a verificação do comportamento do solo sem a desagregação de sua macroestrutura proveniente da cimentação das partículas, retratando a situação real encontrada em campo.

Os ensaios de caracterização física foram realizados a partir das amostras deformadas retiradas. Conforme supracitado, três amostras foram extraídas, em diferentes profundidades, na encosta estudada. As amostras foram retiradas nas profundidades 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m. A Figura 30 apresenta detalhes do procedimento dos ensaios de caracterização física dos solos.

Figura 30 - Procedimento ensaios de caracterização (peneiramento e sedimentação), determinação do peso específico dos grãos e limites de Aterberg.



Fonte: A Autora (2019) -

#### **4.4.2 Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test)**

Com o objetivo de avaliar qualitativamente o comportamento de um agregado na umidade natural submerso em água destilada, realizou-se o ensaio de dispersão rápida, também conhecido como Crumb Test. Esse ensaio é normatizado pela ABNT NBR 13601:1996. Utilizado como um indicador para solos dispersivos, trata-se de um método rápido e muito simples para a determinação de solos argilosos dispersivos sem a necessidade de utilização de um equipamento especial (Bastos, 1999; Meira, 2008) - Inicialmente estudado para o contexto agrícola, é o mais simples e fácil dos testes físicos, sendo descrito pela primeira vez por Emerson (1967), que descobriu que a interação de partículas de tamanho argila em fluidos é um fator determinante para a estabilidade do solo.

O procedimento de execução normatizado para este ensaio consiste na disposição de dois ou três torrões com aproximadamente 2g de solo, na umidade natural, em um recipiente de vidro (Becker) contendo uma solução de hidróxido de sódio, observando a reação por 5 a 10 minutos. No entanto, nesta dissertação, os torrões foram colocados em uma Becker contendo água destilada. A realização do ensaio com água destilada fornece uma ideia da floculação e estado de agregação da amostra do solo argiloso, haverá uma adsorção de íons  $H^3O^+$  ou  $HO^-$  na superfície das partículas de argila mesmo em se tratando de água pura, tendo o efeito de defloculante (Silveira et al., 1974) - Após o tempo de observação, o solo é classificado de acordo com graus de dispersividade.

Na presente dissertação, este ensaio foi realizado depositando-se amostras cuidadosamente com os dedos no recipiente que continha água destilada, de forma que não ocorressem perturbações durante o processo. O período de observação da amostra após inserção no fluido foi de 60 minutos, observando e registrando as reações ocorridas. Detalhes acerca do procedimento de execução e graus de dispersividade podem ser encontrados na normatização ABNT NBR 13601:1996 e nos estudos realizados por Bastos (1999) e Meira (2008) -

#### **4.4.4 Permeabilidade (TRI-FLEX)**

Em laboratório a determinação da permeabilidade foi realizada a partir da utilização do equipamento Tri-Flex 2 da ELE International Inc./ Soiltest Products Division, que é um permeâmetro de carga constante e parede flexível. Silva (2007)

relata que a principal característica deste equipamento é a sua capacidade de simular o ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões (confinante, base e topo) -

Conforme recomendado pela norma D5084 – 03 (ASTM 2003), a tensão confinante aplicada durante os ensaios foi de 50 kPa e o gradiente hidráulico de 30. Os ensaios foram realizados em ambiente com temperatura controlada a  $(20\pm 3)$  °C. Os corpos de prova utilizados foram moldados a partir das amostras indeformadas por cravação estática, utilizando um molde com as dimensões desejadas de tal forma que, após a extrusão também estática, os corpos de prova apresentavam 10 cm de altura e 10 cm de diâmetro. A metodologia deste ensaio é amplamente encontrada na literatura. Cita-se a normatização D5084-03 (ASTM, 2003) e os trabalhos de Silva (2003), Santana (2006), Silva (2007), Meira (2008) e Soares (2012) - A Figura 31 apresenta detalhes da execução do ensaio de permeabilidade Tri-Flex.

Figura 31 – Execução ensaio de permeabilidade Tri-Flex.



Fonte: A autora (2019) -

A partir dos resultados obtidos no decorrer do ensaio, o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) é obtido a partir da seguinte expressão:

$$k = \frac{V \cdot L}{A \cdot T \cdot P} \quad (cm/seg) \quad (18)$$

Onde:

- $V$ = Volume percolado (5 cm<sup>3</sup>);
- $L$ = Altura da amostra (10 cm);

- A= Área do corpo de prova (78,54 cm<sup>2</sup>);
- T= Tempo médio p/ percolação de 5 cm<sup>3</sup> (s);
- P= Gradiente psi x 70.37 cm/psi (cm - H<sub>2</sub>O) -

#### 4.4.3 Curva característica

A relação constitutiva entre o teor de água ou grau de saturação e sucção é chamada de curva característica. Fisicamente, esta curva representa a relação existente entre a quantidade de fluido presente nos poros do solo e a sua correspondente sucção. Dessa forma, a relação entre a umidade de um solo e a sucção é uma função contínua, gradativa, na qual a sucção varia inversamente com o grau de saturação ou umidade, ou seja, a sucção tende a um valor nulo à medida que o solo se aproxima da saturação, e a um valor máximo quando o grau de saturação tende a zero. A forma da curva está intimamente relacionada com a textura, composição mineralógica e estrutura do solo (Campos, 1984; Barbour, 1998; Silva, 2007; Soares, 2008; Vivian, 2008) -

Existem diversos métodos utilizados para determinação da curva característica. Nesta pesquisa, as curvas foram obtidas pelo método do papel filtro, estabelecida para determinação da sucção dos solos por agrônomos como Gardner (1937); Fawcett & Collis-George (1967); Al-Khafaf & Hanks (1974); e Hamblin (1981) - Este método é baseado na capacidade de meios porosos absorverem ou perderem certa quantidade de água quando estão em contato, direto ou indireto, em um ambiente fechado, até entrarem em equilíbrio de pressão. Em outras palavras, o princípio deste ensaio é de que quando um solo é posto em contato com um papel filtro, em um ambiente hermeticamente fechado, tenha uma certa quantidade de água do solo absorvida pelo papel até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. Nesta condição, o papel e o solo possuirão a mesma sucção, porém com umidades gravimétricas diferentes. Conhecida a curva de calibração do papel (relação sucção-umidade) e sua umidade gravimétrica determina-se a sucção do solo (Lopes, 2006; Silva, 2007) - Maiores detalhes acerca deste ensaio podem ser encontrados em Lopes (2006), Silva (2007), Soares (2008) e Fredlund et al. (2012) -

Para cada bloco extraído de determinadas profundidades, foram moldados três corpos de prova. Em um dos corpos de prova o ensaio era iniciado com a amostra na umidade em que o ele estava (umidade natural) - Os dois outros corpos de prova

passaram por um processo de saturação. Para a moldagem, foram utilizados anéis de aço inoxidável com diâmetro de 7,3 cm e altura de 2,0 cm. A moldagem dos corpos de prova foi realizada de modo a evitar ao máximo sua perturbação, realizando-se cravação estática dos anéis, sempre no sentido vertical partindo do topo do bloco, retirando o solo circundante ao anel com o auxílio de uma faca de lâmina reta. Em seguida, cortava-se cerca de 2 cm abaixo da face inferior do corpo de prova, separando-o do bloco. Então, a superfície era devidamente nivelada utilizando uma régua metálica.

Após o processo de moldagem, os corpos de prova eram pesados e do material eram coletadas duas amostras de solo para determinação da umidade inicial do ensaio. Os corpos de prova foram então saturados com o auxílio de pedras porosas em contato com água destilada, onde a saturação ocorreu por capilaridade no período de quinze dias. Durante este período, o grau de saturação era verificado a cada dois dias, com o intuito de garantir que alcançasse a saturação.

O procedimento para determinação das curvas características é normatizado pela ASTM D 5298 – 10, onde é detalhadamente descrito. Uma breve descrição será realizada, salientando algumas peculiaridades adotadas nesta dissertação. Após a saturação dos corpos de prova, dois papéis filtros Whatman nº 42 (um em cada lado do corpo de prova) foram colocados em contato com o solo. Objetivando a determinação da sucção total, o papel filtro era colocado em um dos lados da amostra mantendo contato direto com o solo. Já para determinação da sucção matricial, o papel filtro era colocado em outro lado do solo, sem que houvesse contato entre o solo e o papel, para tal, uma grelha polimérica era disposta entre a amostra e o papel. A Figura 32 apresenta detalhes acerca do processo de moldagem e saturação dos corpos de prova utilizados para determinação da curva característica e procedimento adotado na aplicação dos papéis filtro nos solos.

Figura 32 – Determinação da curva característica: a) moldagem dos corpos de prova; b) saturação; c) aplicação do papel filtro em contato direto com o solo; d) aplicação do papel filtro sem contato direto com o solo.



Fonte: A autora (2019) -

Durante todo o ensaio, o manuseio do papel filtro foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, evitando qualquer alteração nas características originais do papel. O conjunto (papel mais corpo de prova) foi envolvido com diversas camadas de filme de PVC para evitar a transferência (perda ou ganho de umidade) de água com o meio, seguido por papel alumínio e armazenado em uma caixa térmica (caixa de isopor) - O tempo de estabilização adotado foi de 7 dias. Esses procedimentos foram adotados para obtenção de todos os pontos das curvas características. Após este período, os papéis eram removidos das amostras e pesados em uma balança digital com capacidade de 200gr e sensibilidade de 0,0001gr, determinando-se, desta forma, o peso úmido. Em seguida, os papéis eram colocados em cápsulas numeradas e conduzidos a uma estufa com temperatura de 105 °C durante 24h, para posterior determinação do peso seco.

Na pesagem do papel úmido, o tempo de pesagem do papel (retirada do papel do solo e condução à balança) ocorreu em poucos segundos (entre 5s e 10s) - Na pesagem do papel seco alguns cuidados foram tomados a fim de evitar ganho de umidade até o momento da pesagem. As cápsulas contendo os papéis filtro eram removidas da estufa e levados até a balança dentro de um dessecador com sílica. Em seguida, os papéis eram retirados do dessecador e pesados sem exceder o tempo de 30 segundos recomendado por Chandler e Gutierrez (1986) -

Após a retirada dos papéis filtros os corpos de prova eram expostos ao ambiente até a perda da umidade. Os corpos de prova perdiam cerca de 2% da umidade. Estes procedimentos foram repetidos até obtenção da curva característica por secagem.

O papel filtro Whatman 42, o qual, no estado seco ao ar, apresenta umidade da ordem de 6%, permite medir sucções na faixa de 0 a 29 MPa (MARINHO, 1994) - A sucção foi determinada a partir da curva de calibração de Chandler et al. (1992) citado por Marinho (1994), resumida nas equações abaixo.

- Para umidade do papel ( $w$ )  $> 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10(6,05 - 2,48 \log w) \quad (19)$$

- Para umidade do papel ( $w$ )  $\leq 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10(4,84 - 0,0622 w) \quad (20)$$

#### 4.4.5 Ensaio edométrico

A compressibilidade é uma característica de extrema importância no estudo dos solos. Nesta dissertação, ensaios edométricos duplos (condições natural e inundada) foram realizados objetivando a determinação e avaliação dos parâmetros de compressibilidade (coeficiente de adensamento vertical –  $C_v$ , índice de compressão  $C_c$ , e índice de expansão –  $C_s$ , coeficiente de compressão volumétrica –  $m_v$  e módulo edométrico –  $E'_{\text{oed}}$ , determinação da tensão de escoamento e avaliação do potencial de colapso dos materiais.

Prensas de adensamento pertencentes ao laboratório de solos da UFPE foram utilizadas para a realização desses ensaios. Tais prensas são do tipo convencional com sistema de cargas através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10 e células edométricas do tipo anel fixo e foram fabricadas pela Ronald Top S.A. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01 mm.

Os anéis de adensamento apresentavam área de 60 cm<sup>2</sup> e altura de 2 cm. Da mesma forma do citado para os ensaios de determinação da curva característica e permeabilidade Tri-Flex, a moldagem dos corpos de prova foi realizada por cravação estática, de anéis confeccionados em aço inoxidável com dimensões (diâmetro de 7,2 cm e altura 3,0 cm) e peso bem definidos. Para detalhes acerca da moldagem dos

corpos de prova e procedimentos da realização do ensaio podem ser encontrados em Dyvik et al. (1985); Silva (2007); Mansour et al. (2008); e Souza (2014) - A Figura 33 apresenta detalhes da moldagem, preparação, equipamento e execução dos ensaios edométricos realizados.

Figura 33 - Procedimento ensaio edométrico



Fonte: A autora (2019) -

a. Moldagem; b. Preparação; c. equipamento.

Foram moldados dois corpos de prova para cada bloco retirado nas diferentes profundidades, totalizando seis corpos de prova. As umidades dos corpos de prova foram determinadas no início e no final de cada ensaio.

#### 4.4.6 Ensaio de cisalhamento direto

Os parâmetros de resistência dos solos, fundamentais para determinação do comportamento dos solos e essenciais para a análise da estabilidade de encostas, podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto. Este ensaio representa a mais antiga e simples maneira de se determinar a resistência ao cisalhamento do solo. Apesar de apresentar limitações, tais quais a imposição de um plano de ruptura, não permitindo que ocorra a ruptura do solo no plano de menor fraqueza, e a impossibilidade de medição das poropressões, o ensaio de cisalhamento direto é amplamente empregado no meio geotécnico, fornecendo, em geral, resultados aceitáveis. Além disso, embora muito utilizado na determinação da resistência em termos de tensões totais do solo, este ensaio também permite a obtenção da resistência residual dos solos (Souza Neto, 1998; Das, 2013; Duncan et al., 2014) -

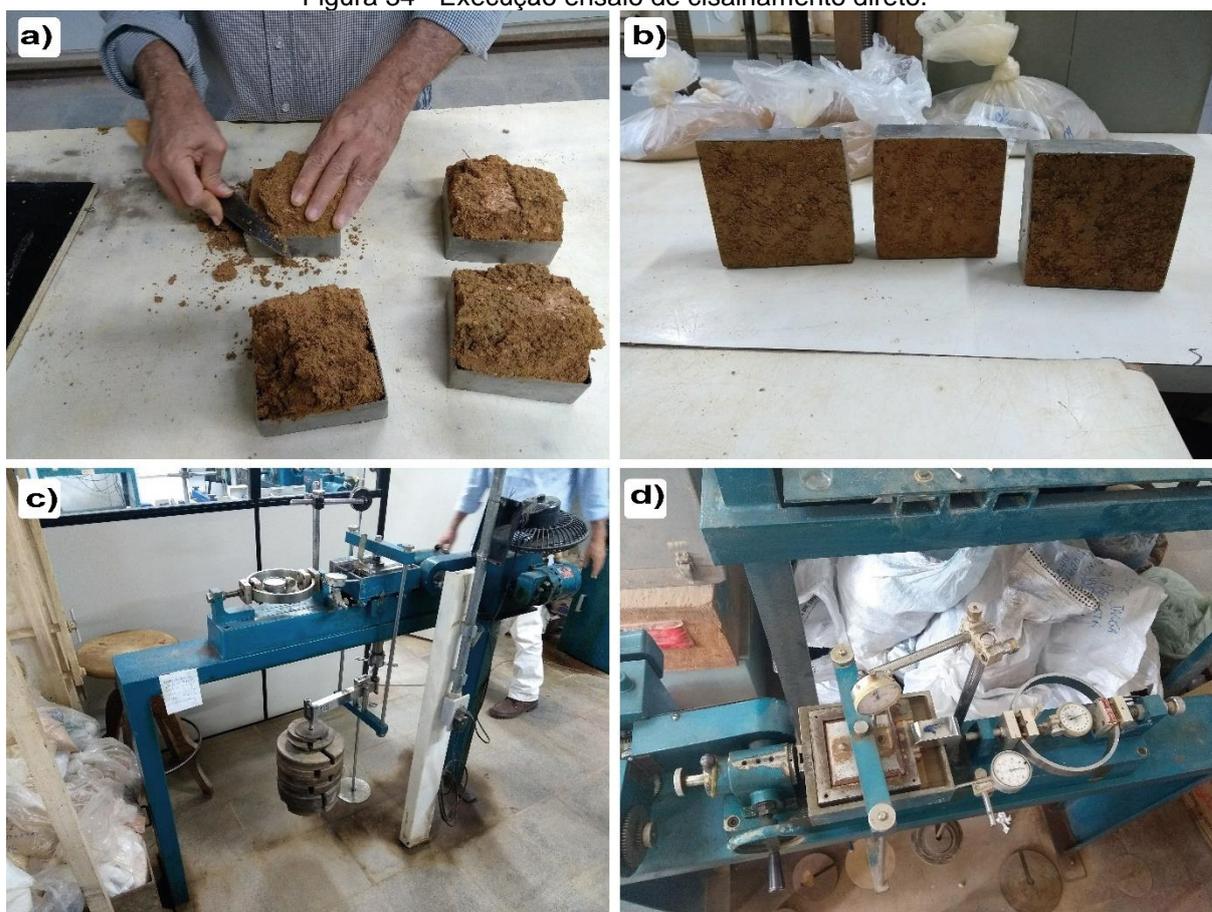
Nesta dissertação foram realizados ensaios de cisalhamento direto em três situações distintas. A primeira concernente a condição natural do solo, onde os corpos de prova eram ensaiados na umidade natural do bloco. A segunda representava a condição inundada, em que os corpos de prova passavam por um processo de inundação inicial. Por fim, a terceira situação objetivava a determinação da resistência residual dos solos, para tal ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram realizados.

Para dos ensaios supracitados foi utilizada uma prensa de cisalhamento direto fabricada pela Ronald Top S/A, com sistema de cargas verticais, através de pesos em pendural. As leituras das deformações verticais e deslocamentos horizontais foram realizadas através dos extensômetros, da marca Mitutoyo, com sensibilidade de 0,01mm e anel de carga para determinação das forças horizontais aplicadas aos corpos de prova.

Para cada camada de solo estudada, em distintas profundidades, foram moldados quatro corpos de prova para os ensaios naturais e quatro corpos de prova para a condição inundada, sendo os mesmos corpos de prova dos ensaios utilizados para obtenção da resistência residual, totalizando vinte e quatro corpos de prova. A moldagem também foi realizada por cravação estática e apresentavam seção transversal quadrada com 101,6 mm de lado e 40,1 mm de altura, a partir das amostras indeformadas retiradas em campo.

O procedimento de execução dos ensaios em cada situação será brevemente descrito. Na condição natural, inicialmente os corpos de prova foram submetidos a uma fase de adensamento por um período de 1 hora. Para condição inundada, todos os corpos de prova foram inicialmente inundados por um período de 24 horas, para então passarem pela fase de adensamento, que ocorreu de forma semelhante aos corpos de prova na condição natural. Após esta fase, os procedimentos dos ensaios realizados nas condições natural e inundada, seguiram as recomendações de Head (2006) - Seguindo ainda as recomendações proposta por este mesmo autor, foi determinada a velocidade de deformação adotada nos ensaios, correspondendo à 0,025mm/min. As tensões normais utilizadas foram de 25, 50, 150 e 300 kPa. A Figura 34 apresenta detalhes da execução do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 34 - Execução ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: A autora (2019) -

Em cada corpo de prova ensaiado, determinou-se as umidades iniciais e finais a partir de coleta de amostras, através do método da estufa, sendo que para a condição inundada, este procedimento só foi executado após a realização do ensaio com múltiplas reversões.

Os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram realizados apenas para a condição inundada, seguindo a mesma metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto, nas condições natural e inundada, com relação às dimensões dos corpos de prova, moldagem, adensamento, velocidade de deformação e deslocamentos horizontais máximos permitidos. As tensões normais adotadas foram de 25, 50, 150 e 300 kPa.

Neste ensaio, inicialmente era realizado o ensaio de cisalhamento direto na condição inundada para determinação da resistência de pico, sob velocidade de deformação constante. Em seguida, ao final do trajeto de aproximadamente 12 a 15 mm, retirava-se a água destilada e a carga vertical aplicada na amostra. Então caixa de cisalhamento era revertida para sua posição inicial. Foram realizadas um total de duas reversões por corpo de prova, uma vez que foram observados resultados com

pouca variação de valores, sugerindo que o solo já havia alcançado a condição residual.

#### 4.4.7 Ensaio triaxial

Da mesma forma do ensaio de cisalhamento direto, o ensaio de cisalhamento triaxial tem por objetivo a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos. Este ensaio representa um método mais confiável e sofisticado para a determinação destes parâmetros. Quando comparado ao ensaio de cisalhamento direto, o ensaio triaxial apresenta como uma das principais vantagens a não imposição da superfície de ruptura do corpo de prova, possibilitando que a ruptura ocorra no plano de maior fraqueza.

De maneira resumida, o ensaio triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Dessa forma o corpo de prova é inserido dentro de uma câmara de ensaio e envolvido por uma membrana plástica. Esta câmara é preenchida com água destilada e desaerada, à qual se aplica uma pressão confinante do ensaio. A pressão atua em todas as direções, inclusive na vertical, impondo ao corpo de prova um estado hidrostático de tensões. Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas que permitem a drenagem através destas peças, uma vez que são permeáveis. Mais detalhes acerca do procedimento de execução e particularidades deste ensaio podem ser encontrados em Bishop e Henkel (1957), Pinto (2006), Fontoura (2015) e na norma D7181-11 da ASTM (2011) -

Nesta dissertação foram executados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) - Neste ensaio, o corpo de prova saturado é submetido inicialmente a uma pressão de confinamento ( $\sigma_3$ ), por compressão do fluido da câmara. A amostra é então submetida a um processo de adensamento, resultando em drenagem. Após a dissipação das poropressões geradas, aumenta-se a tensão desviadora ( $\Delta\sigma_d'$ ), provocando a ruptura por cisalhamento. Como no ensaio CID a drenagem é permitida, a poropressão ( $\Delta u_d'$ ) é igual a zero (Das, 2013; Fontoura, 2015) - De maneira análoga ao realizado nos ensaios de cisalhamento direto, para cada camada estudada, quatro corpos de prova foram moldados, a partir das amostras indeformadas. Os corpos de prova possuíam diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm. A

Figura 35 mostra alguns detalhes acerca da montagem e execução dos ensaios triaxiais executados.

Figura 35 - Detalhes da montagem e execução do ensaio triaxial.



Fonte: A autora (2019) -

#### 4.5 ANÁLISE DE FLUXO E ESTABILIDADE

Para as análises de fluxo e estabilidade desenvolvida foram utilizados os dados obtidos a partir da campanha de ensaios, realizados em campo e em laboratório, e com base nas informações de precipitação registradas a partir do pluviômetro do centro nacional de monitoramento e alertas de desastres naturais (CEMADEN) - Fundamentado nesses dados, modelos 2D da encosta foram gerados e analisados a partir dos softwares Seep/W e Slope/W, ambos da GeoSlope. O objetivo principal da utilização destes softwares foi restringir e quantificar, da melhor forma possível, as prováveis maneiras de ruptura e conhecer o fluxo presente na encosta estudada.

De maneira geral, os softwares da GeoSlope International apresentam grande aceitação no mercado da engenharia geotécnica devido sua praticidade no processamento das informações, sendo ainda muito utilizado por estudantes ao redor do mundo. O Seep/W é voltado para a análise da infiltração subterrânea utilizando elementos finitos, em condição de fluxo estacionário ou transiente, em cenário de solo saturado ou não saturado. Em outras palavras, o Seep/W utiliza modelagem numérica para resolver problemas complexos de infiltração de água no solo. Já o Slope/W é baseado nas teorias de equilíbrio limite, que calcula diversas superfícies de ruptura, circulares ou não, determinando para cada uma delas um Fator de Segurança. Neste

programa a análise da estabilidade também é realizada através de vários métodos, tais quais Bishop, Sarma e Morgenstern-Price. Além disso, o Slope/W é capaz de realizar análises probabilísticas da estabilidade de taludes, utilizando, para isso, o método de Monte Carlo. Para maiores informações acerca destes softwares consultar os trabalhos de Arya (2006), Silva (2007), Flores (2008), Rahman (2012), Smith (2012), Gustafsson e Lindstrom (2014), Krahn (2015) e Broaddus (2015), Silva (2015)

Para análises confiáveis de estabilidade de taludes é necessário que uma boa investigação geotécnica seja realizada, conhecendo os parâmetros geotécnicos para as camadas adotadas no perfil do talude estudado. Nesta dissertação os parâmetros geotécnicos atribuídos em cada camada (intercepto de coesão, ângulo de atrito, peso específico, coeficiente de permeabilidade) foram adotados a partir dos resultados da campanha de ensaios de campo e laboratório.

As análises foram simuladas considerando o solo presente na encosta em condição saturada, ainda foram executadas análises na condição não saturada, com o objetivo de proporcionar maior proximidade com a realidade, uma vez que a condição em que a encosta estudada encontra-se nesta condição. Para estas análises, os parâmetros não saturados foram adotados a partir da inserção dos dados obtidos através da curva característica. Nesta dissertação, tais dados foram inseridos nos softwares a partir do modelo estabelecido por Fredlund e Xing (1994) - Este modelo precisa da extração de três parâmetros da curva característica, sendo os parâmetros  $a$ ,  $n$  e  $m$ . O parâmetro “ $a$ ” é relacionado à sucção no ponto de entrada de ar, ou seja, o ponto onde ocorre a desaturação e a permeabilidade do solo começa a reduzir. Os parâmetros “ $a$ ”, “ $m$ ” e “ $n$ ” são obtidos a partir das seguintes equações:

$$a = \psi_i \quad (21)$$

$$m = 3,67 \ln \left( \frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad (22)$$

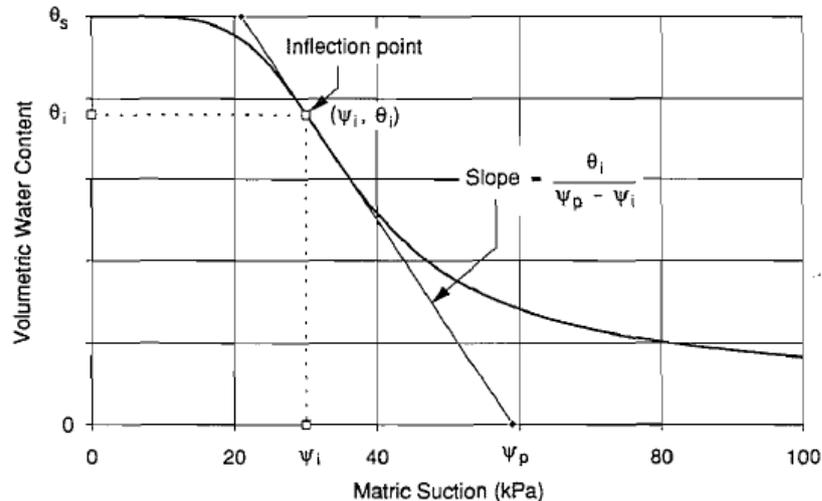
$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m\theta_s} 3,72s\psi_i \quad (23)$$

Onde:

- $\theta_s$ : umidade volumétrica inicial;
- $\theta_i$ : umidade volumétrica no ponto de entrada de ar;

- $\psi_i$ : sucção matricial no ponto de entrada de ar;
- $s$ : inclinação da reta de inflexão da curva característica (Figura 36) -

Figura 36 - Modelo da solução gráfica para obtenção dos parâmetros  $a$ ,  $n$  e  $m$ .



Fonte: Fredlund e Xing (1994)

Outra característica importante, que fornece as análises de fluxo e estabilidade maior confiabilidade nos resultados, é a condutividade hidráulica. As curvas de condutividade hidráulica, que expressam a relação entre a sucção e o coeficiente de permeabilidade dos solos não saturados, foram obtidos a partir da curva característica de cada solo. Estas curvas são geradas nos próprios softwares que realizam as análises de fluxo. Nesta dissertação, foi utilizado o método proposto por Van Genuchten, utilizando os valores de coeficiente de permeabilidade dos solos saturados ( $k_s$ ) obtidos nos ensaios de permeabilidade e coeficientes de ajuste da curva ( $\alpha$ ,  $m$ ,  $n$ ), seguindo a equação abaixo.

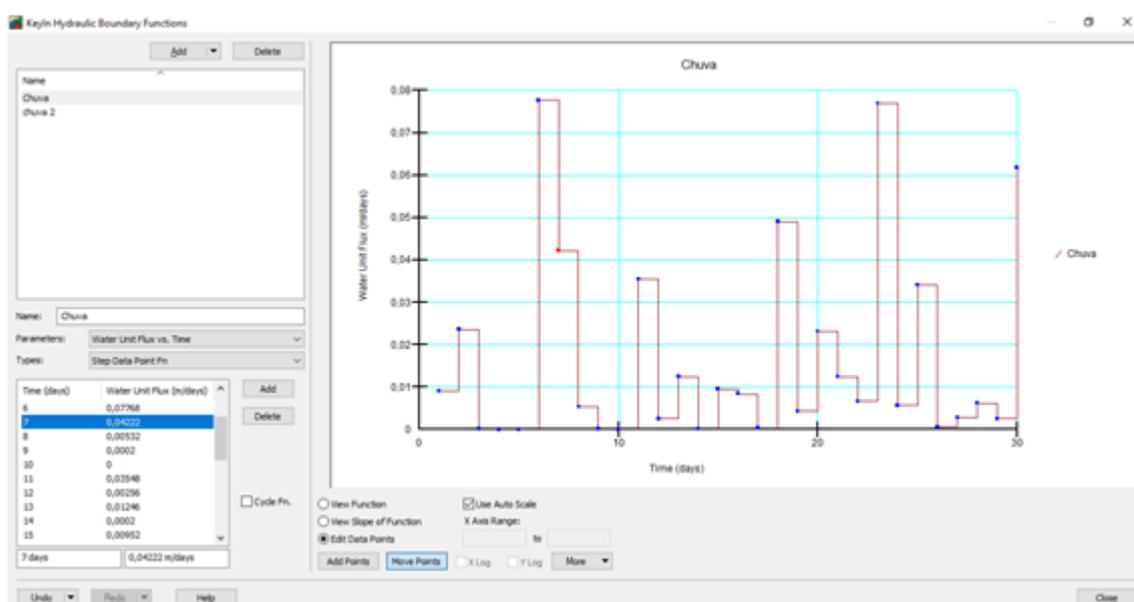
$$k(\psi) = k_s \cdot \frac{[1 - (\alpha\psi^{n-1})(1 + \alpha\psi^n)^{-m}]^2}{((1 + \alpha)^n)^{\frac{m}{2}}} \quad (24)$$

Nas análises de fluxo, as malhas de elementos finitos utilizadas foram compostas por elementos quadrados e triangulares de 2,5 m de lado. Um total de 518 nós e 469 elementos foram determinados para a Encosta estudada. Menores tamanhos dos elementos foram definidos, no entanto foi verificado problemas de convergência durante as análises. Dessa forma, optou-se pela utilização de elementos maiores, aplicando uma malha mais simples. Essa escolha foi baseada no proposto nas recomendações dos desenvolvedores dos softwares, que citam que a malha de

elementos finitos deve ser tão simplificada quando a complexidade do modelo permitir (GeoSlope, 2018) -

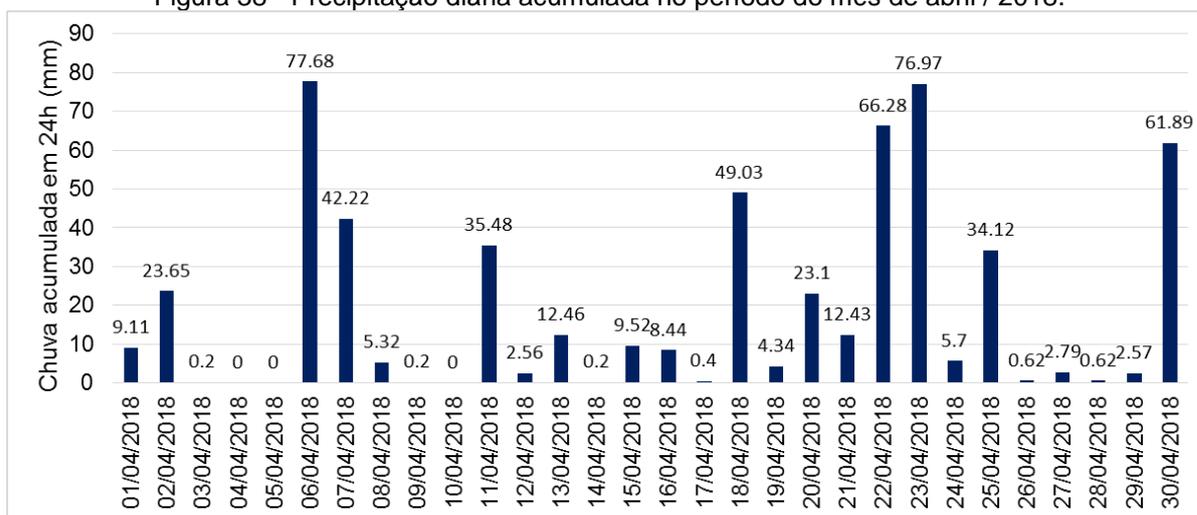
Além dos parâmetros geotécnicos saturados e não saturados, foram utilizados os dados pluviométricos da região para simulação do efeito das precipitações sobre a estabilidade da encosta. Inicialmente, foi tomado o mês que apresentou a maior média pluviométrica dos últimos sete anos (2014 a 2019) e realizada a análise de fluxo transiente deste mês. Para tal, os dados diários registrados pelo pluviômetro foram inseridos no software. As simulações foram efetuadas considerando o mês de abril do ano de 2018, que apresenta a maior média pluviométrica dos últimos 05 anos, equivalente à 568 mm. A Figura 37 mostra um exemplo de como ocorreu a entrada destes dados no software SEEP/W. Os valores diários correspondentes ao mês de abril de 2018 são apresentados na Figura 38.

Figura 37 - Exemplo de consideração dos dados pluviométricos no SEEP/W.



Fonte: A autora (2019) -

Figura 38 - Precipitação diária acumulada no período do mês de abril / 2018.



Fonte: A autora (2019) -

Após a inserção de todos os parâmetros e dados, as análises de fluxo e estabilidade foram realizadas. Primeiro, apenas análises de estabilidade foram realizadas com auxílio do software Slope/W. Neste momento, foram desenvolvidas análises de estabilidade com a inserção dos parâmetros de resistência na condição inundada do ensaio de cisalhamento direto. Esta forma de análise ocorre de maneira corriqueira na prática da engenharia geotécnica. Em seguida, ainda na fase de análise apenas da estabilidade, os parâmetros extraídos dos ensaios triaxiais foram inseridos, com o objetivo de verificar uma comparação entre esta e as análises considerando os parâmetros do cisalhamento direto, uma vez que, devido ao modelo de ruptura, tais parâmetros distinguem-se uns dos outros.

Em seguida foram realizadas análise de fluxo em três situações: a primeira realizou uma análise de fluxo estacionário para determinação da distribuição das poropressões na encosta, considerando a sucção presente no solo no momento da extração das amostras; a segunda, foi efetuada uma análise de fluxo transiente considerando os dados pluviométricos registrados para o mês de abril de 2018, com o intuito de verificar o comportamento da encosta sobre condições reais de precipitação; na terceira e última etapa, desenvolveu-se uma análise considerando a precipitação e influência de ações antrópicas, especificamente de vazamentos em tubulações, muito comuns de serem encontrados neste cenário. Para tal, foram considerados os mesmos dados pluviométricos dos utilizados nas análises correntes na segunda etapa. O valor atribuído ao vazamento foi de 3,2 m<sup>3</sup>/ dia, inserido no software como Total flux. Tal valor foi baseado nos estudos de Mendes et al. (2018),

que considera diversos fatores que influenciam a estabilidade de uma encosta, dentre eles, os vazamentos de tubulações.

A adoção do regime transiente é o mais indicado quando a influência da chuva é considerada. Diversos estudos têm conduzido as análises de estabilidade de taludes não saturados sob a condição de regime transiente (Tsaparas et al. 2002; Rahardjo et al. 2007; Godt et al. 2012; Ali et al. 2014; Pham et al., 2017) - A maior parte destes estudos considera o efeito da chuva na estabilidade das encostas. Para a efetivação destas análises é necessário a definição do tempo em que a encosta está sujeita às mudanças climáticas. Nesta dissertação, o tempo adotado foi de 15 dias, considerando que as encostas estivessem sujeitas a uma chuva acumulada referente aos dados de precipitação mensais.

Depois de inserida as definições de fluxo, as análises de estabilidade foram efetuadas. Nestas análises, de maneira diferente da supracitada, o fluxo influencia diretamente a estabilidade da encosta. Três análises de estabilidade foram desenvolvidas, considerando as três condições de fluxo avaliadas. Todas as análises de estabilidade foram efetuadas através do método de cálculo de Morgenstern & Price.

Além das análises determinísticas efetuadas, análises probabilísticas para duas situações foram realizadas, uma delas sendo a análise apenas da estabilidade sem consideração de fluxo e com adoção dos parâmetros inundados do triaxial e a segunda situação realizada foi a análise da estabilidade considerando a influência das precipitações e vazamentos.

Como já mencionado no Capítulo 2, as análises probabilísticas diferem-se dos métodos determinísticos, principalmente porque consideram a variação dos parâmetros de entrada. Sabe-se que existem inúmeras incertezas nos dados utilizados nas análises, sejam devidos a dispersão nos resultados obtidos nos ensaios ou a variabilidade natural no valor existente de um ponto para o outro no talude. Assim, os parâmetros de entrada em uma análise probabilística são tratados como variáveis aleatórias, que possuem qualquer valor em um determinado intervalo, com uma probabilidade de ocorrência especificada (Flores, 2008; Tonus, 2009; Wolfe et al. 2011; Sandoval, 2012, Stanković et al., 2013; Queiroz, 2016) - O método probabilístico adotado nesta dissertação foi o de Monte Carlo.

Na simulação de Monte Carlo é possível obter a distribuição probabilística da variável dependente, que neste caso é o fator de segurança, a partir das distribuições

estatísticas das variáveis aleatórias independentes (coesão e ângulo de atrito), permitindo calcular a probabilidade de falha e índice de confiabilidade. As análises probabilísticas foram realizadas no software Slope/W. Apesar deste programa possibilitar vários tipos de distribuição, foi assumido uma distribuição normal, com valores médios e desvio padrão específico para cada parâmetro avaliado. Conforme citado por Silva (2015), os parâmetros de resistência dos solos (coesão e ângulo de atrito) tendem a ter uma distribuição estatística normal ou lognormal na natureza.

As análises probabilísticas baseadas no método Monte Carlo dependem da introdução de dados estatísticos, sendo estes, média, desvio padrão e valores máximos e mínimos de cada variável, definindo a distribuição estatística de cada variável aleatória. No Slope/W, insere-se os valores de média e desvio padrão, e a partir destes, os valores máximos e mínimos são calculados, uma vez que os máximos e mínimos são as distâncias dos valores médios e dependem de quantos desvios padrão são considerados. Nesta dissertação, por não se dispor de uma quantidade suficientes de dados capazes de gerarem uma estatística confiável, foram considerados os valores de desvio padrão existente na literatura, conforme sugerido por Apaza e Barros (2014) - Para maior fundamentação, ainda foi considerado o a utilização do Three Sigma Rule proposto por Duncan (2000), que se baseia no fato de 99,7% dos dados normalmente distribuídos para estes parâmetros variam em  $\pm 3\sigma$ . No entanto, para este desvio padrão os valores do intercepto de coesão alcançaram valores negativos, inviabilizando as análises. Para tais, valores adotados também foram extraídos da literatura. Os valores de desvio padrão adotados foram extraídos dos trabalhos de Sandroni e Sayão (1992), Guedes (1997) e Ribeiro (2008) e estão dispostos na Tabela 12.

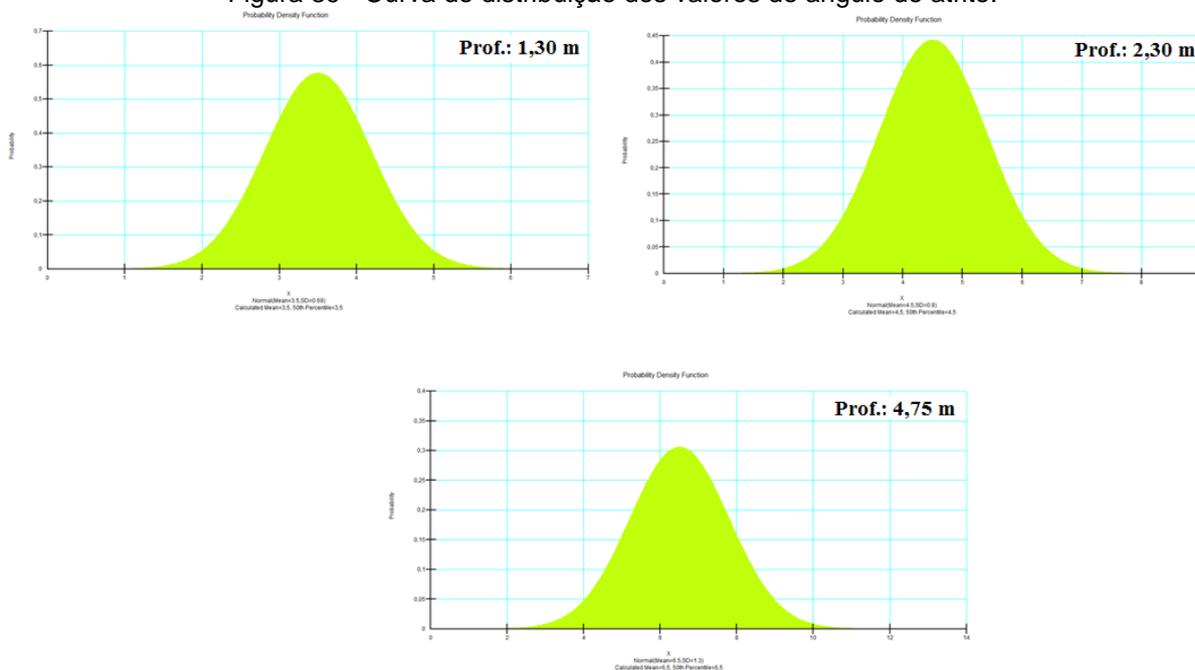
Tabela 12 - Coeficientes de variação para parâmetros dos solos

Prof. (m)	Parâmetro	Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
1,30	c'	3,5 kPa	0,69	0,05 kPa	6,95 kPa
	$\Phi'$	32,5°	3,00	17,5°	47,5°
2,30	c'	4,5 kPa	0,90	0,00 kPa	9,00 kPa
	$\Phi'$	32,0°	3,00	17,0°	47,0°
4,75	c'	6,5 kPa	1,30	0,00 kPa	13,0 kPa
	$\Phi'$	32,5°	3,00	17,5°	47,5°

Fonte: A autora (2019) -

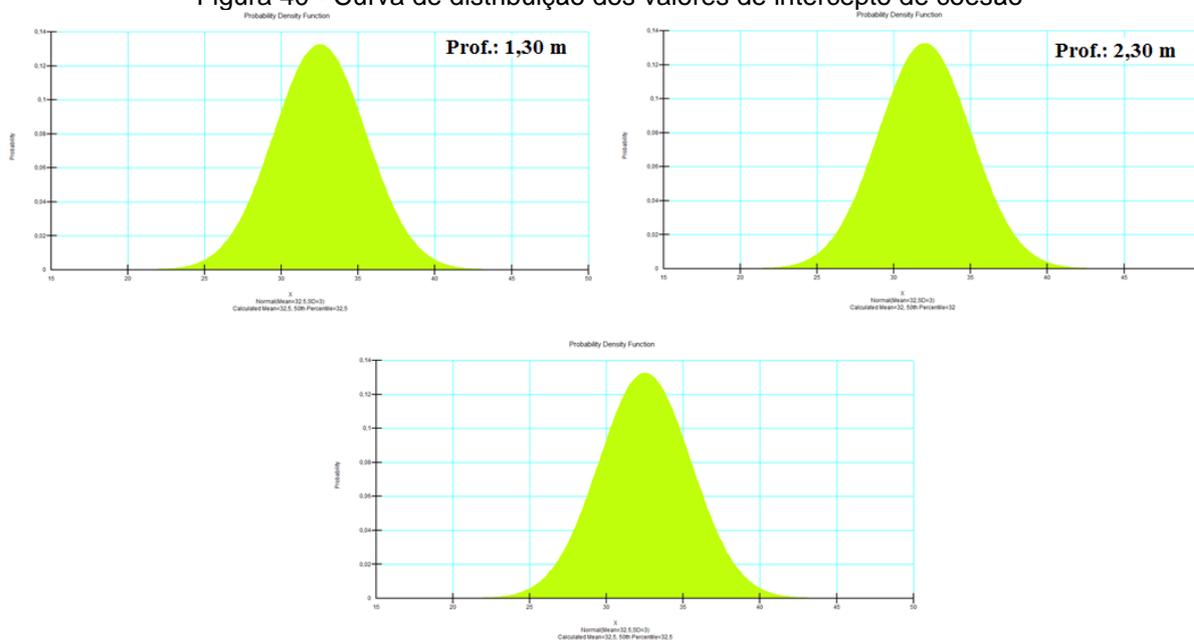
As Figura 39 e Figura 40 mostram as curvas de distribuição normal geradas para cada um dos parâmetros de resistência analisados.

Figura 39 - Curva de distribuição dos valores de angulo de atrito.



Fonte: A autora (2019) -

Figura 40 - Curva de distribuição dos valores de intercepto de coesão



Fonte: A autora (2019) -

Os parâmetros analisados nesta dissertação foram o ângulo de atrito e o intercepto de coesão, desprezando o peso específico do solo. Segundo Alonso (1976), devido a precisão que, em geral, é alcançada para o peso específico dos solos a partir

dos ensaios de laboratório, a incerteza associada a esta variável torna-se insignificante em relação as demais incertezas.

Por fim, foi efetuada uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos probabilísticos e determinísticos.

#### 4.6 SÍNTESE DO CAPÍTULO DA METODOLOGIA APLICADA EM TODAS AS ETAPAS

Este capítulo abordou a metodologia aplicada nos ensaios de campo e laboratório, mostrando as generalidades e particularidades de cada um dos ensaios realizados nesta dissertação. Ainda foram mostrados a metodologia adotada nas análises de fluxo e estabilidade, apresentando detalhes que foram considerados nas mesmas. Durante o desenvolvimento deste capítulo, foi descrito apenas o essencial de cada ensaio, citando diversos trabalhos que tratam dos procedimentos de forma mais detalhada. Apenas os ensaios que não são amplamente encontrados na literatura foram detalhadamente descritos. Em se tratando das análises de fluxo e estabilidade, foram detalhados os processos e o programa utilizado em todas as análises efetuadas.

## **5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA**

Este capítulo tem como objetivo apresentar e discutir os resultados colhidos através das atividades desenvolvidas em campo e laboratório. Tais resultados serão comparados com dados já presentes na literatura verificando a coerência dos mesmos. Os resultados obtidos em laboratório serão apresentados no final desta dissertação.

### **5.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO**

Especificamente nesta subseção serão tratados os trabalhos realizados em campo, sendo eles: Sondagens, perfil de umidade e descrição geotécnica do solo a cada metro e a caracterização geológica realizada na encosta estudada.

#### **5.1.1 Sondagem de simples reconhecimento com determinação do $N_{SPT}$**

De acordo com o colocado no capítulo 4, executou-se uma sondagem a percussão no topo da encosta estudada. Foram ainda realizados em campo, a partir das amostras coletadas na sondagem, o perfil de umidade com a profundidade e a caracterização dos solos, estando esses dados presente na Figura 41.

O boletim de sondagem fornecido pela empresa responsável por executar o furo (Anexo A) apresenta um perfil de solo totalmente arenoso, porém quando comparados os dados obtidos em campo pelo SPT com o perfil traçado em laboratório através do ensaio de granulometria percebe-se algumas divergências quanto a classificação do material. Nos primeiros 3,0 metros a sondagem indica um solo basicamente arenoso, enquanto em laboratório foi encontrado um percentual ligeiramente maior de argila. No quarto e quinto metro, apesar das sondagens afirmarem que o solo é areno-siltoso, nos ensaios realizados a porcentagem de silte encontrada é um pouco maior que a de areia, o que o classifica como silte-arenoso. Já do sexto metro ao oitavo, as quantidades encontradas de areia e silte nas amostras são praticamente equivalentes, apesar dos percentuais de silte se diferenciarem dos de areia irrisoriamente para mais, o que em termos de quantidade de materiais presentes na amostra confere a este solo a classificação de silte-arenoso, mais uma vez controverso a sondagem que diz ser uma areia com muito pouco silte. Estas divergências podem ser vistas na Figura 41.

Tendo em vista que a partir de 8 metros a resistência do solo aumenta de forma significativa, diminuindo assim a quantidade de material coletado pelo amostrador em campo, não foi possível realizar a comparação para a extensão completa do ensaio de sondagem.

A partir da sondagem realizada e do levantamento planialtimétrico, um perfil geotécnico da encosta foi desenvolvido, conforme apresentado na Figura 42. Observa-se que no perfil de umidade há um crescimento dos valores até a os seis metros, trecho que corresponde a camada ativa do solo, sendo mais propenso a variação desta umidade. A sondagem por sua vez tem um crescimento do SPT com a profundidade, o que é de se esperar, já que o solo desta encosta foi caracterizado por geólogos do grupo GEGEP/UFPE como residual. O crescimento da resistência torna-se mais significativo após o trecho de oito metros.

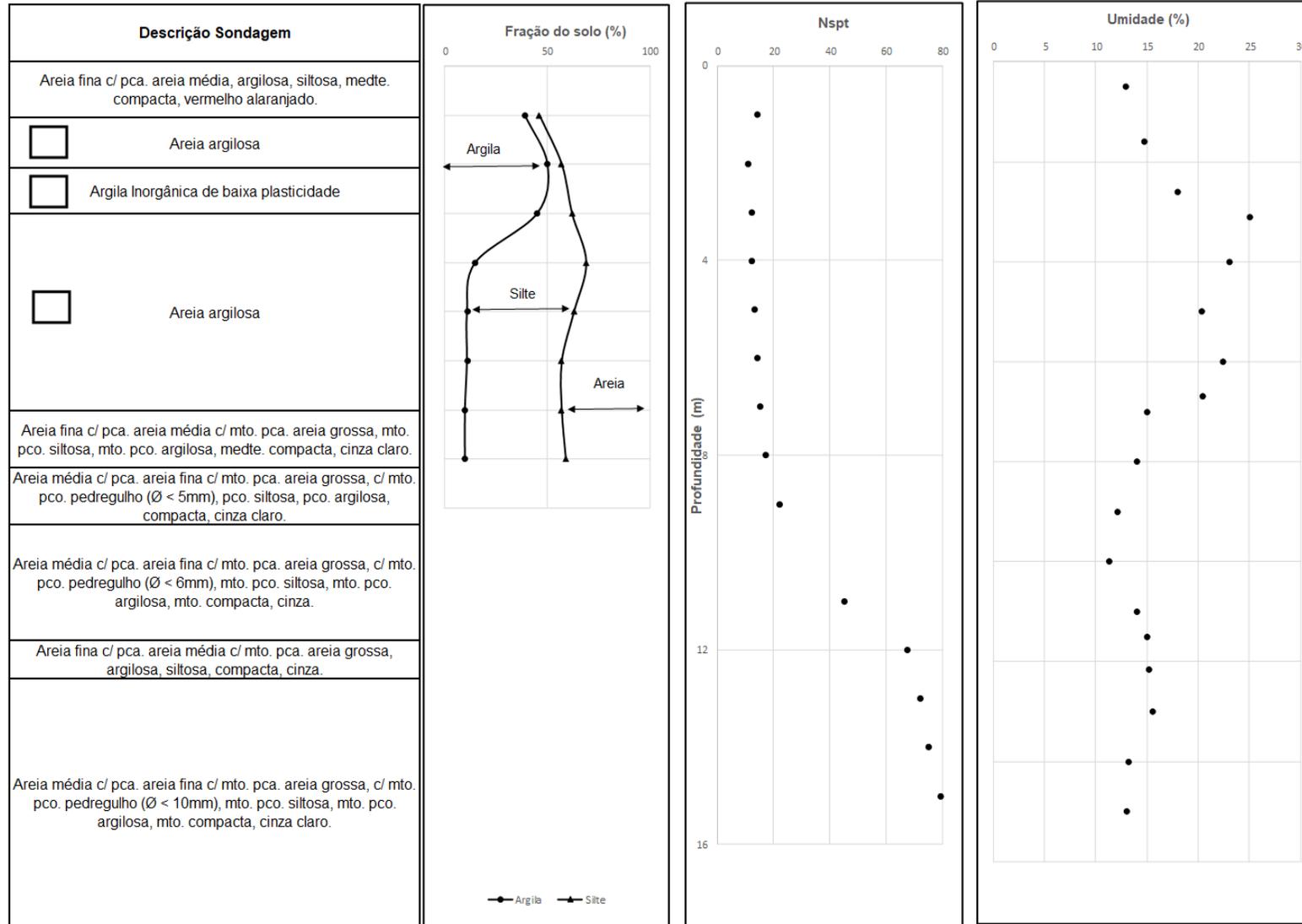
Devido a impossibilidade de execução da sondagem rotativa, descrita no capítulo 4, para melhor descrição do maciço rochoso, a partir da profundidade de 15 m, quando à resistência do solo se tornou muito alta, sendo considerada impenetrável à sondagem à percussão, foi estabelecido o início do maciço rochoso, como pode ser visto na Figura 42.

### **5.1.2 Caracterização geológica**

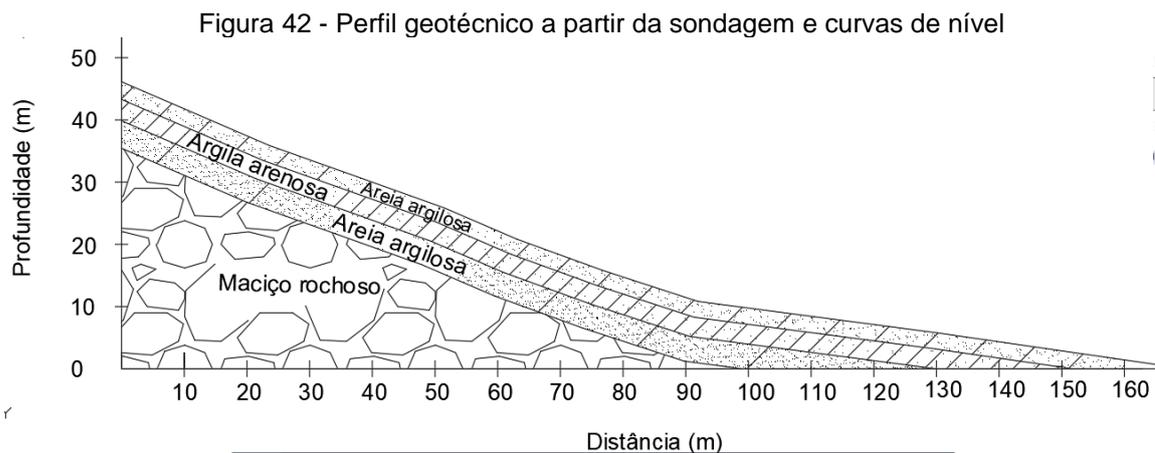
O mapeamento geológico na área da encosta mostrou que havia a presença de rocha alterada na região, onde no topo da encosta encontrou-se um afloramento de rocha gnáissica, apresentando-se bem alterado, correspondente com a geologia do local, definida como Complexo Gnáissico-Migmatítico-Granítico.

Na amostra que foi recolhida deste mesmo local, a olho nu foram diagnosticados veios que indicam a possível ocorrência de milonitização nesta rocha, isto pode ser observado através da Figura 43. O solo encontrado no local apresenta componentes principais como: quartzo, K-feldspato, plagioclásios e biotita. Os feldspatos (K-feldspato e plagioclásios) encontram-se intemperizados e parcial ou totalmente alterados para argilominerais (muito provavelmente caulim), além de outros produtos como epidoto, carbonatos. A biotita altera-se para argilominerais eclorita.

Figura 41 - Descrição do solo em campo e laboratório; relação do Nspt e umidade com a profundidade



Fonte: A autora (2019) -



Fonte: A autora (2019) -

Figura 43 - Amostras retiradas de afloramento rochoso com presença de milonito, localizada na encosta estudada



Fonte: A autora (2019) -

## 5.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO

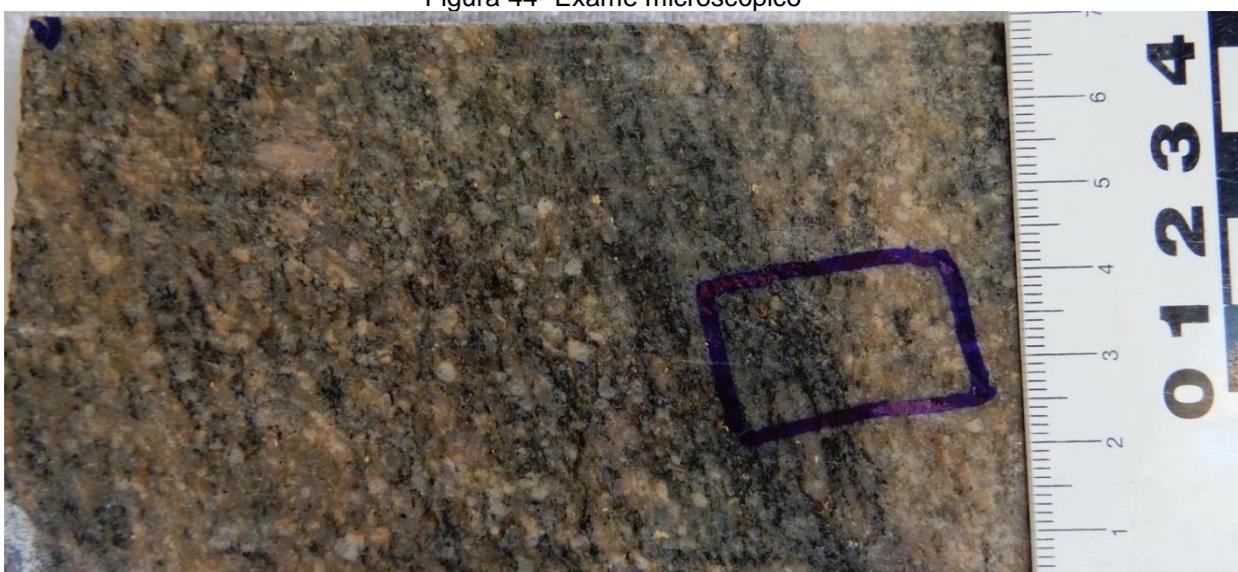
Nesta seção encontra-se a apresentação e análise dos resultados obtidos em laboratório. Inicialmente, a caracterização física dos solos estudados será exposta. Em seguida serão apresentadas a caracterização mecânica. Por fim, os resultados concernentes a mineralogia.

### 5.2.1 Análise petrográfica

Foi analisado um fragmento de rocha, medindo aproximadamente 16cm X 7cm, correspondendo a um “slab” cortado a partir de um testemunho da rocha retirada em campo. Trata-se de uma rocha gnáissica-migmatítica-granítica exibindo uma foliação

formada pelo alinhamento de um mineral de cor preta, provavelmente lamelar, indicando tratar-se de biotita. Destacam-se fenocristais de dimensões milimétricas, provavelmente de feldspato, dispostos aleatoriamente, sob formas de seções quadradas ou arredondadas. Raros aglomerados de feldspatos ocorrem em seções prismáticas subcentimétricas a centimétricas, ao longo ou cortando a foliação. O local escolhido para confecção da secção delgada, abrange o contato de uma mancha escura, possivelmente rica em biotita e a parte leucocrática da rocha, de composição mais granítica, conforme Figura 44.

Figura 44- Exame microscópico



Fonte: A autora (2019) -

A partir da análise geral da lâmina por diversos aspectos (Figura 46 a Figura 49), o padrão textural apresentado é de uma rocha exibindo textura granolepidoblástica com sinais de catáclase como resposta ao esforço tectônico sofrido pela rocha. São observados alguns fenocristais de feldspatos, exibindo formas arredondadas ou em seções prismáticas, com dimensões variando de 0,88mm a 1,0mm de diâmetro maior, excepcionalmente atingindo 2,8mm a 3,0mm. Em geral, apresentam-se como manchas dentro do contexto da foliação principal da rocha, não obstante, alguns pouco.

Tratando-se de uma rocha gnáissica-migmatítica de composição granítica, afetada por esforços tectônicos materializados na foliação desenvolvida. Houve também um crescimento tardio (provável blastese) materializado no desenvolvimento de fenocristais de K-feldspatos ou talvez, podendo ser classificados Pórfiros. A foliação desenvolvida pela rocha está materializada pelos minerais máficos (biotita e

clorita), bem como alguns pórfiros subcentimétricos de K-feldspato que acompanham a foliação.

Para a classificação geológica de “rocha de falhas” pode ser utilizada a classificação de Sibson(1977) revisada por Killick (2003), conforme Figura 45.

Percebe-se por meio dos tipos petrográficos descritos que a rocha em questão é constituída de um gnaisse milonítico, porém com uma intensa recristalização dos seus minerais, desta forma sendo classificado de blastomilonito. Segundo Silva (1996), os blastomilonitos seriam uma rocha onde a textura cristaloblástica teria “mascarado” a textura milonítica.

Figura 45 - Classificação para rochas de falhas

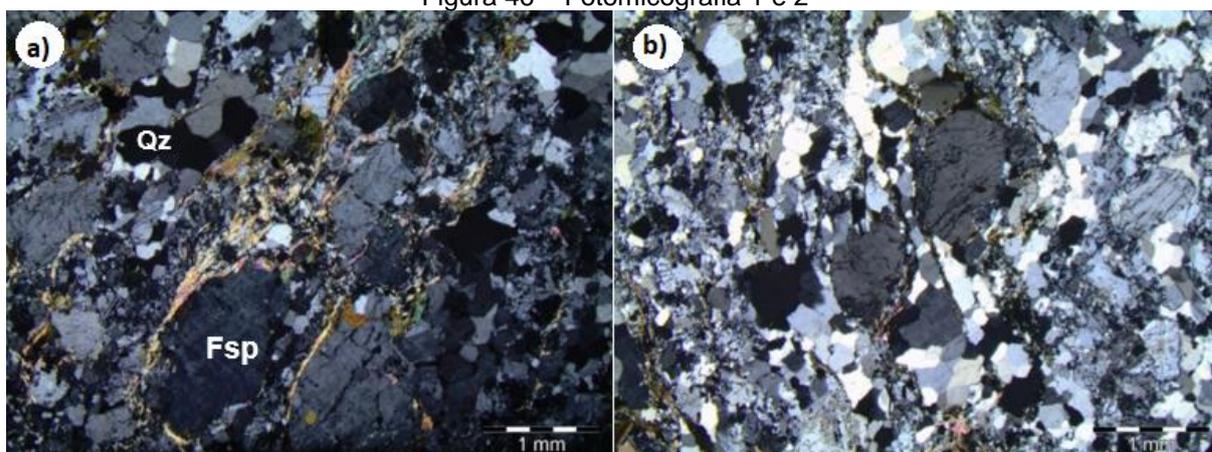
a		random fabric	foliated			
incohesive	random fabric					
	<b>fault breccia</b> (>30% visible fragments)					
cohesive	<b>fault gouge</b> (<30% visible fragments)		?			
	<b>pseudotachylite</b>		?			
NATURE OF MATRIX tectonic reduction in grain size dominates grain growth by recrystallisation	glass or de- vitrified glass	<b>crush breccia</b> (fragments >5 mm)			0-10%	
		<b>fine crush breccia</b> (fragments 1-5 mm)				
		<b>crush microbreccia</b> (fragments <1 mm)				
	grain growth pronounced	<b>protocataclasite</b>		<b>protomylonite</b>		10-50%
		<b>cataclasite</b>		<b>mylonite</b>		50-90%
		<b>ultracataclasite</b>		<b>ultramylonite</b>		90-100%
	?		<b>blastomylonite</b>			

b		random fabric	foliated			
incohesive	random fabric					
	<b>fault breccia</b> (>30% visible fragments)		?		<70%	
cohesive	<b>fault gouge</b> (<30% visible fragments)		?		>70%	
	<b>pseudotachylite</b>					
NATURE OF MATRIX tectonic reduction in grain size dominates grain growth by recrystallisation	glass or de- vitrified glass	<b>protocataclasite</b>		<b>protomylonite</b>	0-50%	
		<b>cataclasite</b>		<b>mylonite</b>	50-90%	
	grain growth pronounced	<b>ultracataclasite</b>		<b>ultramylonite</b>		90-100%
		?		<b>blastomylonite</b> <b>mylonitic gneiss</b>		>0-100%

Fonte: Sibson (1977) e revisada por Killick (2003) -

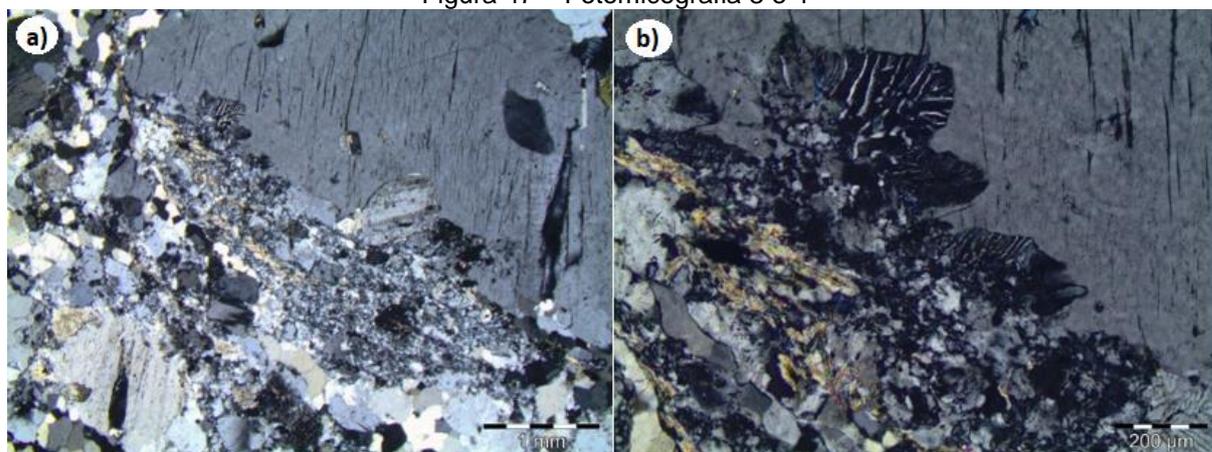
Figura 46 – Fotomicrografia 1 e 2



Fonte: A autora (2019) -

- (a) Alguns fenocristais de K-feldspato apresentam-se envolvidos por quartzo granular, provavelmente neoformados, sem contudo, exibirem extinção ondulante. Alguns desses aglomerados de quartzo exibem contatos retilíneos com a massa cominuída, como se formassem vênulas dentro da rocha, evidenciando uma possível fase rica em sílica tardia.
- (b)- Conjuntos de lamelas de biotita associadas às faixas micáceas onde predomina a biotita, associam-se faixas delgadas de clorita

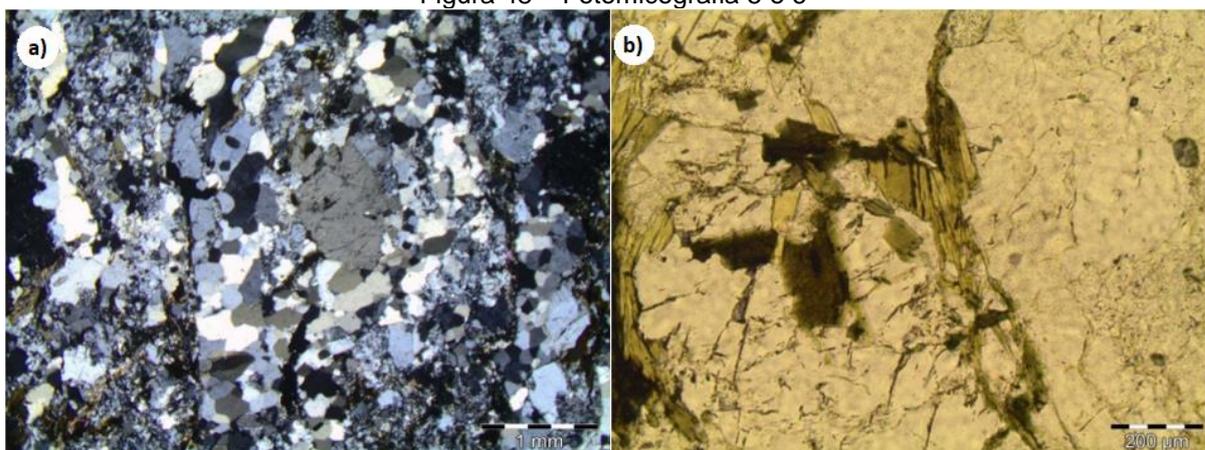
Figura 47 – Fotomicrografia 3 e 4



Fonte: A autora (2019) -

- (a) e (b) - Parece haver uma relação tardia entre os fenocristais de K-feldspatos e a massa circundante de material cominuído, possivelmente formada pela ação do faturamento. No contato dos fenocristais com a massa circundante, observa-se a presença de “patches” de plagioclásio, parcialmente argilizados, bem como a presença de leques mirmequíticos. , especialmente os maiores, colocarem-se no sentido desta foliação. Nos fenocristais maiores nota-se também a presença de intercrescimentos peritéticos, padrão “stringlets” e alguns mostram-se fraturados, evidenciando a presença de uma fase tectônica rutural tardia

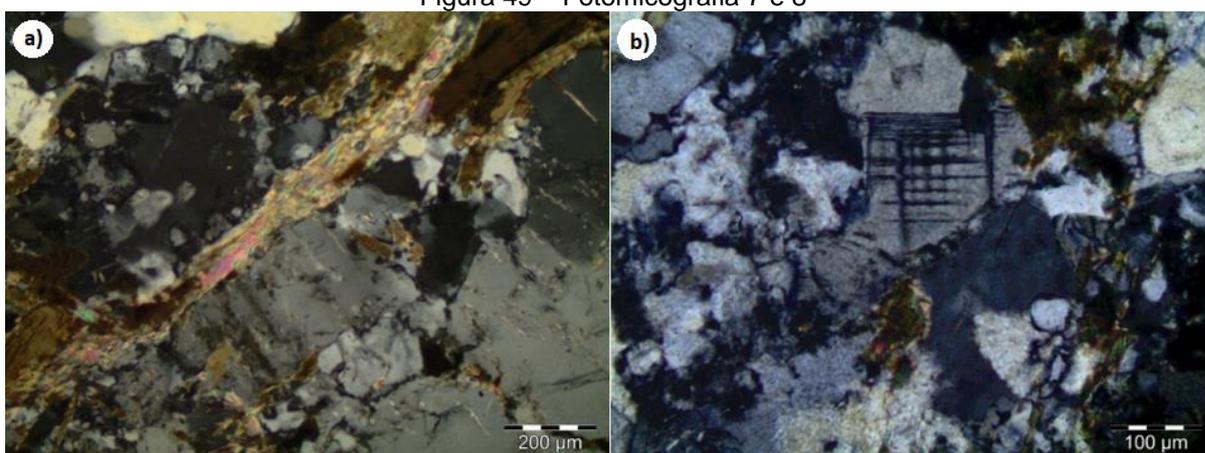
Figura 48 – Fotomicrografia 5 e 6



Fonte: A autora (2019) -

- (a) O quartzo apresenta-se em grãos xenomórficos com dimensões inferiores aos grãos de feldspatos (0,60mm a 0,70mm); (b) - Conjuntos de lamelas de biotita associadas às faixas micáceas onde predomina a biotita, associadas às faixas micáceas onde predomina a biotita, associam-se faixas delgadas de clorita algumas medindo até 0,5mm de comprimento, bordejam os fenocristais de feldspato. Apresentam-se em cor verde e pleocroísmo característico

Figura 49 – Fotomicrografia 7 e 8



Fonte: A autora (2019) -

; (a) e (b) - Observa-se fenocristais de K-feldspato exibindo geminação cruzada

### 5.2.2 Ensaio de resistência à compressão uniaxial de rocha

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado com a amostra na condição natural e na condição inundada, como mencionado no Capítulo 4.

Tabela 13 - Valores da resistência à compressão uniaxial

Condição amostra	$\sigma_c$ médio (Mpa)	Nº de amostras ensaiadas	Desvio padrão	Classificação IAEG (1979)
Natural	149,25	3	5,09	Muito Forte
Inundada	123,63	3	15,04	Muito Forte

Fonte: A autora (2019) -

A partir dos valores obtidos observa-se que há uma redução da resistência à compressão uniaxial dos valores naturais para os inundados. Apesar disso, ambas as condições foram classificadas como rochas com resistência muito forte pela IAEG (1979) - Estes valores ainda estão coerentes com o descrito na literatura para este tipo de rocha, conforme mostrado nos trabalhos de Goodman (1989); Smith (1999); Cardarelli (2008); Costa et al. (2008); Ademeso (2012); Winkler (2013), os valores da resistência média à compressão uniaxial encontram-se na faixa de 100 a 248 Mpa para rochas gnáissicas.

O modo de ruptura observado foi diretamente influenciado pela composição e arranjo mineralógico, e por estruturas presentes na amostra, como mostrado na Figura 50.

Figura 50 - Modelo de ruptura amostras ensaio de compressão uniaxial



Fonte: A autora (2019) -

### 5.2.3 Ensaio de índices físicos da rocha

A partir dos ensaios realizados nas amostras de rocha, foi possível determinar os valores de massa específica, porosidade e capacidade de absorção, conforme mostrados na Tabela 14.

Tabela 14 - Determinação índices físicos

Prof. (m)	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )		Porosidade (%)	Absorção (%)
	Seca	Saturada		
AM01	2609	2620	1,04	0,0039
AM02	2623	2631	0,73	0,0028
AM03	2607	2619	1,19	0,0046
AM04	2698	2615	1,80	0,0070
AM05	2625	2634	0,92	0,0034
AM06	2617	2625	0,86	0,0033
AM07	2626	2634	0,73	0,0028
AM08	2605	2617	1,21	0,0047
AM09	2624	2631	0,71	0,0027
AM10	2605	2616	1,13	0,0043
Média	2614	2624	1,03	0,0039

Fonte: A autora (2019) -

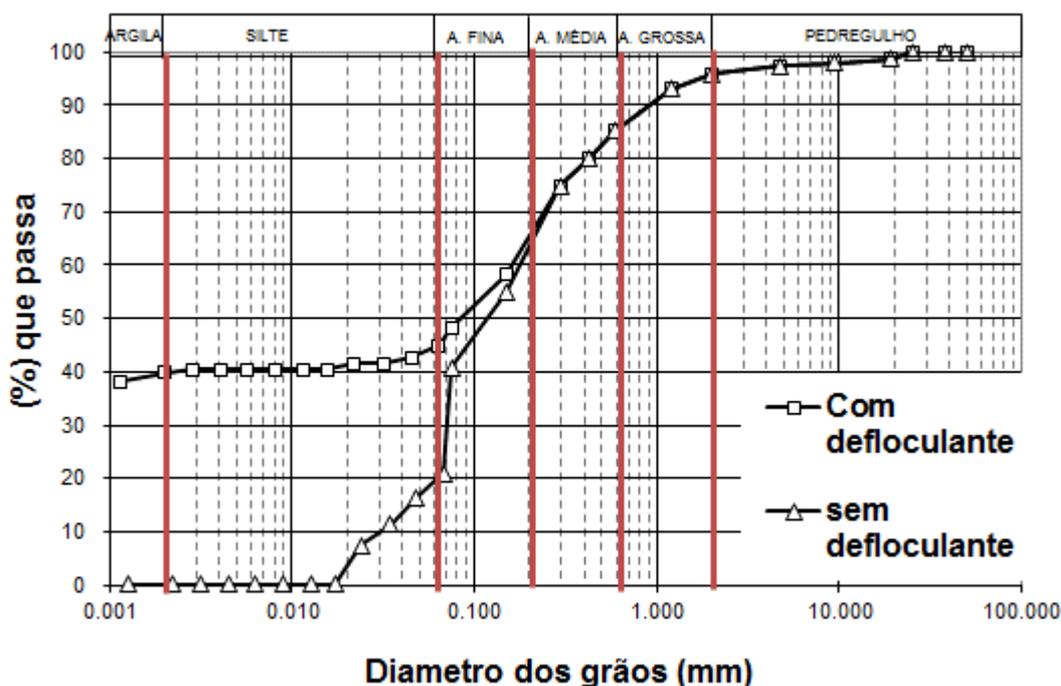
A partir dos resultados obtidos, verifica-se que os valores determinados para os índices físicos estão coerentes com o apresentado na literatura. Em média, a massa específica seca para rochas gnáissicas encontram-se descrita em alguns trabalhos como >2550 kg/m<sup>3</sup> com limite superior igual a 3360 kg/m<sup>3</sup>, enquanto que a massa específica saturada é superior a 2560 kg/m<sup>3</sup>. A porosidade média encontrada é classificada como baixa apresentando valores menores que 1,0%, alcançando valores máximos de 1,5%, apresentando ainda baixos índices de absorção, inferiores a 0,4% (Goodman, 1989; Smith, 1999; Cardarelli, 2008; Costa et al., 2008; Ademeso, 2012; Winkler, 2013) - Dessa forma, salienta-se a coerência dos resultados encontrados com os dispostos na literatura.

#### 5.2.4 Análise granulométrica e índices de consistência

Serão exibidos os resultados para cada uma das três profundidades estudadas separadamente. Em seguida, eles serão comparados com resultados presentes na literatura brasileira para solos residuais de gnaiss. A escolha pela comparação apenas dos estudos brasileiros foi fundamentada devido as peculiaridades presentes nos solos tropicais e subtropicais.

A Figura 51 apresenta as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante para a profundidade de 1,30 metros. Para o ensaio com defloculante, é possível observar que, para esta profundidade, o solo apresenta uma predominância da fração grossa, uma vez que a percentagem de finos (percentagem passante na peneira #200 = 0,075 mm) presente é inferior a 50%.

Figura 51 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 1,30m



Fonte: A autora (2019) -

Para a profundidade de 1,30m, verifica-se a predominância da fração areia, com percentual total equivalente a 53, sendo cerca de 21% de areia fina, 21% de areia média e 11% de areia grossa. Ainda com relação à fração grossa, este solo apresenta 3% de pedregulho. Com respeito a fração fina, apesar da predominância da fração grossa, uma quantidade significativa de finos foi identificada, com 40% de argila e 4% de silte. Estas características influem diretamente no comportamento dos solos, como pode ser visto na a partir dos limites de Atteberg, que mostraram LL (limite de liquidez) igual a 34,50% e IP (índice de plasticidade) de 11,90%, atribuindo ao solo uma plasticidade considerada média.

A partir das informações apresentadas, o solo foi classificado areia argilosa (SC) segundo a classificação unificada (SUCS) - Este solo apresentou a atividade de 0,3, sendo considerada como inativa pela proposta de Vargas (1988) - A densidade relativa ( $G_s$ ) determinado foi de 2,61. O valor encontrado para o  $G_s$  sugere uma

mineralogia composta predominantemente por minerais de feldspato, conforme mostrado por Peixoto et al. (2016), que descreve este mineral como magmáticos, metamórficos, pneumatolíticos e/ou hidrotermais de alta temperatura e mesmo processos diagenéticos. Portanto, é encontrada em uma gama muito grande de rochas, especialmente de origem plutônica, tais como xistos, gnaisses, granitos, pegmatitos, sienitos etc. Ainda segundo este autor o  $G_s$  varia entre 2,53 e 2,63. Este fato também é salientado quando a mineralogia for tratada posteriormente.

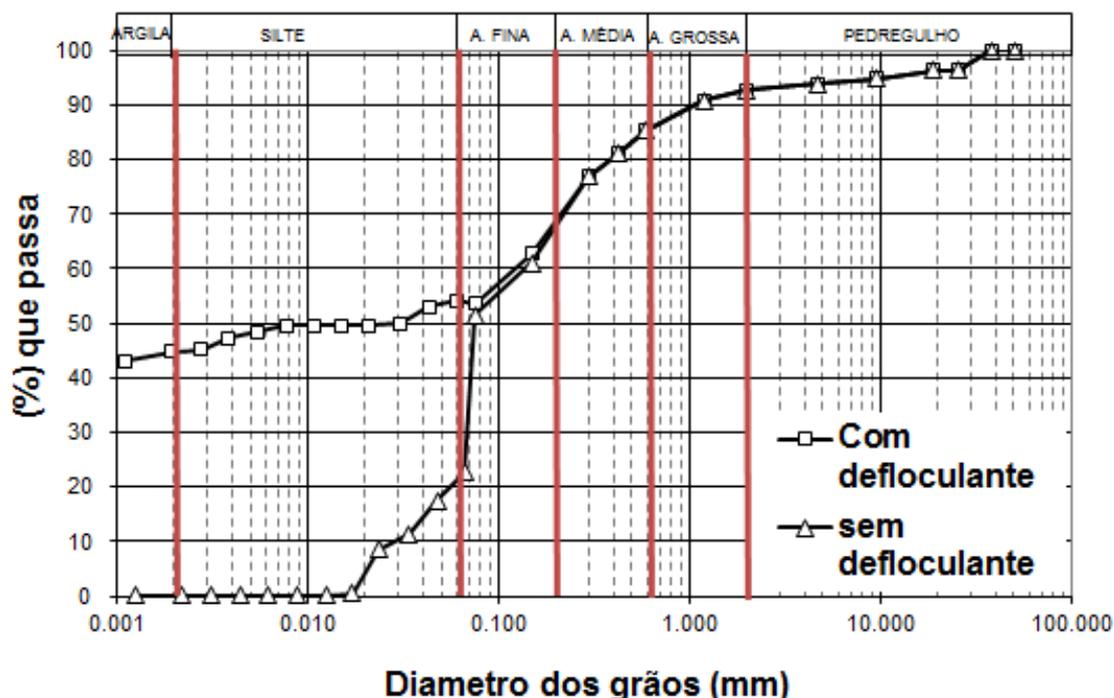
Ainda para a profundidade de 1,30m, os resultados sem a adição do defloculante mostraram aumento nos percentuais de areia fina e silte e drástica redução do percentual de argila. Este resultado indica que a argila possui a tendência de se apresentar agregada em seu estado natural. Quando se compararam as curvas granulométricas, para o solo de mesma profundidade, com e sem o uso de defloculante, observa-se uma diferença significativa entre as frações de silte e argila, fato este relacionado às propriedades cimentantes dos óxidos de ferro e alumínio, que produz aglutinações de argila, acarretando uma estrutura macroagregada, assim sendo, as diferenças de textura são bem discrepantes (Albuquerque et al., 2006) -

A ABNT NBR 13602 (1996) propõe que a avaliação da dispersibilidade de um solo pode ser estimada a partir da diferença entre as curvas granulométricas com e sem defloculante. Para a profundidade de 1,30m, a razão entre os percentuais de argila do ensaio sem a adição de defloculante e com esta adição (PD) foi equivalente a zero (0), indicando a não dispersividade da fração de argila. Este resultado é corroborado pelos resultados obtidos através do *crumb test*.

Mostrada na Figura 52, a granulometria determinada no ensaio com a adição do defloculante, referente à profundidade de 2,30m, foi predominantemente composta pela fração fina (percentagem passante na peneira #200), tendo em vista que esta foi superior a 50%, sendo 44% de argila e 9% de silte. Com relação à fração grossa, observa-se a presença de 39% de areia (16% de areia fina, 16% de areia média e 7% de areia grossa) e 8% de pedregulho.

O limite de liquidez (LL) foi de 39,70% e o índice de plasticidade (IP) determinado foi 16,19%, caracterizando o solo como muito plástico. A partir dos resultados descritos, o solo foi classificado pela SUCS como uma argila inorgânica de baixa plasticidade (CL) - A atividade determinada foi de 0,37, sendo classificada como inativa pela proposta de Vargas (1988), indicando a ausência de minerais argílicos expansivos.

Figura 52 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 2,30m



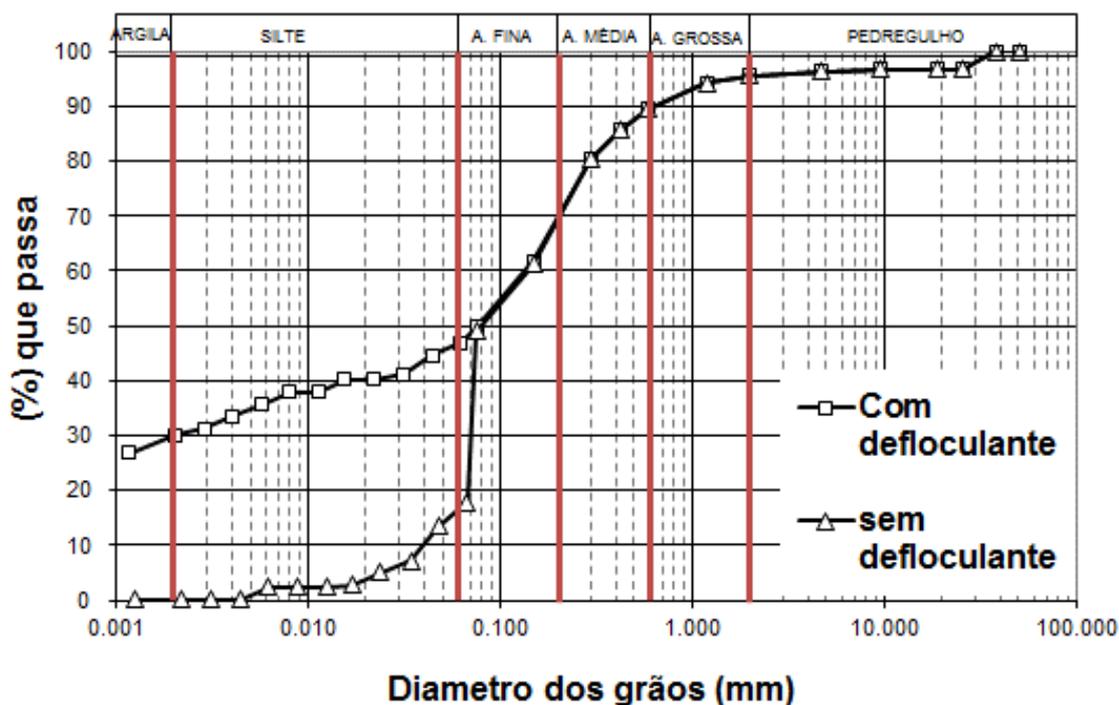
Fonte: A autora (2019) -

Para esta profundidade, 2,30m, o  $G_s$  foi igual a 2,65. Este resultado pode indicar que a fração areia apresenta uma mineralogia composta predominantemente por minerais de quartzo. Um dos minerais mais frequentemente encontrados na superfície terrestre, é gerado por processos metamórficos, magmáticos, diagenéticos e hidrotermais (Silva, 2007; Peixoto et al. 2016) -

De maneira semelhante ao resultado da profundidade de 1,30m, para os ensaios sem a adição de defloculante, houve uma redução considerável da fração de argila e aumento nos percentuais de areia fina e silte. Tais resultados encontram-se coerentes aos descritos na literatura. A razão entre os percentuais de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com defloculante (PD) foi igual a zero (0), indicando que a fração de argila não é dispersiva, resultado este corroborado pelo *crumb test*.

Com relação a profundidade de 4,75m, para o ensaio com a adição de defloculante, o solo apresentou-se predominantemente grosso, com um percentual passante na peneira #200 inferior a 50%. Sendo constituído por 48% de areia (22% de areia fina, 20% de areia média e 6% de areia grossa) e 4% de pedregulho. A fração fina apresenta 30% de argila e 18% de silte (Figura 53) - O limite de liquidez determinado foi de 35,60% e o índice de plasticidade foi de 12,88%, caracterizando o solo como de média plasticidade. A partir de tais resultados, o solo foi classificado pela SUCS como uma areia argilosa.

Figura 53 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante) - Prof.: 4,75m



Fonte: A autora (2019) -

Ainda para esta profundidade, 4,75m, o solo apresentou  $G_s$  igual a 2,64. A atividade deste solo foi de 0,43 indicando a ausência de minerais argílicos expansivos, sendo classificada como inativa pela proposta de Vargas (1988) -

Com relação ao ensaio sem a adição de defloculante, mais uma vez os resultados mostraram-se coerentes com o descrito pela literatura, reduzindo significativamente os valores da fração de argila e aumentando a percentagem da fração de areia e silte. A razão entre os percentuais de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com defloculante (PD) foi igual a zero (0), apresentando uma fração de argila não dispersiva, resultado ratificado pelo *crumb test*.

Tratando os resultados das três profundidades, era esperado a presença da fração argilosa maior nas camadas mais superficiais e, portanto, mais sujeitas a alteração, que transforma os minerais primários em secundários.

### 5.2.5 Comparação entre os resultados obtidos para a encosta estudada e outros presentes na literatura

Para verificar a compatibilidade dos valores obtidos para as diversas profundidades analisadas na encosta estudada com aqueles disponíveis na literatura para solos residuais de gnaiss, os dados foram agrupados na Tabela 9. Esta tabela apresenta dados concernentes a granulometria e limites de Atterberg dos solos de

diversas localidades do país, separando os dados conforme o grau de alteração (solo residual maduro ou jovem) para maior efetividade da comparação.

De uma forma geral, os solos residuais maduros de gnaiss apresentam altos percentuais de finos, com teor de argila variando de 20 a 70% e de silte alcançando 46%. No entanto, apresentaram ainda valores superiores a 30% da fração areia. Estas características estão diretamente ligadas a composição da rocha mãe (gnaisse) e do grau de alteração em que se encontra. Os valores acima citados estão presentes nos estudos realizados por Rocha et al. (1982); Maiolino (1985); Souza Neto e Coutinho (1998); Coutinho et al (2000); Reis (2004); Oliveira (2004); Cardoso Jr (2006); Beloni (2010); Bandeira (2010); Gerscovich et al (2011) -

O gnaiss é definido como rochas quartzo-feldspáticas com percentagem de feldspato superior a 20%, dessa forma, apesar de possuir uma considerável percentagem de quartzo, o gnaiss também é rico em minerais ferromagnesianos e feldspato oferecendo maior condições para o desenvolvimento de argilominerais quando sujeitos ao intemperismo. Em geral, o solo residual maduro apresenta mineralogia constituída pelo grupo dos argilo-minerais e por minerais de rocha, quimicamente menos sujeitos à alteração, sendo o quartzo o mais comum deles (Camapum de Carvalho, 2004; Oliveira, 2006; Moncada, 2008) - Dessa forma, os resultados obtidos através dos ensaios estão coerentes com aqueles disponíveis na literatura.

Quando tratados, os solos residuais de gnaiss apresentam uma composição granulométrica menos argilosa do que os solos residuais maduros supracitados. Com predominância da fração areia, com valores entre 35 e 70% e da fração silte, com valores entre 15 e 45%, os solos residuais jovens apresentam-se em conformidade com o citado por Vargas (1953) que, ao apresentar a primeira classificação genética dos solos tropicais brasileiros, distinguiu o solo residual jovem por ser silto-arenoso. A faixa descrita ainda está coerente com o fato deste solo ser menos afetado pela ação do intemperismo e por isso guardar as propriedades da rocha mãe e os seus minerais. Os valores acima citados estão presentes nos estudos realizados por Fonseca (1994); Souza Neto e Coutinho (1998); Reis e Azevedo (1998); Coutinho et al (2000); Bernardes (2003); Reis (2004); Silva (2005); Cecilio Jr (2009); Lima (2009); Lima (2009); Bandeira (2010); Oliveira (2011); Godoi (2014) -

Constatou-se que os resultados obtidos no presente estudo para as três profundidades investigadas estão em conformidade com grande parte dos valores

concernentes a distribuição granulométrica, plasticidade e atividade dos solos descritos na literatura.

Tabela 15 - Caracterização de solos residuais de gnaiss no Brasil

Local	Ref.	Prof. (m)	SUCS	Alteração	Granulometria (%)				Limites de Atterberg		G <sub>s</sub>	Atividade
					Arg.	Silte	Areia	Pedr.	LL (%)	IP		
Curado (PE)	Atual estudo	1,3 - 2,3	CL – SC	Maduro	40 - 44	4 - 9	39 - 53	3 – 8	35 - 39	12 - 16	2,61 - 2,65	0,3 - 0,37
Piraquara (PR)	Rocha et al. (1982)	-	CH	Jovem	49	20	31	0	69	45	2,82	0,9
Barragem Euclides da Cunha (MT)	Maiolino (1985)*	-	-	Maduro	15 - 48	18 – 43	34 - 36	0	50 - 73	20 - 35	2,72 - 2,77	-
Barragem Chapéu D’Uvas (MG)	Maiolino (1985)*	-	-	Maduro	50 - 70	20	25 - 35	0	62 - 76	29 - 36	2,55 - 2,88	0,51 - 0,58
Machados (PE)	Souza Neto e Coutinho (1998)	0,75 - 1,90	-	Maduro	32 - 33	14 – 20	32 - 33	0	52 - 55	13 - 24	2,74 - 2,75	0,33 - 0,38
PE - 89 (PE)	Coutinho et al (2000)	0,15 - 2,0	CL/MH	Maduro	40	20	40	0		19 - 20	2,6 - 2,7	0,5
Viçosa (MG)	Reis (2004)	2,9	MH	Maduro	58	15	27	0	68	29	2,72	0,5
São Paulo (SP)	Oliveira (2004)	2,5	ML	Maduro	20	46	34	0	47	13	2,7	0,65

Local	Ref.	Prof. (m)	SUCS	Alteração	Granulometria (%)				Limites de Atterberg		G <sub>s</sub>	Atividade
					Arg.	Silte	Areia	Pedr.	LL (%)	IP		
Morro do Caniço (RJ)	Ehrlich (2004)	-	SC	Maduro	4 - 10	7 - 13	66 - 76	0	NP	NP	1,9 - 2,0	2,75
São Paulo (SP)	Cardoso Jr (2006)	-	ML	Maduro	10	55	28	7	47	13	2,7	1,3
Viçosa (MG)	Beloni (2010)	0,35 - 0,80	CH	Maduro	57 - 63	5 - 7	33 - 36	0	60 - 61	29	2,69 - 2,71	0,5
Vista alegre (PE)	Bandeira (2010)	1,0	CH	Maduro	60,4	1,8	37,5	0,3	53,2	16,3	2,72	0,3
Rio de Janeiro (RJ)	Gerscovich et al (2011)	2,0	Areia argilosa	Maduro	56	34	10	0	39,5	24,7	2,63	0,4
Morro Boa Viagem (RJ)	Ehrlich e Silva (2012)	-	-	Maduro	6 - 30	18 - 26	49 - 50	0	71 - 78	28 - 31	2,63 - 2,72	1,3 -1,5
Curado (PE)	Atual estudo	4,75	SC	Jovem	30	18	48	4	35	12	2,64	0,43
Rio de Janeiro (RH)	Fonseca (1994)	-	SM	Jovem	0	38	62	0	38	NP	2,64	-

Local	Ref.	Prof. (m)	SUCS	Alteração	Granulometria (%)				Limites de Atterberg		G <sub>s</sub>	Atividade
					Arg.	Silte	Areia	Pedr.	LL (%)	IP		
Machados (PE)	Souza Neto e Coutinho (1998)	4,6 - 8,7	-	Jovem	4 - 12	11 - 36	51 - 83	0	36 - 44	10 - 13	2,75 - 2,81	0,83 - 2,5
Viçosa (MG)	Reis e Azevedo (1998)	-	CL	Jovem	23	29	48	0	48	17	2,79	0,7
PE - 89 (PE)	Coutinho et al (2000)	2,5 – 14	SM/SC	Jovem	4 - 10	20	70	0		6 - 16	2,7	-
Porto Alegre	Bernardes (2003)	3,0 – 11	Areia siltosa	Jovem	2 - 4	40 - 43	53 – 57	0 – 3	40 - 47	11 - 15	2,63	-
Viçosa (MG)	Reis (2004)	11	SC-SM	Jovem	5	45	50	0	38	15	2,6	-
Morro do Caniço (RJ)	Ehrlich (2004)	-	SC	Jovem	4	13	79	0	102	77	1,9	2,75
Niterói (RJ)	Silva (2005)	6 – 21	CL - SC	Jovem	13 - 35	15 - 27	45 – 60	0 – 5	33 - 38	12 - 16	2,69 - 2,74	-
São Paulo (SP)	Cecilio Jr (2009)	36	ML - SM	Jovem	10 - 12	42	40 – 42	4 – 8	32 - 36	9 - 10	2,68 - 2,75	0,75 – 0,9

Local	Ref.	Prof. (m)	SUCS	Alteração	Granulometria (%)				Limites de Atterberg		G <sub>s</sub>	Atividade
					Arg.	Silte	Areia	Pedr.	LL (%)	IP		
Santo André (SP)	Lima (2009)	1,80	Argila arenosa	Jovem	47	18	35	0	48	21	2,8	-
Osasco (SP)	Lima (2009)	2,7	Argila arenosa	Jovem	45	15	40	0	56	23	2,65	-
Sucupira (PE)	Bandeira (2010)	1,0	MH	Jovem	46,4	33	20,6	0	60,2	22,3	2,7	-
Cavaleira (PE)	Bandeira (2010)	1,0	CH	Jovem	55,3	8	36,4	0,3	61,1	30,8	2,68	-
Morro do Caniço (RJ)	Saramago et al. (2010)	9,0 - 20,6	-	Jovem	-	-	-	-	40 - 59	27 - 41	2,57 - 2,73	1,8 - 6,6
Rio de Janeiro (RJ)	Oliveira (2011)	4,0	CL	Jovem	10	35	55	0	48,4	18,4	2,7	-
Morro Boa Viagem (RJ)	Ehrlich e Silva (2012)	-	SC	Jovem	19	19	62	0	76	24	2,65	2,73
Santo Amaro da Imperatriz (SC)	Godoi (2014)	1,0 - 3,0	SM	Jovem	3,6 - 5,7	30 - 35	58 - 61	1 - 8	38 - 43	6 - 13	2,67 - 2,72	-

Fonte: A autora (2019) -

### 5.2.6 Influência processos pedogenéticos na encosta estudada

Outro fato importante de ser citado é a presença do processo pedogenético conhecido como laterização, processo típicos de clima tropical e subtropical responsável por propriedades geotécnicas particulares a estes solos, onde a presença de óxidos de ferro e/ou outro material cimentante pode levar a formação de aglomerados de grão (Villibor et al., 2000; Silva, 2007) - Além do observado nos ensaios de granulometria, em campo, com o apoio de um geólogo, verificou-se a presença de concreções lateríticas no solo. A Figura 54 apresenta a presença destas concreções, encontradas nas amostras retiradas da encosta.

Figura 54 - Laterização solos estudados.



Fonte: A autora (2019) -

Nesta figura, observam-se as concreções lateríticas evidenciadas já em amostras pertencentes a uma camada superficial do solo (amostra 1,30 m), bem como em uma camada mais profunda, evidenciando o alcance do processo de laterização. Além do verificado na análise granulométrica, este processo está diretamente ligado a permeabilidade e resistência do solo, como será posteriormente tratado.

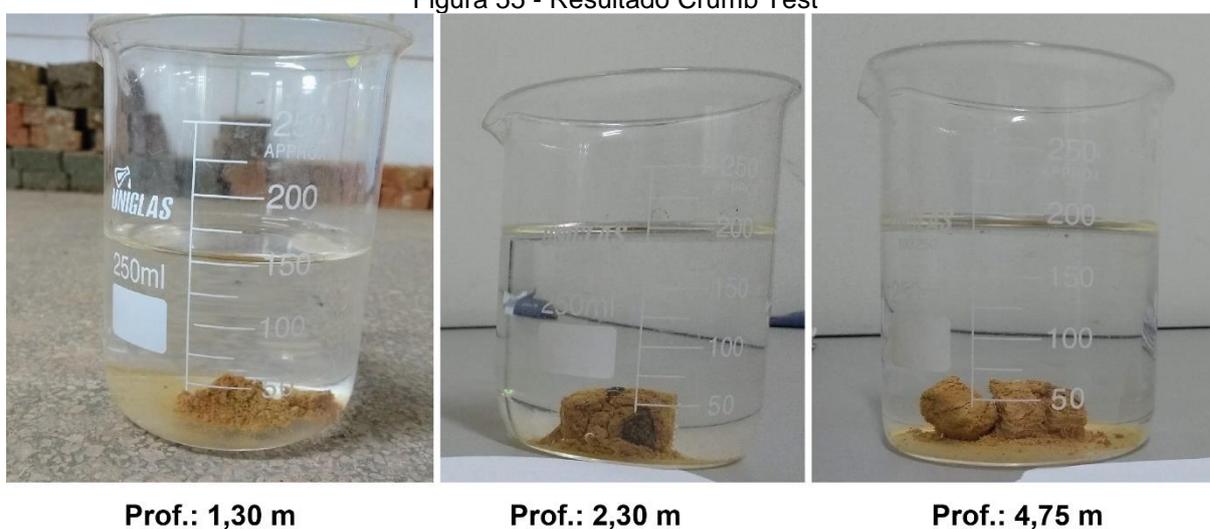
### 5.2.7 Ensaio de dispersão rápida (Crumb Test)

Quando imersos em água relativamente pura e calma, os solos dispersivos desfloculam, fazendo com que as partículas de argila entrem em suspensão (Maharaj,

2011; Amrita, 2011) - Conforme descrito no Capítulo 4, foram realizados ensaios de dispersão rápida (Crumb Test) nas amostras indeformadas extraídas nas três profundidades investigadas da encosta estudada, com intuito de complementar as investigações realizadas, uma vez que apesar do princípio deste ensaio não se destinar a solos arenosos, os solos ensaiados apresentam frações de argila consideráveis.

A Figura 55 apresenta os resultados finais de uma das amostras, moldadas em forma de torrões, para as profundidades ensaiadas.

Figura 55 - Resultado Crumb Test



Prof.: 1,30 m

Prof.: 2,30 m

Prof.: 4,75 m

Fonte: A autora (2019) -

A partir das observações visuais, verificou-se que para todas as três profundidades (1,30, 2,30 e 4,70m), os solos estudados apresentaram desagregação dos torrões estudados, apresentando sinais turveis causados por colóides em suspensão próximo à superfície dos torrões. Portanto, os solos foram classificados de acordo com a ABNT NBR 13601 como Grau 2, solos com comportamento levemente dispersivos. Este ensaio mostrou ser um bom ensaio qualitativo, por sua simplicidade e rapidez, estando em coerência com os resultados obtidos a partir das curvas granulométricas acima apresentadas.

### 5.2.8 Permeabilidade (TRI - FLEX)

Os coeficientes de permeabilidade foram determinados para os corpos de prova saturados a partir do permeâmetro de parede flexível (TRI - FLEX 2), segundo a metodologia citada no Capítulo 4. Para cada profundidade investigado foi realizado um ensaio Tri-Flex a partir das amostras indeformadas (tipo bloco) extraídas.

Para as três profundidades investigadas os valores de permeabilidade encontrados encontram-se na ordem de  $10^{-5}$  m/s. De acordo com a classificação proposta por Terzaghi e Peck (1967), para tais valores os solos estudados podem ser classificados como de baixa permeabilidade. Os valores estão ainda em conformidade com a granulometria dos mesmos, uma vez que, apesar da predominância da fração areia nas profundidades de 1,30 m e 4,75 m, apresenta uma percentagem da fração de finos (argila e silte) significativa, com percentuais superiores a 40. Sabe-se que quanto maior a percentagem de finos, menos permeável o solo é, conseqüentemente o coeficiente de permeabilidade é menor. A Tabela 16 apresenta os resultados encontrados nos ensaios de permeabilidade Tri - Flex para as profundidades investigadas.

Tabela 16 - Resultados dos ensaios de permeabilidade Tri - Flex.

<b>Local</b>	<b>Referência</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Fração finos (%)</b>	<b>Permeabilidade (m/s)</b>
Curado (PE)	Atual estudo	1,3	44	$8,46 \times 10^{-5}$
Curado (PE)	Atual estudo	2,3	53	$5,19 \times 10^{-5}$
Curado (PE)	Atual estudo	4,75	48	$9,02 \times 10^{-5}$
São Paulo (SP)	Cardoso Jr (2006)	-	65	$5,2 \times 10^{-6}$
São Paulo (SP)	Cecilio Jr (2009)	36	52 - 54	$1,7 \times 10^{-6}$ cm/s
Vista alegre (PE)	Bandeira (2010)	1,0	62	$3,13 \times 10^{-3}$
Santo Amaro da Imperatriz (SC)	Godoi (2014)	1,0 - 3,0	33 - 40	$3,87 \times 10^{-5}$ - $6,83 \times 10^{-6}$

Fonte: A autora (2019) -

Segundo Fonseca e Coutinho (2008), é comumente encontrado em solos residuais de gnaiss valores de permeabilidade da ordem de  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$ , estando em concordância ao verificado nesta dissertação. Esta faixa ainda abrange os valores descritos nos trabalhos de Cardoso Jr (2006), Cecilio Junior (2009) e Godoi (2014), que obtiveram valores entre esta mesma faixa ( $10^{-5}$  a  $10^{-6}$ ) - Os resultados encontrados também estão em coerência com o proposto por Casagrande e Fadum (1940) para a faixa granulométrica dos solos. Para estes autores, para a faixa descrita o solo apresenta areias muito finas, siltes ou misturas de areia, silte e argila. Como visto na apresentação dos resultados granulométricos, os solos apresentam predominância da fração de areia (fina e média) e com altos percentuais de finos

(argila e silte), condizendo com o proposto pelos autores supracitados para a faixa de permeabilidade encontrada.

### 5.2.9 Ensaio edométrico duplo

Os resultados obtidos através da realização do ensaio edométrico duplo serão explicitados neste item. As amostras obtidas para realização do ensaio são inderformadas e foram ensaiadas conforme visto no capítulo 4.

Serão avaliados para esse estudo os parâmetros de compressibilidade e potencial de colapso na umidade natural de campo (EDN) e ensaios inundados (EDI) - A Tabela 17 mostra as condições iniciais dos corpos de provas nas duas condições de umidade para as seguintes profundidades: 1,30 m, 2,30 m, 4,75m.

Tabela 17 - Condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto

Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condições iniciais dos corpos de prova				Condições finais dos corpos de prova		
		W <sub>o</sub> (%)	γ <sub>s</sub> (g/ cm <sup>3</sup> )	e <sub>o</sub>	S <sub>o</sub> (%)	W <sub>f</sub> (%)	e <sub>f</sub>	S <sub>f</sub> (%)
1,30	EDN	20,15	1,49	0,75	70,30	17,54	0,39	81,32
	EDI	21,63	1,40	0,86	65,80	22,42	0,32	99,51
2,30	EDN	22,07	1,36	0,91	62,90	19,43	0,49	73,67
	EDI	20,95	1,40	0,85	65,20	22,35	0,25	98,51
4,75	EDN	19,82	1,57	0,65	78,62	15,28	0,32	88,42
	EDI	19,42	1,57	0,65	77,68	23,26	0,26	99,48

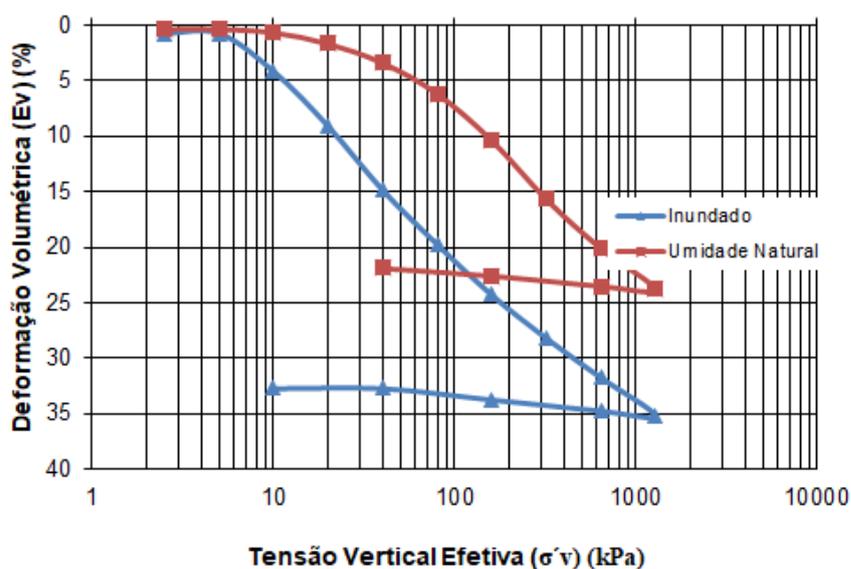
Fonte: A autora (2019) -

É possível perceber através dos dados expostos na Tabela 17, que em todas as amostras realizadas na umidade natural (EDN) houve um decréscimo entre as umidades iniciais e finais. Para a profundidade de 1,30 m a redução apresentada chegou a 14%, em 2,30 m observou-se queda de 13% e em 4,75 m o decréscimo praticamente dobrou, em relação as outras duas amostras, alcançando 30%. O fato desta última amostra ter apresentado uma diminuição da umidade natural mais significativa que as outras pode ser explicada através da própria estrutura deste solo, no qual tem uma porcentagem de finos bem inferior que as outras duas profundidades (1,30 m e 2,30m) - No que diz respeito a saturação, os valores aumentaram. Nos

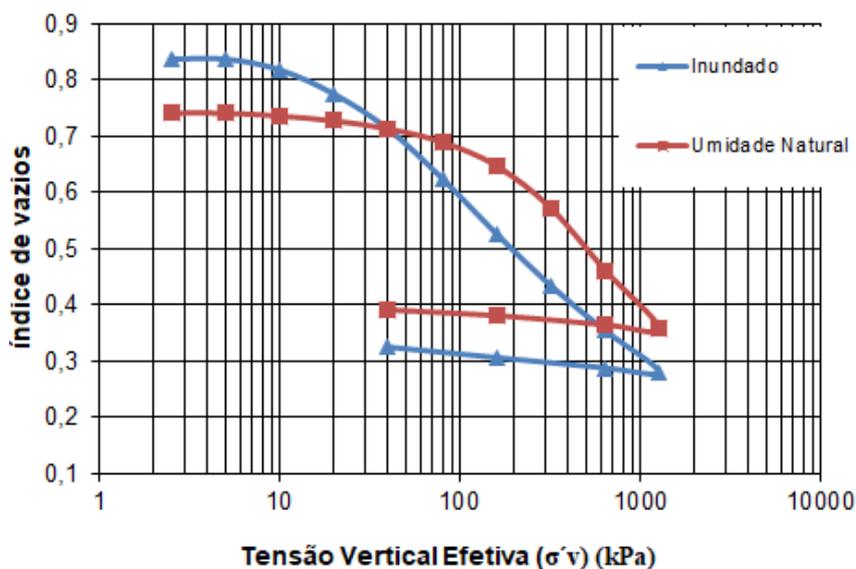
ensaios inundados (EDI) os valores de umidade aumentaram, como é o esperado e o grau de saturação final ( $S_f$ ) permaneceram todos acima de 95%.

As Figura 56 apresenta as curvas nas condições naturais e inundadas, relacionando as deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$  versus  $\sigma_v$  log) e a variação do índice de vazios com a tensão vertical ( $e$  versus  $\sigma_v$  log) para as profundidades de 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m.

Figura 56 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$  versus  $\sigma_v$  log) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$  versus  $\sigma_v$  log) – 1,30 m (areia argilosa)

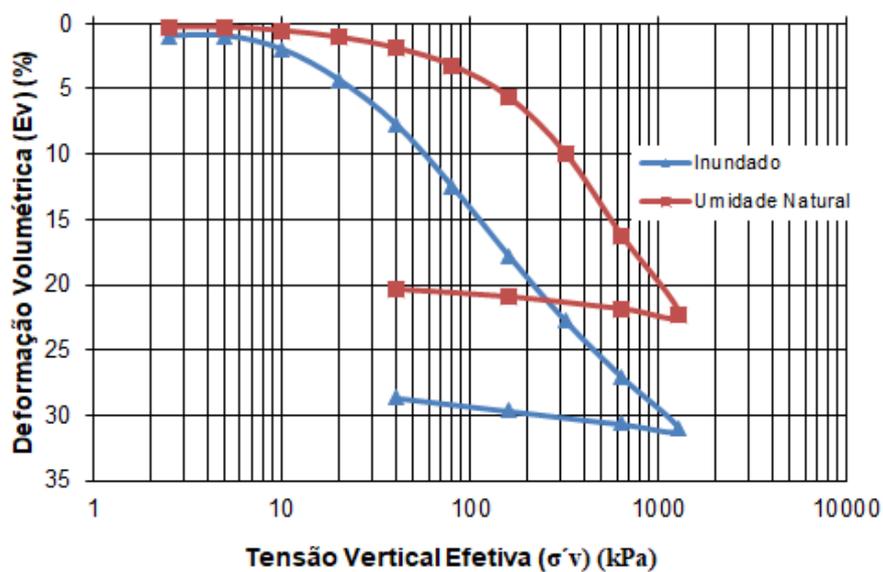


Fonte: A autora (2019) -

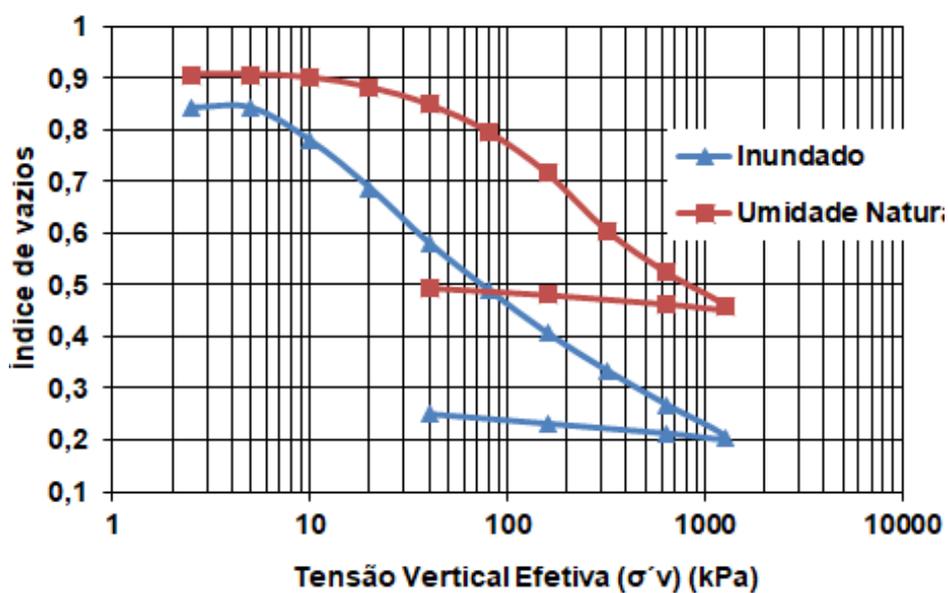


Fonte: A autora (2019) -

Figura 57 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\epsilon_v$  versus  $\sigma_v$  log) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$  versus  $\sigma_v$  log) – 2,30 m (argila arenosa)

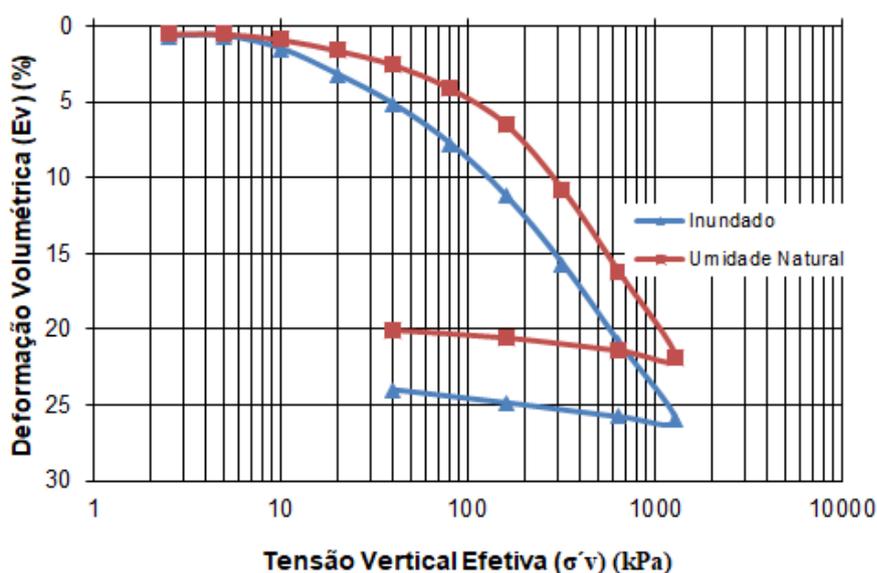


Fonte: A autora (2019) -

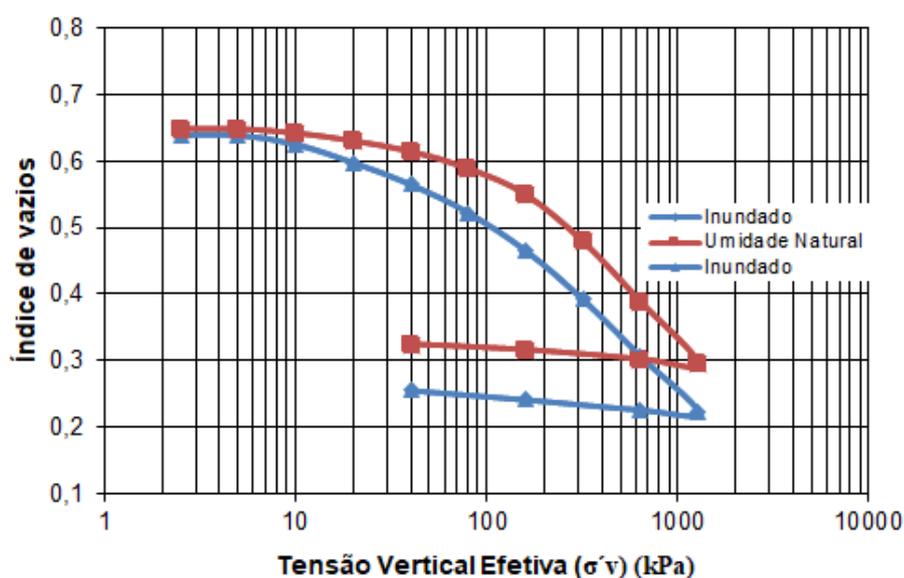


Fonte: A autora (2019) -

Figura 58 - Deformações volumétricas versus tensão vertical ( $\varepsilon_v$  versus  $\sigma_v$  log) e índices de vazios versus a tensão vertical ( $e$  versus  $\sigma_v$  log) – 4,75 m (areia argilosa)



Fonte: A autora (2019) -



Fonte: A autora (2019) -

Para as profundidades de 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m, nos ensaios na umidade natural e inundados as curvas evidenciaram com clareza um trecho linear que caracteriza o trecho virgem. A Tabela 18 apresenta a tensão de escoamento ( $\sigma_{vm}$ ) e os parâmetros de compressibilidade ( $C_c$  e  $C_s$ ) do solo, determinados a partir dos resultados dos ensaios inundados (EDI) e dos ensaios na umidade natural (EDN) -

Tabela 18 - Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN

Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condições iniciais dos corpos de prova				Parâmetros		
		W <sub>o</sub> (%)	γ <sub>s</sub> (g/ cm <sup>3</sup> )	e <sub>o</sub>	S <sub>o</sub> (%)	σ <sub>vm</sub> (kPa)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>
1,30	EDN	20,15	1,49	0,75	70,31	160,0	0,358	0,022
	EDI	21,63	1,40	0,86	65,80	23,0	0,256	0,029
2,30	EDN	22,06	1,36	0,91	62,90	52,0	0,227	0,024
	EDI	20,95	1,40	0,85	65,20	8,0	0,215	0,030
4,75	EDN	19,82	1,57	0,65	78,62	170,0	0,305	0,020
	EDI	19,42	1,57	0,65	77,68	100,0	0,283	0,022

Fonte: A autora (2019) -

A tensão de escoamento foi determinada pelo método gráfico de Pacheco Silva. De acordo com Souza Neto (2004), este método possui uma vantagem em relação ao proposto por Casagrande, visto que não se faz necessária a determinação de um raio mínimo na curva do ensaio, muitas vezes de difícil identificação. Observa-se que a tensão de escoamento para o solo no estado natural é superior a tensão de escoamento para o solo inundado.

Os valores do índice de compressão (C<sub>c</sub>) foram determinados considerando os últimos estágios de tensão da curva de compressão, para a reta aproximada definida entre 320kPa < σ<sub>v</sub> < 1280kPa. Os resultados indicaram um C<sub>c</sub> ligeiramente maior na condição natural do que na condição inundada. Já o índice de expansão (C<sub>s</sub>) foram considerados os trechos retilíneos das curvas de descarregamento, para o trecho entre 40kPa < σ<sub>v</sub> < 1280kPa. Neste caso, o C<sub>s</sub> encontrado foi maior na condição inundada do que na condição natural.

#### 5.2.9.1 Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos

A colapsibilidade dos solos estudados será avaliada através dos ensaios edométricos duplos, utilizando o critério de classificação de Reginatto e Ferrero (1973), Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978) que apresentaram um critério de classificação para determinação da suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical.

Reginatto e Ferrero baseiam-se em resultados de uma série de ensaios edométricos duplos, tomando-se como referência à tensão vertical geostática e a tensão de pré-consolidação, sob as condições de umidade natural e inundada para avaliar a colapsibilidade dos solos a partir do coeficiente de colapsibilidade expresso pela Equação 25.

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (25)$$

Onde:

- $\sigma_{vpn}$  - Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;
- $\sigma_{vps}$  - Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;
- $\sigma_{v0}$  - Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

A partir da proposta realizada por Reginatto e Ferrero (1973) os solos podem ser classificados como verdadeiramente colapsíveis, quando  $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ , como condicionados ao colapso, quando  $\sigma_{vpn} > \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$  e como solos não colapsíveis, quando  $\sigma_{vpn}$  e  $C = 1$ . Sendo assim para os solos estudados nesta dissertação, a apresenta a classificação quanto a colapsibilidade segundo a proposta de Reginatto e Ferrero (1973) -

Jennings e knight (1975) também sugerem uma classificação para o potencial de colapso. Para estes autores  $0 < PC < 1$  não apresenta problemas para obras de engenharia;  $1 < PC < 5$  problemas moderados;  $5 < PC < 10$  problemático;  $10 < PC < 20$  problema grave;  $PC > 20$  problema muito grave. O cálculo para chegar ao valor de potencial de colapso é visto na Equação 26.

$$PC (\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (26)$$

Onde:

- PC – Potencial de colapso;
- $\Delta e$  – Variação do índice de vazios devido ao colapso;
- $e_i$  – índice de vazios antes da inundação, correspondente a tensão de inundação.

Vargas (1978) identifica o comportamento colapsível dos solos quando estes atingem um PC maior que 2%. O cálculo realizado para obtenção do potencial de colapso é o mesmo que para Jennings e Knight (1975), mostrado pela Equação 5.

Nas Tabela 19 e Tabela 20 são apresentadas as classificações das amostras correspondentes ao solo estudado por esta dissertação de acordo com os três autores anteriormente citados.

Tabela 19 - Critério de Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973)

<b>Prof. (m)</b>	$\sigma_{v0}$	$\sigma_{vpn}$	$\sigma_{vps}$	<b>Coefficiente de colapsibilidade</b>	<b>Class. Reginatto e Ferrero (1973)</b>
1,30	18	160	23	0,03	Condicionado ao colapso
2,30	6	52	8	0,04	Condicionado ao colapso
4,75	9	170	100	0,06	Condicionado ao colapso

Fonte: A autora (2019) -

Tabela 20 - Critério de Classificação de Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978)

<b>Prof. (m)</b>	<b>Coefficiente de colapsibilidade (%)</b>	<b>Class. Jennings e Knight (1975)</b>	<b>Class. Vargas (1978)</b>
1,30	12,8	Grave	Colapsível
2,30	13,9	Grave	Colapsível
4,75	4,9	Moderado	Colapsível

Fonte: A autora (2019) -

Pode se observar para ambas as encostas que, por este critério, as camadas estudadas são classificadas como solos condicionados ao colapso.

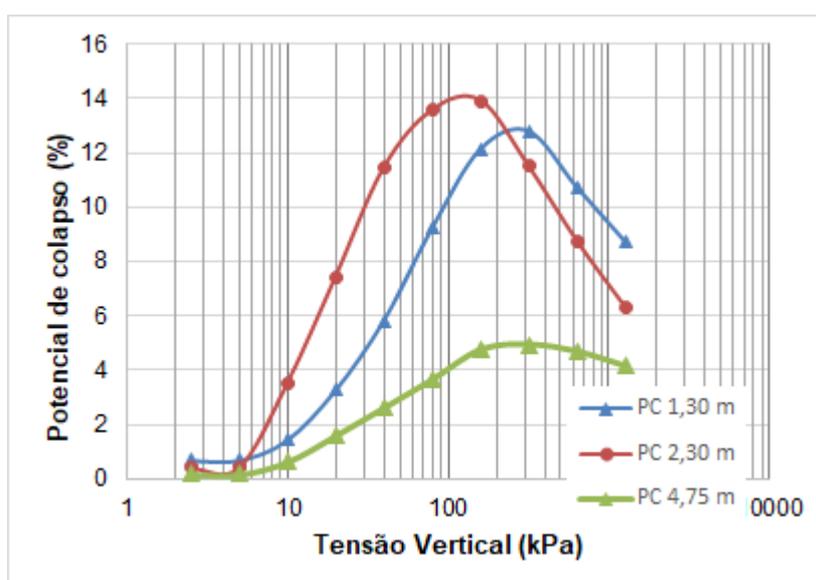
Ainda se quantificou os potenciais de colapso através da diferença entre as deformações fornecidas pelas curvas dos ensaios edométricos naturais e inundados, a partir da razão entre a variação de altura do corpo de prova provocado pela inundação e a altura inicial antes da inundação, em percentagem. A Tabela 21 apresenta os valores de potencial de colapso determinados a partir dos ensaios edométricos duplos. A Figura 59 ilustra as tensões verticais versus potencial de colapso para os solos da Encosta.

Tabela 21 - Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaios Edométricos Duplos

Prof. (m)	Potenciais de colapso nas tensões verticais de inundação (%)								
	5 kPa	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	640 kPa	1280 kPa
1,30	0,7	1,44	3,27	5,83	9,22	12,12	12,79	10,74	8,75
2,30	0,39	3,5	7,42	11,44	13,56	13,91	11,50	8,75	6,32
4,75	0,17	0,64	1,60	2,62	3,66	4,75	4,93	4,67	4,14

Fonte: A autora (2019) -

Figura 59 - Variação do potencial de colapso com a tensão vertical.



Fonte: A autora (2019) -

No gráfico apresentado na Figura 59 é possível perceber que nos solos mais superficiais o potencial de colapso atingiu um valor máximo bem superior ao visto na amostra que se encontra em maior profundidade. Sabe-se que os solos encontrados nas profundidades de 1,30 m e 2,30 m possuem uma diferença entre a percentagem de argila e areia bem pequena, enquanto o solo de 4,75 m a presença de areia é bem superior a de argila, sendo assim esse comportamento estaria coerente com a literatura. Uma vez que Basman e Tuncer (1992) observaram que quanto maior a diferença entre a quantidade de areia em relação a argila, menor seria o potencial de colapso para uma mesma tensão vertical de umedecimento aplicada.

### 5.2.10 Ensaio cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento descrito neste item foi realizado conforme a metodologia descrita no capítulo 4. Tendo em vista que as amostras foram ensaiadas nas condições de umidade natural, inundada e residual. Para melhor entendimento, a Tabela 22 traz as condições iniciais dos corpos de provas retirados a partir dos blocos coletados em três diferentes profundidades (1,30 m; 2,30 m; 4,75 m) -

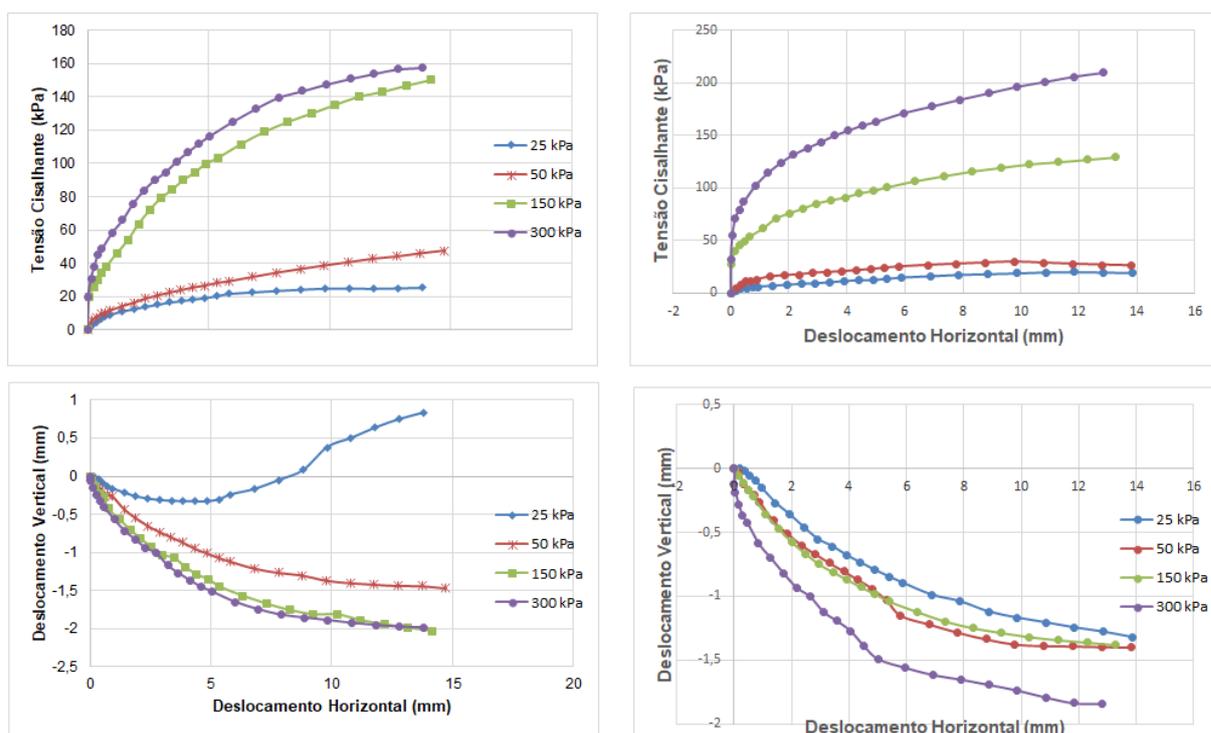
Tabela 22 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais

Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condição Inicial dos corpos de prova					
		CP (nº)	$\sigma_n$ (kPa)	$w_o$ (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$S_o$ (%)
1,30	CDN	1	25	19,69	16,7	0,87	58,82
		2	50	19,72	19,5	0,60	85,67
		3	150	19,96	16,2	0,92	56,27
		4	300	20,17	16,2	0,93	56,40
		5	25	23,50	16,7	0,93	61,31
		6	50	22,72	16,6	0,94	61,07
2,30	CDN	7	150	22,89	16,3	0,98	59,19
		8	300	23,18	16,5	0,94	59,82
		9	25	22,64	16,7	0,88	56,19
		10	50	21,77	16,6	0,91	57,49
4,75	CDN	11	150	22,74	16,3	0,94	55,35
		12	300	22,97	16,2	0,96	54,97
1,30	CDI	1	25	20,05	16,7	0,88	59,55
		2	50	19,43	16,6	0,88	57,52
		3	150	19,96	16,7	0,87	58,39
		4	300	19,35	16,8	0,85	59,71
		5	25	21,32	16,8	0,89	59,61
		6	50	22,57	16,66	0,91	56,60
2,30	CDI	7	150	22,45	16,63	0,96	55,35
		8	300	23,19	16,2	1,17	74,66
		9	25	23,10	16,4	0,87	62,0
		10	50	23,32	16,7	0,93	55,5
4,75	CDI	11	150	23,58	16,5	0,91	57,3
		12	300	23,47	16,2	0,95	56,4

Fonte: A autora (2019) -

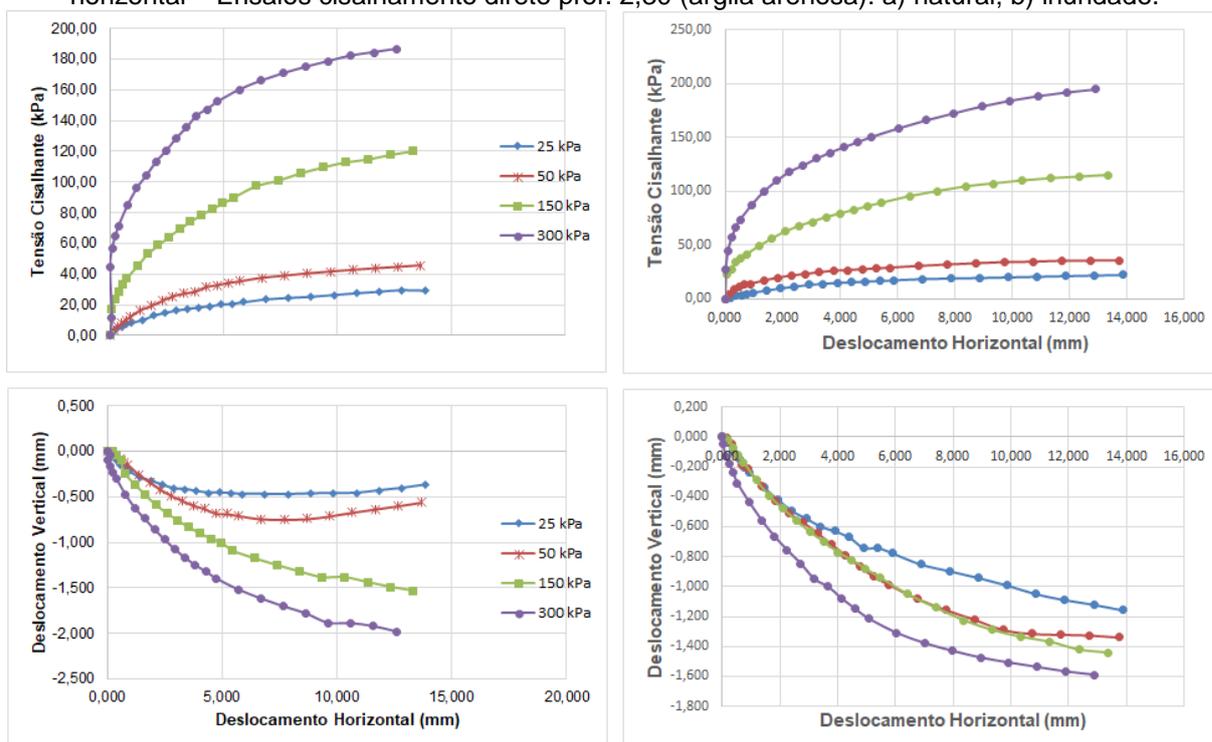
As curvas de tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento horizontal ( $dh$ ) e deslocamento vertical ( $dv$ ) versus deslocamento horizontal ( $dh$ ), referentes a todos os ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundadas para os blocos coletados são apresentados na Figura 60, Figura 61 e Figura 62, respectivamente.

Figura 60 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaios cisalhamento direto - prof. 1,30 (areia argilosa): a) natural; b) inundado.



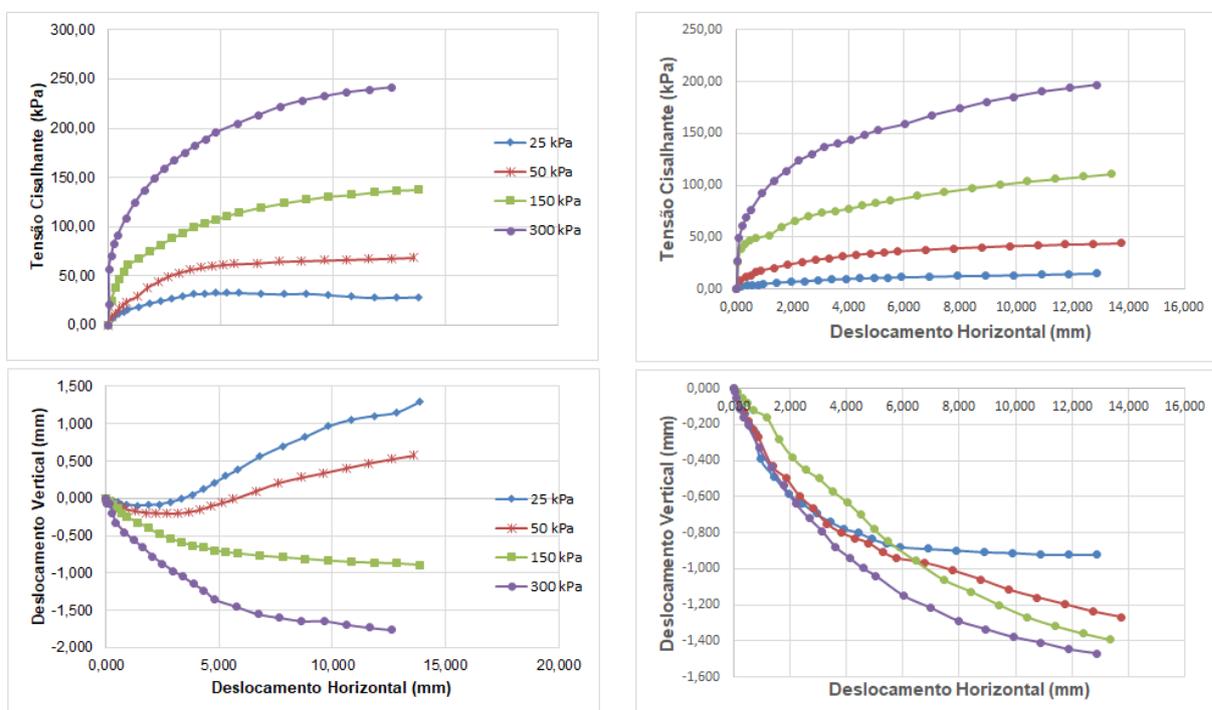
Fonte: A autora (2019) -

Figura 61 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto prof. 2,30 (argila arenosa): a) natural; b) inundado.



Fonte: A autora (2019) -

Figura 62 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto prof. 4,75 (argila arenosa): a) natural; b) inundado.



Fonte: A autora (2019) -

As curvas  $\tau$  vs.  $dh$ , dos corpos de prova respectivos aos blocos na profundidade de 1,30 m, apresentaram aumento da tensão cisalhante à medida que o deslocamento horizontal também crescia. Este comportamento pode ser associado a um material plástico com enrijecimento. Porém para as tensões de 25 kPa, o comportamento do solo pode ser classificado como puramente plástico, isto porque é possível observar que a partir de um certo trecho da curva a tensão cisalhante se mantém praticamente constante para os diferentes deslocamentos horizontais. Nas curvas  $dv$  vs.  $dh$ , observou-se um comportamento de compressão, exceto para a tensão de 25 kPa, onde houve tendência a compressão seguida de expansão.

Para a profundidade de 2,30 m, os corpos de prova ensaiados apresentaram curvas  $\tau$  vs  $dh$ , semelhante as descritas para profundidade de 1,30 m, onde a tensão cisalhante cresce com o aumento dos deslocamentos horizontais, caracterizando um material plástico com enrijecimento para todas as tensões aplicadas. Nas curvas  $dv$  vs.  $dh$ , o observado foi um comportamento de compressão para todas as tensões aplicadas.

Com relação a profundidade de 4,75, as curvas  $\tau$  vs  $dh$  para as tensões de 150 kPa e 300 kPa se comportaram de forma semelhante as profundidades 1,30 m e 2,30 m, ou seja, houve um aumento das tensões cisalhante assim como crescimento dos deslocamentos horizontais. Apresentando um comportamento de material plástico com enrijecimento. Enquanto para as tensões de 25 kPa e 50kPa, houve um aumento das tensões cisalhantes até um ponto máximo onde se manteve praticamente constante para diferentes deslocamentos horizontais, classificando este material como puramente plástico. Para as curvas  $dv$  vs.  $dh$ , percebeu-se que para as tensões aplicadas de 25 kPa e 50 kPa houve uma leve compressão seguida de uma grande expansão, assim como o que ocorreu na profundidade de 1,30 m para a tensão aplicada de 25 kPa. Já para as tensões de 150 kPa e 300 kPa o que aconteceu foi apenas a compressão.

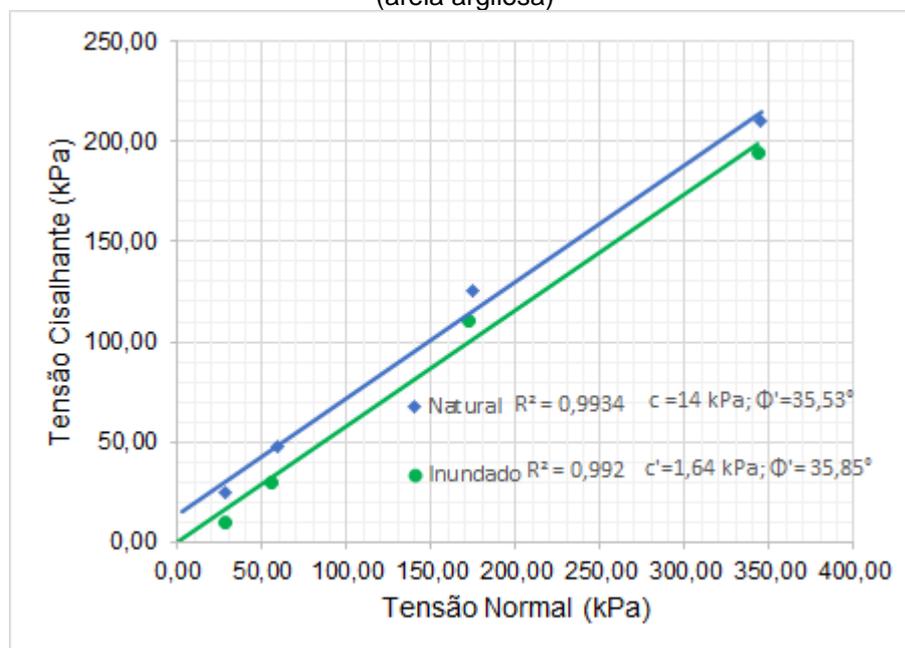
Segundo Bjerrum et al. (1961), o comportamento apresentado tanto para as curvas  $\tau$  vs.  $dh$  quanto para as curvas  $dv$  vs.  $dh$  para tensões superiores a 50 kPa para profundidade de 1,30 m, para todas as tensões aplicadas às amostras respectivas a profundidade de 2,30 m e para as tensões superiores a 150 kPa correspondente a profundidade de 4,75 m, são característicos de areias fofas. Ainda segundo estes

autores, para as demais tensões (25 kPa – 1,30 m; 25kPa e 50 kPa - 4,75m) as curvas comportam-se como areias medianamente compactas.

Na condição Inundada, para todas as profundidades e para as curvas  $\tau$  vs  $dh$ , os comportamentos percebidos são muito semelhantes entre si e com o que ocorreu para condição natural na amostra de 4,75 m. Ou seja, para as tensões superiores a 150 kPa o comportamento evidenciado é de um material plástico com enrijecimento, devido ao aumento das tensões cisalhantes à medida que cresce os deslocamentos horizontais. Para as tensões aplicadas de 25 kPa e 50 kPa, o que é percebido é o alcance de um valor máximo de tensão cisalhante seguido de sua constância, mesmo com o aumento dos deslocamentos horizontais. Já nas curvas  $dv$  vs.  $dh$ , o comportamento apresentado foi muito próximo ao mesmo para condição natural de 2,30 m, em que todas as curvas indicaram compressão.

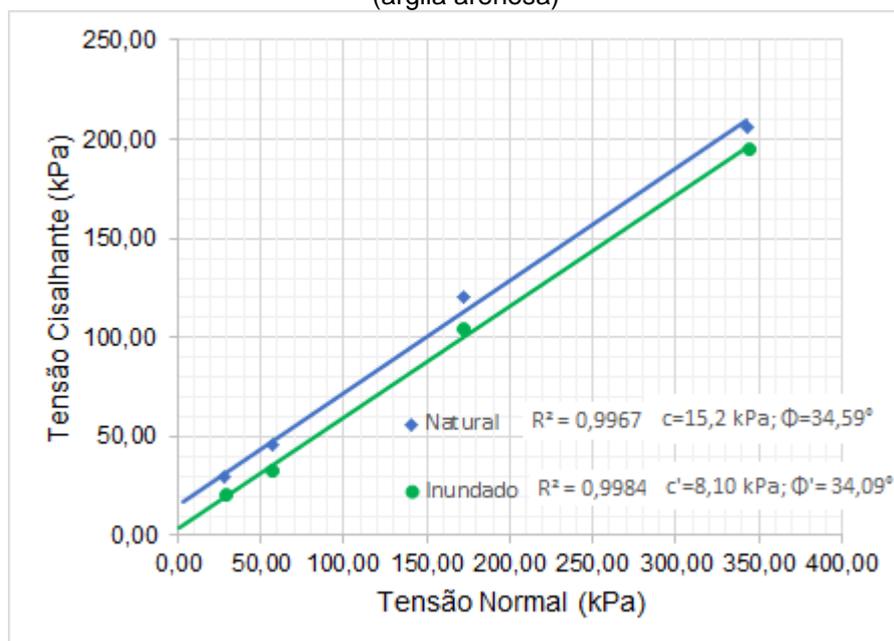
As envoltórias de ruptura nas condições natural e inundada que foram obtidas a partir do ensaio de cisalhamento direto em cada amostra (1,30 m, 2,30 m e 4,75 m), estão expostas nas Figura 63, Figura 64 e Figura 65.

Figura 63 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 1,30 (areia argilosa)



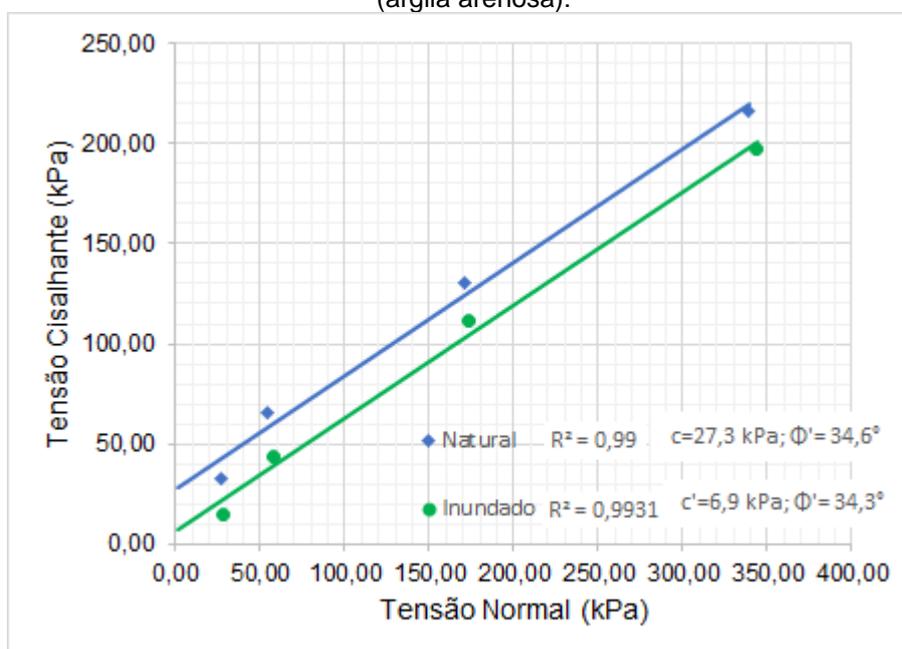
Fonte: A autora (2019) -

Figura 64 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 2,30 (argila arenosa)



Fonte: A autora (2019) -

Figura 65 - Envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto - prof. 4,75 (argila arenosa):



Fonte: A autora (2019) -

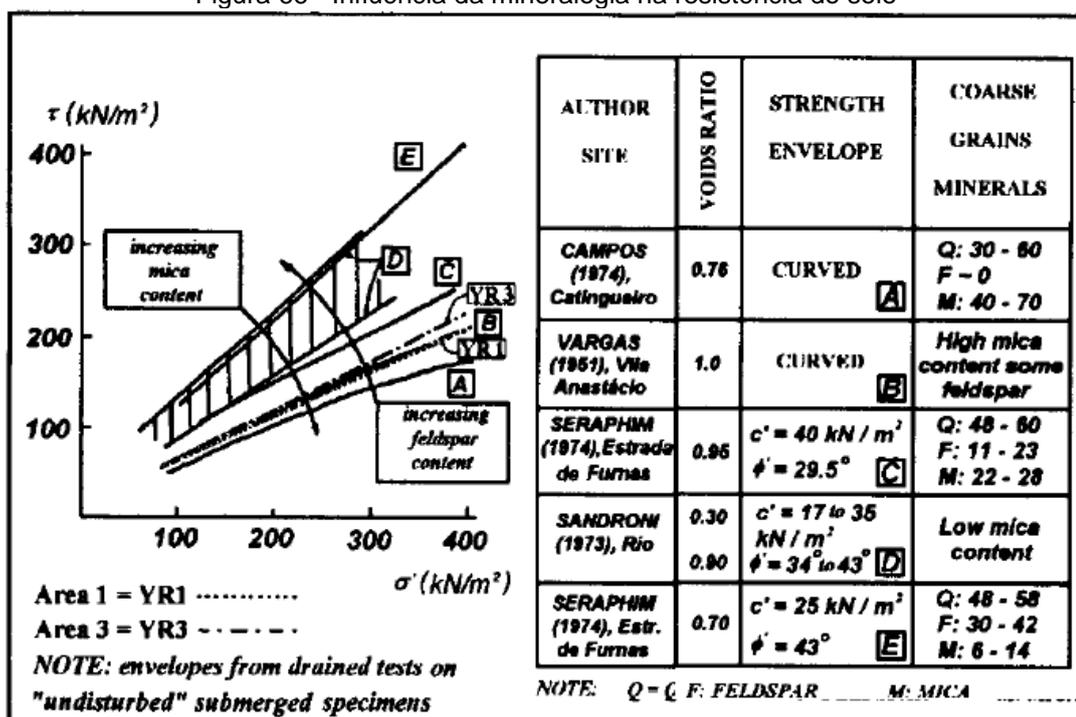
Para as condições naturais e inundadas observa-se de forma geral que as envoltórias de resistência apresentam certo paralelismo, sendo este o comportamento esperado. Os interceptos de coesão na condição natural constatados para as profundidades de 1,30, 2,30 e 4,75 m são de respectivamente 14,0 15,2 e 27,3 kPa,

assim como os ângulos de atrito encontrados foram  $35,53^\circ$ ,  $34,59^\circ$  e  $34,31^\circ$ . Na condição inundada, ainda para estas mesmas amostras os interceptos de coesão encontrados foram 1,6, 8,1 e 6,9 kPa e os ângulos de atrito correspondentes são  $35,85^\circ$ ,  $34,09^\circ$  e  $34,31^\circ$ . Conforme o esperado, houve uma redução do intercepto de coesão da condição natural em relação a condição inundada. Isto se deve ao fato de o processo de inundação da amostra proporcionar uma diminuição da sucção do solo.

Os dados de intercepto de coesão para condição natural encontrados para este tipo de solo estão dentro da faixa de valores encontrados na literatura, sendo ela de 7 a 40 kPa, porém alguns autores apresentaram coesão de até 71,4 kPa. Estes altos valores por vezes são constatados devido a composição micro estrutural do solo, que segundo Bernardes (2003) é quem, em grande parte, comanda a resistência ao cisalhamento, principalmente pelo bandamento micáceo.

Pela proposta de Sandroni (1977) apud Coutinho et. al. (2000), onde através dos estudos de solo residual gnáissico provaram que a mineralogia, incluindo as porções de mica e feldspatos, correlacionou bem com a resistência do solo, que tende a ser maior quando o teor de feldspato cresce, ao contrário do que acontece com o aumento do teor em mica. A proposta é apresentada na Figura 1, onde é possível observar que os solos da encosta para as três profundidades ensaiadas estariam enquadrados na curva B. Isto se deve ao fato dos valores da coesão obtidas na condição inundada para as três amostras estarem muito abaixo dos apresentados para as outras curvas, indicando uma menor resistência, e esta pode ser ratificada pela alta presença de mica no solo, observada na fase dos ensaios de caracterização física, desta forma coincide com o fato da curva B corresponder ao solo com alta presença de mica.

Figura 66 - Influência da mineralogia na resistência do solo



Fonte: adaptado de Sandroni (1977) apud Coutinho et. al. (2000) -

No que se refere aos ângulos de atrito os números encontrados estão muito próximos aos vistos em outros trabalhos, que abrangem uma faixa de  $22^\circ$  a  $42,1^\circ$  para este tipo de solo. Os valores expostos acima foram retirados dos trabalhos de Coutinho et. al. (2000), Godoi (2014), Silva (2005) e de Campo (1974) -

Assim como na condição natural, os valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito são semelhantes aos dados encontrados na literatura. Para o intercepto de coesão a faixa encontrada foi de 0 a 17 kPa. Havendo exceções com valores chegando a 30 kPa como foi o caso do trabalho de Campo (1974) - Os ângulos de atrito apresentados neste trabalho também encontram-se de acordo com a literatura, já que os valores nela encontrados variam de  $21^\circ$  a  $39,2^\circ$ . Os trabalhos a que se referem as faixas de valores mostradas acima são de Coutinho et. al. (2000), Bandeira (2010), Bernardes (2003), Gercovich (2005), Godoi (2014), Lima (2009), de Campo (1974) e Benessiuti (2004) -

A Tabela 23 mostra as condições de ruptura dos corpos de provas além dos parâmetros de resistência apresentados por eles.

Tabela 23 - Parâmetros de resistência e condições de rupturas dos corpos de provas ensaiados

Prof (m)	Ensaio Tipo	CP nº	Condição de Ruptura				Parâmetros	
			Valores de pico / Máximo				c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
			dh (mm)	dv (mm)	σ <sub>r</sub> (kPa)	τ <sub>r</sub> (kPa)		
1,30	CDN	1.1	9,80	0,38	27,67	25,09	14,0	35,53
		2.1	14,74	-1,31	58,48	47,68		
		3.1	14,16	-1,99	174,30	125,0		
		4.1	12,82	-1,98	345,14	210,25		
2,30	CDN	1.2	12,83	-0,41	28,61	30,02	15,2	34,59
		2.2	13,66	-0,56	57,77	45,80		
		3.2	13,33	-1,53	172,64	120,24		
		4.2	12,59	-1,98	342,45	206,58		
4,75	CDN	1.3	5,80	0,38	26,51	32,71	27,3	34,63
		2.3	8,61	0,28	54,63	65,20		
		3.3	12,82	-0,87	170,51	130,91		
		4.3	11,63	-1,73	338,80	216,26		
1,30	CDI	1.4	11,85	-1,24	28,30	10,21	1,6	35,85
		2.4	9,77	-1,37	55,32	29,71		
		3.4	13,27	-1,38	172,54	110,25		
		4.4	12,81	-1,84	345,14	210,25		
2,30	CDI	1.5	13,88	-1,15	28,95	21,09	8,1	34,09
		2.5	12,73	-1,32	57,16	32,49		
		3.5	13,35	-1,44	172,70	104,75		
		4.5	12,90	-1,59	343,65	195,10		
4,75	CDI	1.6	12,89	-0,92	28,31	15,04	6,9	34,31
		2.6	13,75	-1,27	57,83	43,92		
		3.6	13,38	-1,39	172,75	111,03		
		4.6	12,89	-1,47	343,59	197,05		

Fonte: A autora (2019) -

Tabela 24 - Característica dos solos residuais de gnaisse pelo presente estudo e literatura

Local	Ref.	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Descrição do solo	Parâmetros	
					c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
Jaboatão dos Guararapes- PE	Atual estudo	1,30	SC	CDN	14,0	35,53
				CDI	1,6	35,85
Jaboatão dos Guararapes – PE	Atual estudo	2,30	CL	CDN	15,2	34,59
				CDI	8,1	34,09
Jaboatão dos Guararapes – PE	Atual estudo	4,75	SM	CDN	27,3	34,63
				CDI	6,9	34,31
Rio de Janeiro - RJ	Gercovich (2013)	2,00	SC	CDI	4,8	27,5
Santo Amaro da Impeatriz - SC	Godoi (2014)	1-3	SM	CDN	13,2 -17,1	39,5 - 42,1
				CDI	4,2 - 17	36,7 - 39,2
Vista Alegre - PE	Bandeira (2010)	1,00	CH	CDI	20,8	24,1
Morro Boa Viagem - RJ	Ehrlich e Silva (2012)	-	SC	CDI	20	0
				CDN	31	0
Santo André - SP	Lima (2009)	1,80	Argila arenosa	CDI	29	32
Osasco – SP	Lima (2009)	2,7	Argila arenosa	CDI	5	34
Ribeirão - Guaratinguetá	Benessiuti (2004)			CDN	21,5	24
				CDI	4	23,5

Local	Ref.	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Descrição do solo	Parâmetros	
					c' ou c (kPa)	$\Phi'$ ou $\Phi$ (°)
Niterói – RJ	Silva (2005)	6 - 21	CL/SC	CDN	36,4 – 59,0	29,6 – 36,4
Porto Alegre – SC	Bernardes (2003)	3,00 - 11,0	SM	CDI	10,1 -21,9	24,8 - 31,7
				CDN	7 -38,3	29,5 - 31,2
				CDI	0 – 10,2	29,3 - 31,4
PE-89 – PE	Coutinho et. al. (2000)	0,75 - 1,90	-	CDI	0 – 10,8	31,9 - 35,5
				CDN	15,8 – 71,4	37,8 - 41,6
Chapéu	De Campo	-	-	CDN	40	22
Duvas - MG	(1974)			CDI	30	21

Fonte: A autora (2019) -

### 6.2.9 Ensaio cisalhamento direto com reversões múltiplas

Conforme o capítulo 4 descreveu, este ensaio foi realizado com as mesmas amostras ensaiadas na condição inundada. Sendo assim, as condições iniciais dos corpos de prova destes ensaios são as mesmas que os de presentes na Tabela 23. Já os dados referentes aos corpos de prova para a condição residual estão dispostos na Tabela 25.

Tabela 25 - Condição dos corpos de prova na condição residual

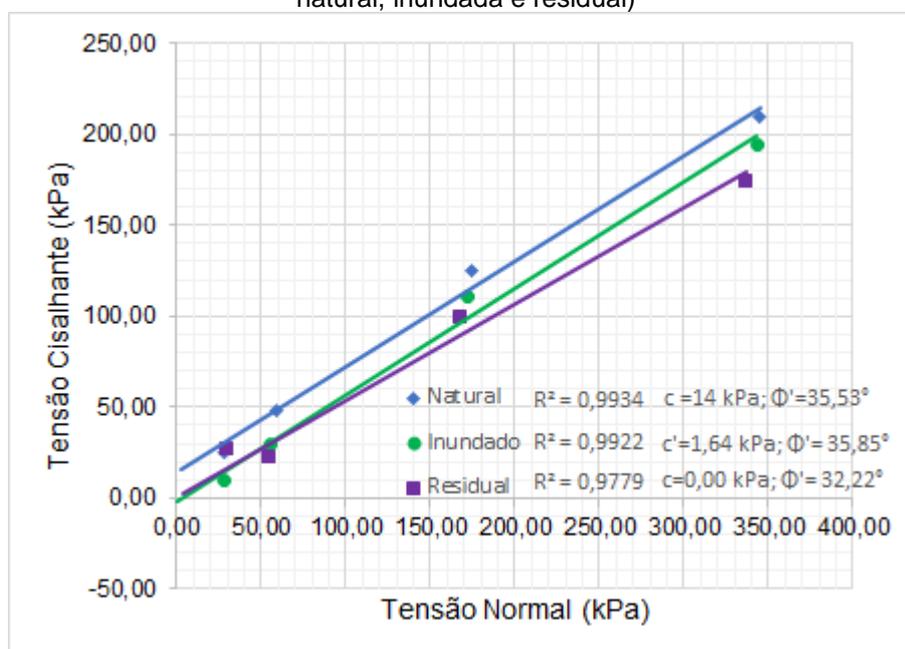
Prof(m)	Ensaio Tipo	CP nº	Condição residual			Parâmetro	
			Valores mínimos			c' ou c (kPa)	$\Phi'$ ou $\Phi$ (°)
			$\sigma_r$ (kPa)	$\tau_r$ (kPa)	dh (mm)		
1,30	CDI	1.4	28,94	27,82	13,84	0	32,22
		2.4	54,76	22,41	8,82		
		3.4	166,99	99,54	10,34		
		4.4	336,42	174,16	10,99		

Prof. (m)	Ensaio Tipo	CP nº	Condição residual			Parâmetro	
			Valores mínimos			c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
			σ <sub>r</sub> (kPa)	τ <sub>r</sub> (kPa)	dh (mm)		
2,30	CDI	5.1	27,70	17,17	9,90	0	30,56
		5.2	57,83	32,14	13,76		
		5.3	169,18	84,26	11,52		
		5.4	329,21	167,54	9,01		
		6.1	28,97	10,37	13,92		
4,75	CDI	6.2	57,90	25,84	13,85	0	30,71
		6.3	165,52	81,24	9,52		
		6.4	344,01	178,27	12,99		

Fonte: A autora (2019) -

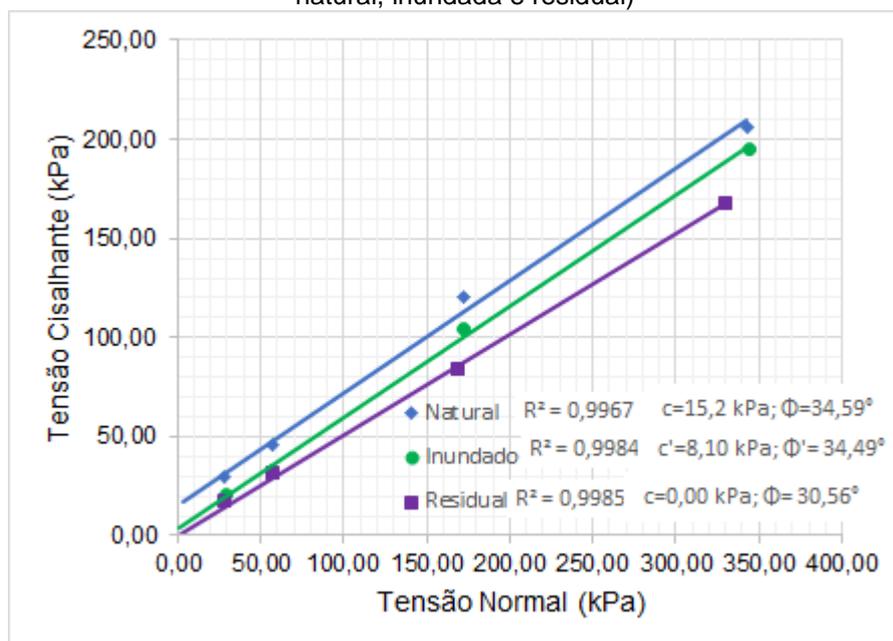
As Figura 67, Figura 68 e Figura 69 apresentadas abaixo mostram as envoltórias de cisalhamento para condição residual comparada as outras duas condições (natural e inundada) nas três profundidades estudadas.

Figura 67 - Envoltória de resistência (prof. 1,30 m – areia argilosa) – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual)



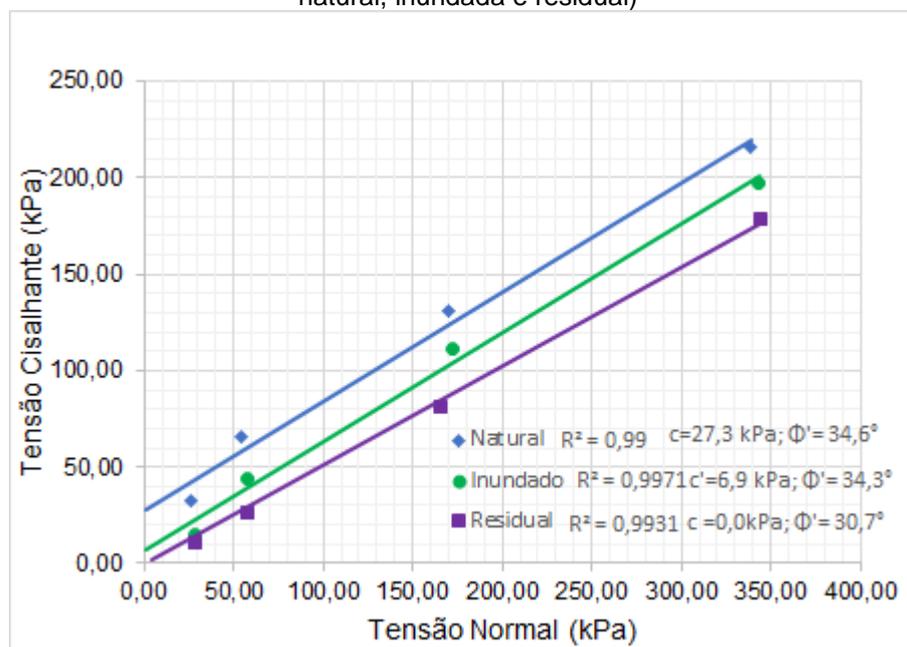
Fonte: A autora (2019) -

Figura 68 - Envoltória de resistência (prof. 2,30 m – argila arenosa) – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual)



Fonte: A autora (2019) -

Figura 69 - Envoltória de resistência (prof. 4,75 m – areia argilosa) – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual)



Fonte: A autora (2019) -

Em todas as profundidades o que se percebe é a ausência de paralelismo da envoltória de resistência residual com as de condições natural e inundada. Este comportamento é o esperado conforme a literatura apresentada em Silva (2007) -

Na literatura afirma-se que os solos predominantemente arenosos possuem pequena variação no valor de ângulo de atrito e isto pode ser visto com o resultado

deste ensaio. Pois, ainda que haja alta presença de argila nos solos, a existência de processos pedogenéticos podem induzir o solo a um comportamento mais arenoso.

#### 5.2.10.1 Relação entre resistência ao cisalhamento direto e sucção

A partir dos valores do intercepto de coesão obtidos tanto para o solo na condição natural quanto para o solo na condição inundada, foram determinados os acréscimos do intercepto de coesão ( $\Delta c$ ), oriundo da coesão a partir da equação abaixo.

$$\Delta c = (u_a - u_w) \cdot tg\phi' \quad (27)$$

A Tabela 26, apresenta os valores dos acréscimos de coesão, os valores de sucção média para a encosta nas camadas ensaiadas, que podem explicar estes acréscimos, determinados com base nas curvas características, assumindo a hipótese de  $\phi_b = \phi'$ .

Tabela 26 - Valores intercepto de coesão e sucção média

Local	Inter. coesão ( $c'$ )	Inter. coesão aparente ( $c$ )	Acréscimos intercepto coesão ( $\Delta c$ )	Acréscimo intercepto coesão - C.C. ( $\Delta c_{cc}$ )	Sucção (Curva característica)	Sucção média
1,30	1,64 kPa	14,0 kPa	12,36 kPa	14,00	20 kPa	17,7 kPa
2,30	8,1 kPa	15,2 kPa	7,1 kPa	10,00	16 kPa	10,3
4,75	6,9 kPa	27,3 kPa	20,4 kPa	30,00	45 kPa	30,2

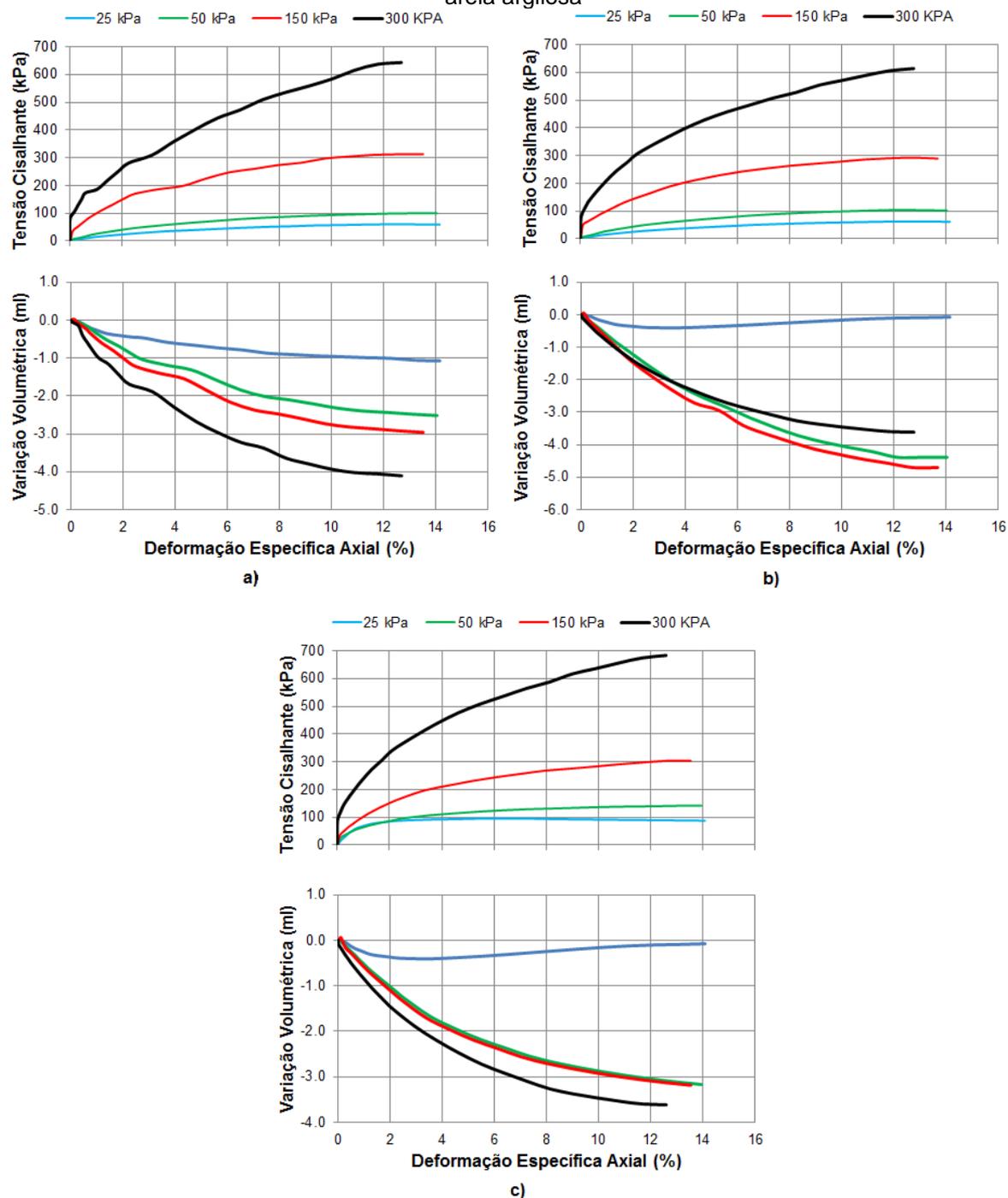
Fonte: A autora (2019) -

#### 5.2.11 Ensaio Triaxial

Obtidas a partir do ensaio de cisalhamento triaxial, a Figura 70 apresenta as curvas de tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deformação específica axial ( $dh$ ) e variação

volumétrica ( $dv$ ) versus deformação específica axial ( $dh$ ) para as três profundidades investigadas.

Figura 70 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio Triaxiais CID: a) 1,30 m – areia argilosa; b) 2,30 m – argila arenosa; c) 4,75 m – areia argilosa



Fonte: A autora (2019) -

Em se tratando das curvas tensão - deformação, foi possível observar que para as maiores tensões (150 e 300 kPa) estas curvas apresentaram comportamento

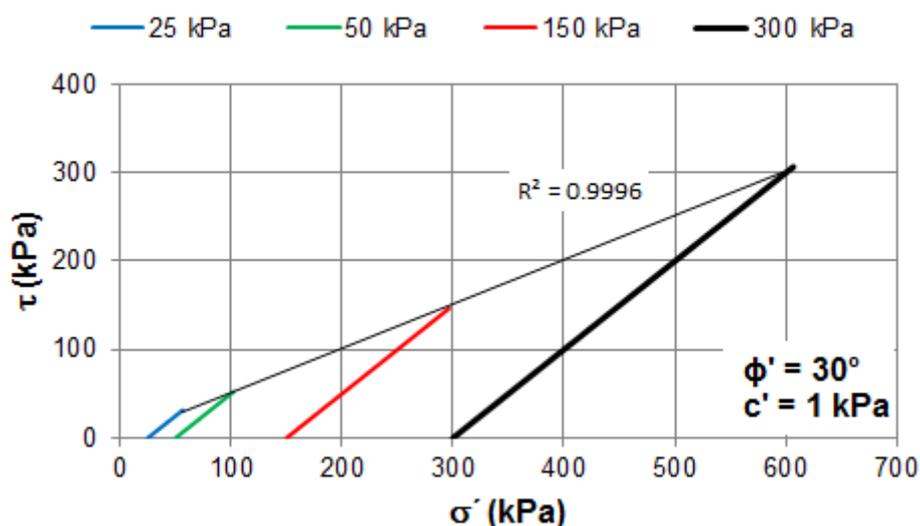
plástico com enrijecimento. Para as menores tensões aplicadas (25 e 50 kPa), verificou-se que um comportamento puramente plástico destas curvas.

Voltando o olhar para as curvas variação volumétrica - deformação, verifica-se que, apesar da tendência para as tensões de 25 kPa nas amostras de 2,30m e 4,75 m de profundidade, não houve dilatância das amostras ensaiadas, ou seja, não ocorreu aumento de volume nos corpos de prova ensaiados para as três profundidades, independente da tensão imposta.

Percebe-se que os resultados encontrados são semelhantes para as três profundidades, apresentando valores próximos e comportamentos similares tanto para as curvas tensão - deformação quanto para as curvas variação volumétrica - deformação.

A Figura 71 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir do ensaio triaxial para a profundidade de 1,30 m.

Figura 71 - Envoltórias de resistência da profundidade: 1,30 m (areia argilosa)- Ensaio triaxial.



Fonte: A autora (2019) -

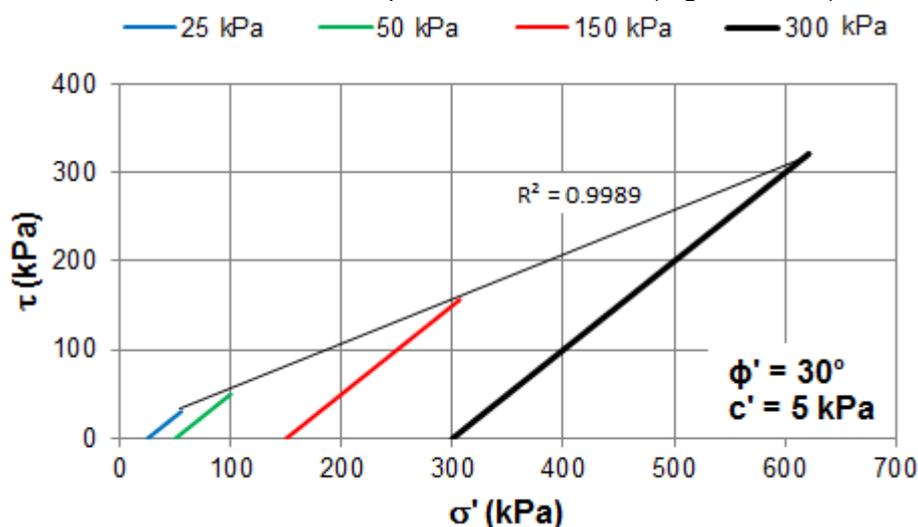
Para esta profundidade, a partir do ensaio de cisalhamento triaxial obteve-se um valor de ângulo de atrito equivalente à 30° e intercepto de coesão de 1 kPa.

Neste ensaio, os parâmetros de resistência obtidos apresentaram-se em concordância com os valores obtidos no ensaio de cisalhamento direto, com ângulo de atrito igual à 30° e coesão muito próxima de 1 kPa. Nota-se que no caso do ensaio de cisalhamento direto inundado, o ângulo de atrito encontrado foi um pouco maior do que o apresentado neste ensaio, sendo igual a 35°. Já o intercepto de coesão apresentada no ensaio de cisalhamento direto na condição inundada foi de

aproximadamente 1,64 kPa, apresentando valor um pouco acima da coesão obtida no ensaio triaxial. No entanto tais valores estão bem próximos uns dos outros, reforçando a coerência dos dados obtidos. Tal variação entre os resultados dos ensaios já era esperada, haja vista que os modos de ruptura são diferentes para cada ensaio. Sendo que no ensaio de cisalhamento direto é imposto ao solo uma superfície de ruptura, enquanto o ensaio de cisalhamento triaxial permite que a superfície de ruptura ocorra no local de maior fraqueza.

A Figura 72 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir do ensaio triaxial para a profundidade de 2,30 m.

Figura 72 - Envoltórias de resistência da profundidade: 2,30 m (argila arenosa) - Ensaio triaxial



Fonte: A autora (2019) -

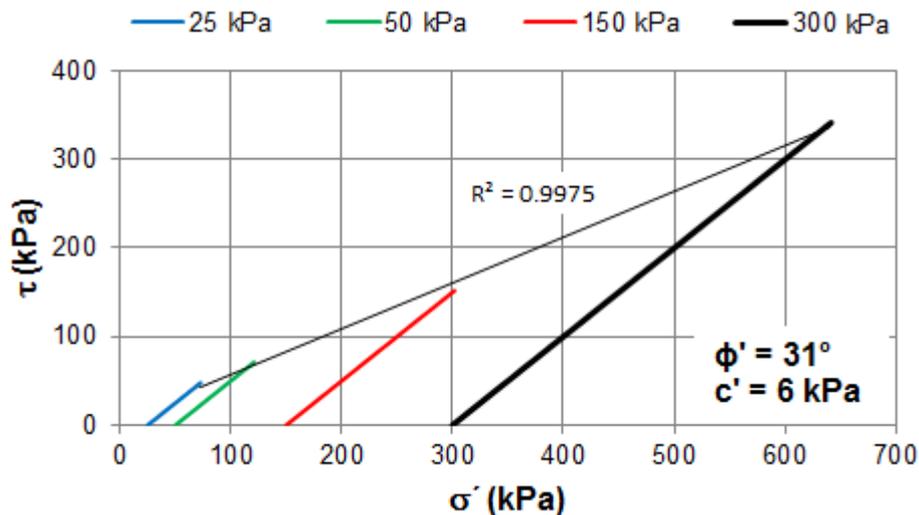
Para a amostra retirada na profundidade de 2,30 m, os parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio triaxial se distanciaram um pouco mais dos valores encontrados no ensaio de cisalhamento direto quando comparados, apresentando ângulo de atrito igual a  $30^\circ$  e intercepto de coesão com 5 kPa. No ensaio de cisalhamento direto o ângulo de atrito foi de aproximadamente  $35^\circ$  e o intercepto de coesão igual a 8,1 kPa. No entanto, verifica-se que os valores adstritos ao ensaio triaxial estão em coerência aos obtidos no ensaio de cisalhamento direto, uma vez ainda estão em uma faixa muito próxima de valores.

A Figura 73 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir do ensaio triaxial para a profundidade de 4,75 m.

Para a amostra retirada na profundidade de 4,75 m, os parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio triaxial se aproximaram um pouco mais dos

valores encontrados no ensaio de cisalhamento direto quando comparados, apresentando ângulo de atrito igual a  $31^\circ$  e intercepto de coesão com 6 kPa. No ensaio de cisalhamento direto o ângulo de atrito foi de aproximadamente  $35^\circ$  e o intercepto de coesão igual a 6,9 kPa.

Figura 73 - Envoltórias de resistência da profundidade: 4,75 m (areia argilosa) - Ensaio triaxial



Fonte: A autora (2019) -

No entanto, verifica-se que os valores estão em coerência ao obtido no ensaio de cisalhamento direto, uma vez que esses ainda estão em uma faixa muito próxima de valores.

O comportamento verificado para as três profundidades apresenta menores valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão no ensaio de cisalhamento triaxial quando comparados aos ensaios de cisalhamento direto, estando em concordância ao descrito na literatura. Como mostrado por Pitanga (2002) e Machado (2005), os parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio de cisalhamento triaxial tendem a ser menores que aqueles obtidos no ensaio de cisalhamento direto, já que no primeiro a ruptura ocorre no lugar de maior fraqueza da amostra, enquanto no segundo ensaio, o local de ruptura é imposto.

Na Tabela 27 são apresentados os parâmetros de resistência que foram obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada (CDN e CDI), cisalhamento direto com reversões múltiplas e triaxial consolidado drenado (CID) -

Tabela 27 - Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada, cisalhamento direto com reversões múltiplas e triaxial

Amostra	Prof. (m)	Ensaio	Tipo	C (kPa)	$\Phi(^{\circ})$
AM 01	1,30	Cisalhamento direto	Natural	14	35,5
			Inundado	1,64	35,8
			Reversões múltiplas	0	32,2*
			Triaxial CID	1	30
AM 02	2,30	Cisalhamento direto	Natural	15,2	34,6
			Inundado	8,10	34,5
			Reversões múltiplas	0	30,5*
			Triaxial CID	5	30
AM 03	4,75	Cisalhamento direto	Natural	27,3	34,6
			Inundado	6,9	34,3
			Reversões múltiplas	0	30,7*
			Triaxial CID	6	31

\* Para o ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas se obtém o ângulo de atrito residual ( $\phi_r$ ) - Fonte: A autora (2019) -

Conforme é visto na Tabela 27, o cisalhamento direto tem sua coesão crescente com a profundidade, semelhante ao que ocorre no ensaio triaxial. Os valores de coesão obtidos no ensaio de cisalhamento direto na condição inundada e no ensaio triaxial CID, apresentam proximidade, porém o ensaio triaxial alcançou coesões menores, comportamento semelhante é apresentado por Maia (2018) - Em relação ao ângulo de atrito, verifica-se que para os ensaios CDN, CDI, cisalhamento direto com reversões múltiplas e triaxial, ficou entre 30° e 35,8°.

### 5.2.12 Curva característica

Para Fredlund et al. (1994), o conhecimento das poropressões e das condições hidráulicas é o interesse primário em muitos dos problemas geotécnicos que envolvem solos não saturados. Conforme Fredlund e Xing (1994), a curva característica pode ser utilizada para se estimar diversos parâmetros que descrevem o comportamento dos solos não saturados. Nesta dissertação as curvas características foram

determinadas para as camadas de solo estudadas através do método do papel filtro, por meio de secagem, objetivando o melhor conhecimento do comportamento não saturado dos solos em questão, conforme citado no Capítulo 4.

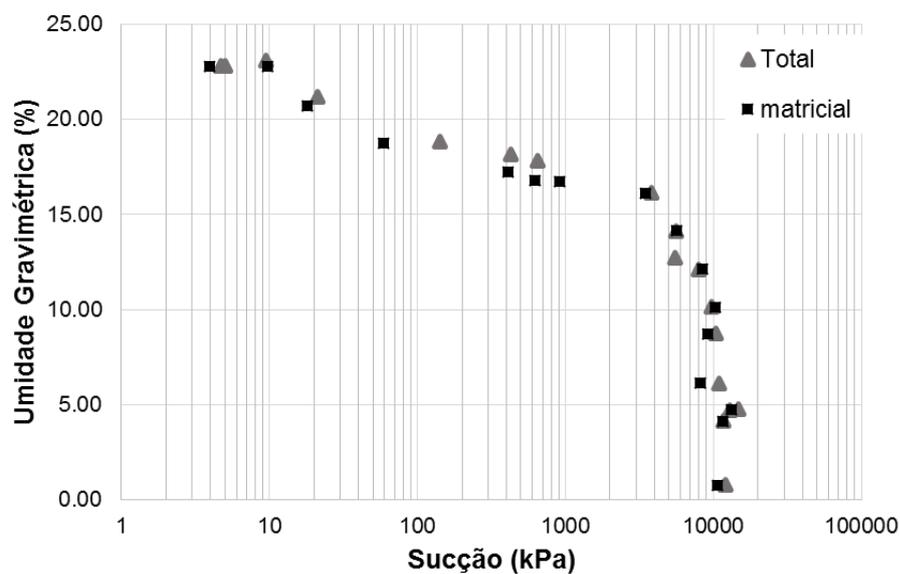
A Figura 74 apresenta as curvas características obtidas para a profundidade de 1,30 m para a sucção total e matricial em relação a umidade gravimétrica (relação entre o peso da água e o peso seco do solo) e a Figura 75 mostra as curvas características obtidas para a sucção total e matricial em relação a umidade volumétrica ( $\theta_w$ ), obtida pela correlação entre o grau de saturação (S) e índice de vazios (e) da amostra, conforme a equação abaixo.

$$\theta_w = \frac{S \times e}{1 + e} \quad (28)$$

Um dos principais parâmetros que são extraídos da curva característica é o ponto de entrada de ar. Este valor corresponde ao valor da sucção matricial a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo (Fredlund e Xing, 1994) - Em outras palavras, este valor corresponde ao ponto no qual a diferença entre a pressão do ar e da água se torna suficientemente grande, de tal modo que a água pode ser deslocada pelo ar através dos maiores poros, ocasionando em decréscimo acentuado da umidade (Fattah et al., 2013) - Para a profundidade de 1,30 m, observa-se inicialmente um valor de entrada de ar em torno de 15 kPa. Em seguida, é verificado um segundo valor de entrada de ar equivalente à 2900 kPa.

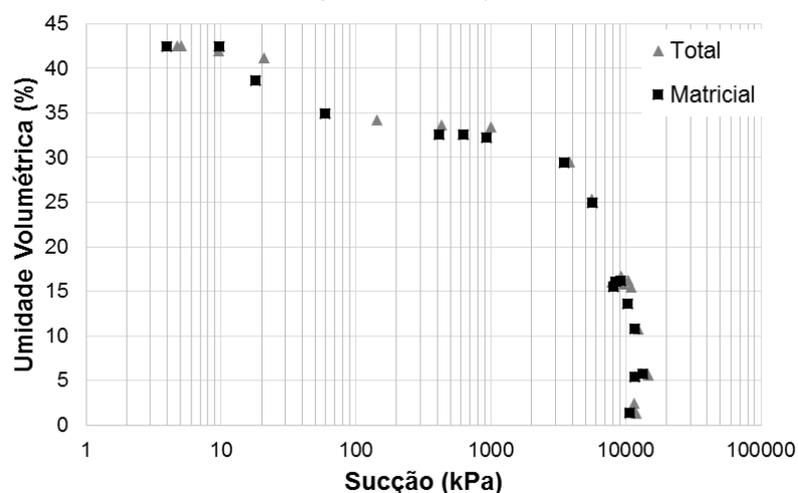
Outro parâmetro fundamental para o entendimento do comportamento dos solos não saturados é a sucção correspondente a umidade residual. Este valor corresponde ao ponto em que o acréscimo na sucção já não consegue deslocar uma quantidade significativa de água, havendo decréscimos menos significativos na umidade a partir deste ponto, ou seja, é a umidade a partir da qual é necessária uma grande variação de sucção para remover mais água do solo (Fredlund e Xing, 1994; Fattah et al., 2013) - Ainda para a profundidade de 1,30 m, verifica-se que o valor da sucção correspondente a umidade residual é de aproximadamente 11000 kPa.

Figura 74 - Curvas características prof.:1,30 m (Umidade Gravimétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2019) -

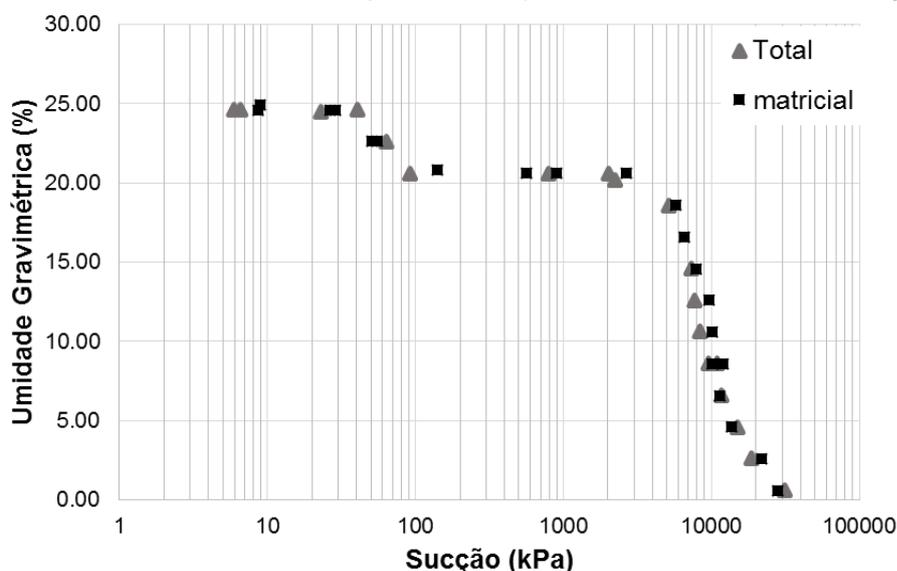
Figura 75 - Curvas características prof.: 1,30 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2019) -

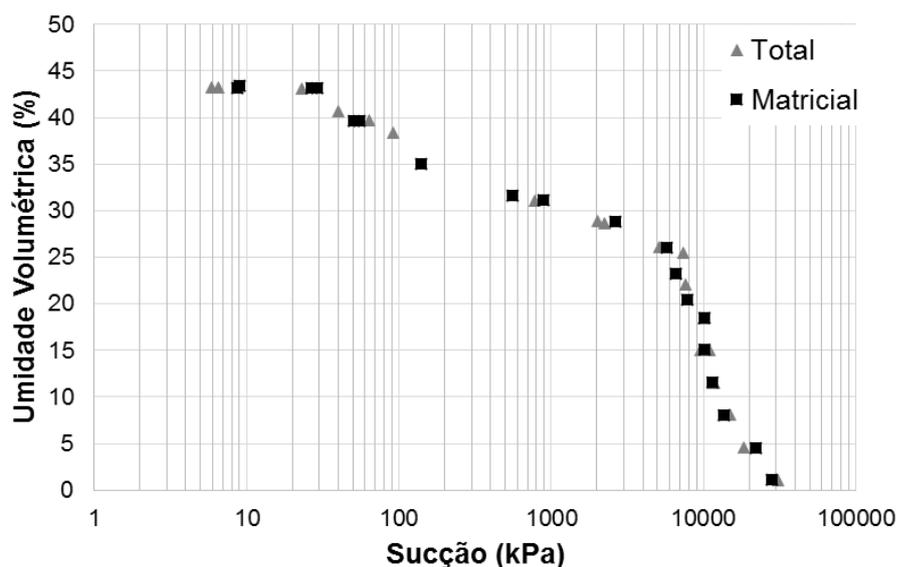
A Figura 76 apresenta a curva característica (umidade gravimétrica vs sucção) para a segunda profundidade investigada, 2,30 m. Já a Figura 77 apresenta a curva umidade volumétrica vs sucção para esta mesma profundidade.

Figura 76 - Curvas características prof.:2,30 m (Umidade Gravimétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2019) -

Figura 77 - Curvas características prof.: 2,30 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção)



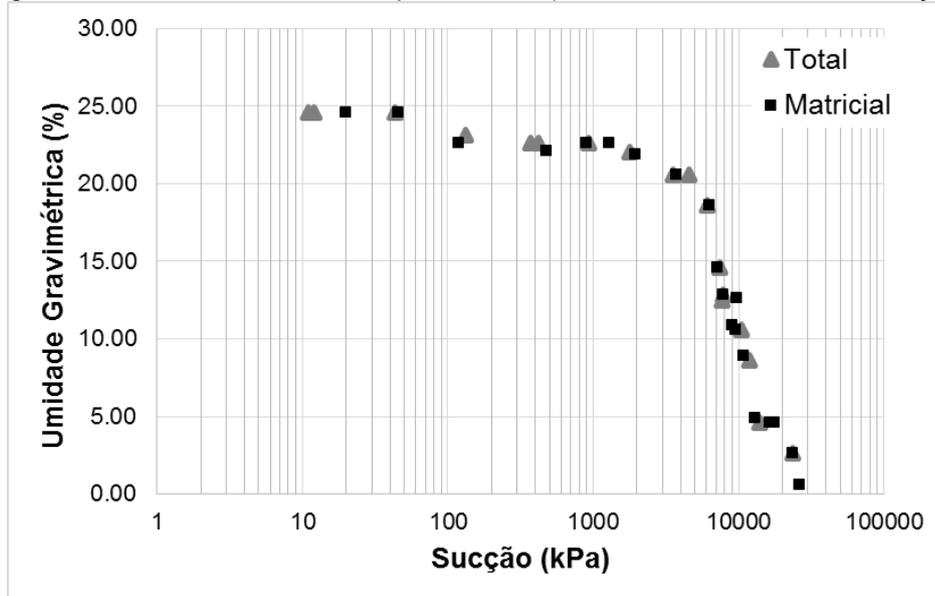
Fonte: A autora (2019) -

De forma semelhante ao efetuado para a profundidade de 1,30 m, a partir das curvas acima mostradas foi possível extrair os valores de entrada de ar e umidade residual para a profundidade de 2,30 m. O primeiro valor de entrada de ar obtido foi de 32 kPa. O segundo valor de entrada de ar equivale a 4000 kPa. A sucção equivalente a umidade residual foi de 28000 kPa.

Por fim, para a última profundidade investigada (4,75 m) tem-se a Figura 78, que mostra as curvas características total e matricial (umidade gravimétrica vs

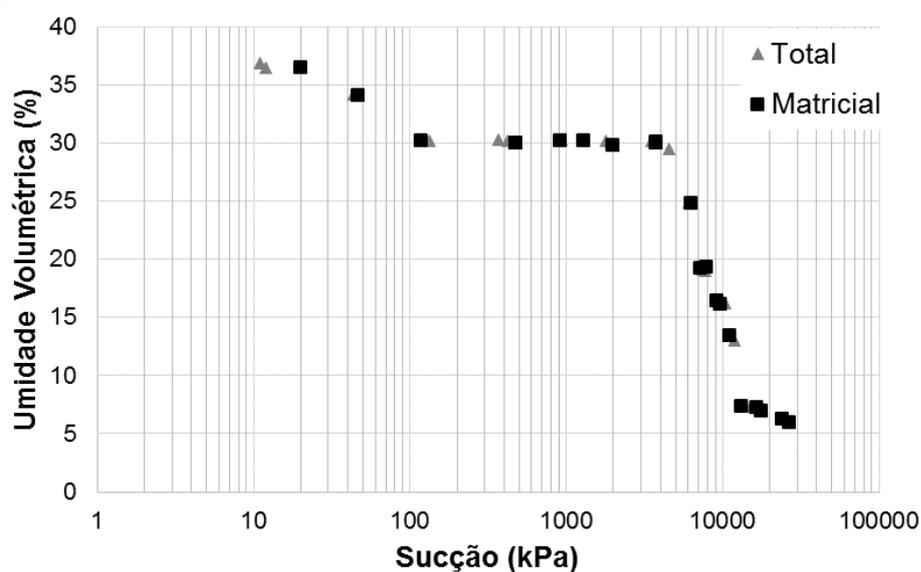
sucção), e a Figura 79 que a apresenta as curvas características para os valores de umidade volumétrica e de sucção (total e matricial) -

Figura 78 - Curvas características prof.:4,70 m (Umidade Gravimétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2019) -

Figura 79 - Curvas características prof.: 4,70 m (Umidade Volumétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2019) -

Para a profundidade de 4,75 m, também foi possível a obtenção de dois parâmetros geotécnicos fundamentais para o conhecimento do comportamento de solos não saturados, sendo: valor de entrada de ar e umidade residual. O primeiro

valor de entrada de ar foi igual a 32 kPa e o segundo foi equivalente a 4200 kPa. Já a sucção correspondente a umidade residual foi de 32000 kPa.

A Tabela 28 apresenta os resultados dos parâmetros extraídos das curvas para as três profundidades estudadas, sendo: primeiro ponto de entrada de ar ( $\Psi_1$ ), segundo valor de entrada de ar ( $\Psi_2$ ) e sucção correspondente a umidade residual ( $\Psi_R$ ) - Após a apresentação dos resultados extraídos das curvas características, comportamentos observados para as três profundidades serão descritos a seguir.

Tabela 28 - Valores de entrada de ar e sucção correspondente a umidade residual.

<b>Prof. (m)</b>	<b><math>\Psi_1</math> (kPa)</b>	<b><math>\Psi_2</math> (kPa)</b>	<b><math>\Psi_R</math> (kPa) - Umidade Residual</b>
1,30	15	2900	11000
2,30	32	4000	25600
4,75	45	4200	26700

Fonte: A autora (2019) -

A sucção total dos solos é equivalente à somatória entre a sucção matricial e osmótica. A componente osmótica está relacionada à concentração química da água do solo, surgindo a partir dos sais dissolvidos na água do solo. Já a componente matricial está relacionada com o tipo de partículas e arranjo estrutural do solo, ou seja, relacionada à matriz do solo. Porém, a sucção matricial dos solos é um parâmetro que exerce uma influência no comportamento dos solos não saturados tanto em termos de resistência quanto em termos de permeabilidade, sendo a sucção osmótica desprezada na maioria dos problemas práticos de engenharia, incluindo análise da estabilidade de encostas. (Krahn e Fredlund, 1971; Moncada, 2004; Fattah, 2014; Chiorean, 2017) -

A partir das curvas apresentadas para as três profundidades, foi observado a coerência entre os valores obtidos para a sucção matricial e total, onde ocorreu pouca variação entre estas, mostrando a pouca influência da sucção osmótica. Esta condição condiz com a situação verificada em campo.

Ainda, para as três profundidades, foi verificado que as curvas características apresentaram forma de “sela”. Como descrito nos trabalhos de Camapum de Carvalho e Leroueil (2000), Feuerharmel et al. (2006) e Boszczowski (2008), os solos residuais de regiões tropicais e subtropicais são notáveis por apresentar formatos bimodais ao invés da convencional forma “S”. Esse tipo de curva é típica de solos com grau de intemperismo elevado, apresentando partículas agregadas, cimentadas por íons de

ferro ou pontes de argila. Tal característica faz com que o valor de entrada de ar nestas estruturas seja duplo. Conforme mostrado por Futai (2012), no caso de solos residuais tropicais lateríticos, sobretudo os que apresentam altos percentuais de argila, a curva característica é bimodal, ou seja, ocorre uma rápida dessaturação em decorrência dos macroporos e depois retém água nos microporos das agregações argilosas.

Os valores obtidos para o primeiro ponto de entrada de ar ficaram entre 15 e 45 kPa. Coutinho et al. (2000) observou que o valor de entrada de ar inicial encontra-se no intervalo de 4 a 60 kPa. Foi verificado nos trabalhos de Oliveira (2004), Reis (2004), Gerscovich et al. (2011), Moncada (2008), Oliveira (2011) que os valores de entrada de ar para solos residuais de gnaiss encontram-se entre 10 e 60 kPa.

O segundo valor de entrada de ar encontrado para as três profundidades estudadas ficou no intervalo de 2900 a 4200 kPa. Na literatura, a partir dos trabalhos supracitados, observa-se que para este parâmetro, os valores estão em torno de 800 a 6000 kPa. Dessa forma, verifica-se que tanto para o primeiro valor de entrada de ar, quanto do segundo valor estão coerentes com o mostrado em diversos trabalhos disponíveis na literatura.

Com relação a sucção correspondente a umidade residual, os solos estudados nas três profundidades apresentaram valores entre 11000 e 26700 kPa. Oliveira (2004), Reis (2004), Moncada (2008) e Oliveira (2011) observaram valores desta sucção entre 11000 kPa a 27000 kPa. Desta forma, para este parâmetro também foi observado coerência entre os resultados obtidos nesta dissertação e os presentes na literatura.

Boszczowski (2008) mostrou, através da realização de ensaios de porosimetria correlacionando-os com as curvas características obtidas, a relação entre a variação da sucção e umidade correspondentes aos pontos de entrada de ar nas curvas bimodais. Infere-se, a partir deste autor, que quanto maior a diferença entre o diâmetro dos macroporos e microporos, maior a distância entre os pontos de entrada de ar. Nesta dissertação, foi observado pouca variação da umidade quando comparados o primeiro e segundo pontos de entrada de ar, atribuindo esse fato à estrutura e composição mineralógica dos solos.

Tabela 29 - Síntese resultados

Prof. (m)	Composição granulométrica (%) – ABNT				Consistência (%)		Condutividade hidráulica (m/s)	Compressibilidade	
	Argila	Silte	Areia	Pedr.	LL	IP		Tri Flex	Cc
	1,30	40	4	53	3	34,5	11,9		$8,46 \times 10^{-5}$
2,30	44	9	39	8	39,7	16,2	$5,19 \times 10^{-5}$	0,215	13,9
4,75	30	18	48	4	35,6	12,9	$9,02 \times 10^{-5}$	0,283	4,9

Fonte: A autora (2019) -

Tabela 30 - Síntese resultados (cont.)

Prof. (m)	Resistência ao Cisalhamento Direto		Resistência ao Cisalhamento Triaxial (CD)		Curva Característica	
	Nat. / Inun.		c (kPa)	$\Phi$ (°)	$\Psi$ 1 (kPa)	$\Psi$ 2 (kPa)
	C (kPa)	$\Phi$ (°)				
1,30	14 / 1,64	35,5 / 35,8	1	30	15	2900
2,30	15,2 / 8,10	34,6 / 34,5	5	30	32	4000
4,75	27,3 / 6,9	34,6 / 34,3	6	31	45	4200

\*A encosta apresentou a presença de concreções lateríticas.

Fonte: A autora (2019) -

### **5.2.13 Síntese dos resultados encontrados nos ensaios de campo e laboratório**

Este capítulo objetiva a integração entre os resultados obtidos nos ensaios de campo e laboratório, verificando a relação entre os dados encontrados. Esta síntese abordará os resultados obtidos apenas para as amostras retiradas de rocha e as amostras de solo retiradas nas condições deformadas e indeformadas, observando a correlação entre os ensaios de caracterização física, compressibilidade, resistência e permeabilidade.

Para as amostras de rocha, constatou-se através dos ensaios que esta é do tipo gnaisse, e o estudo mineralógico realizado apresentou indícios de blastomilonitização em sua composição. A rocha estudada apresenta baixa porosidade e baixo índice de absorção, que pode ser observado através dos ensaios de resistência, uma vez que as amostras ensaiadas na condição inundada e natural mostraram pouca variação, cerca de 18% apenas, sendo classificadas pela IAEG (1979) como muito resistentes. Já no que se trata de solo, as Tabela 29 e Tabela 30 foram elaboradas como forma de síntese.

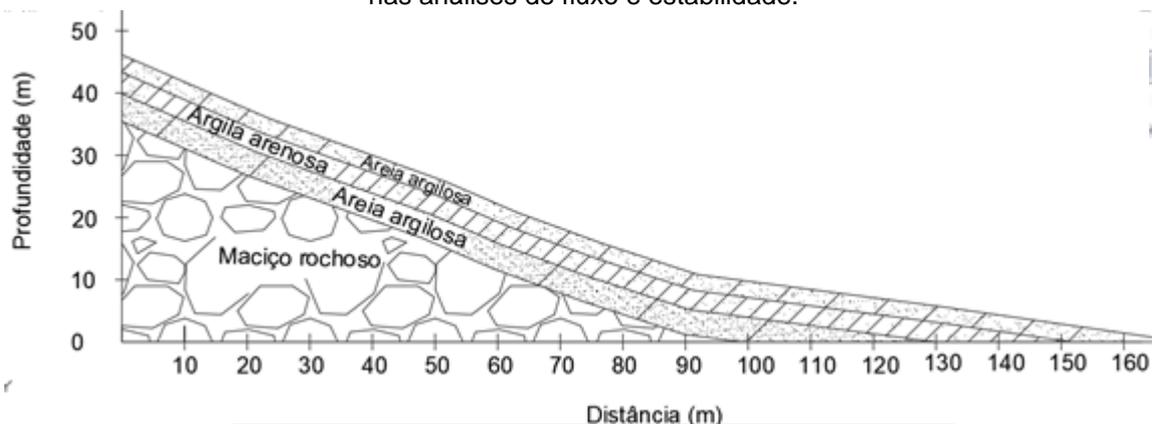
## **6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE**

Este capítulo objetiva a apresentação, análise e discussão dos resultados obtidos nas simulações de fluxo e estabilidade desenvolvidas para encosta estudada. Como relatado no Capítulo 5, uma análise foi feita sob fluxo estacionário, todas as outras foram elaboradas sob regime de fluxo transiente e as análises de estabilidade foram baseadas nos métodos de equilíbrio limite, especificamente no método de cálculo de Morgenstern & Price. Também abordou-se a influência do comportamento não saturado e da infiltração na estabilidade de encostas. Como forma de obter um resultado mais completo foram realizadas análises probabilísticas considerando o método estatístico de Monte Carlo com o intuito de averiguar o comportamento do solo com e sem fluxo. Estas análises foram executadas no software da GeoSlope (Seep/w e Slope/w) -

### **6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES**

O perfil geotécnico, utilizado nas análises efetuadas no programa citado, foi obtido a partir do levantamento topográfico e as camadas foram definidas com base na sondagem e nos ensaios realizados. Conforme Li (2009), simplificações são necessárias em todos as análises de estabilidade, tanto nos métodos de cálculo quanto no perfil da encosta utilizado, pois caso contrário, as análises seriam extremamente complexas e quase impossíveis de serem utilizadas racionalmente na prática. Dessa forma, para simplificação das análises de estabilidade foram consideradas quatro camadas com diferentes tipos de materiais. As camadas foram divididas em areia argilosa (estando em duas camadas, com diferentes consistências e parâmetros), uma camada de argila arenosa e a última foi considerada “impenetrável”, como mostrado na Figura 80.

Figura 80 - Seção simplificada da Encosta 1, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade.



Fonte: A autora (2019) -

Os parâmetros geotécnicos (peso específico, intercepto de coesão, ângulo de atrito e coeficiente de condutividade hidráulica) adotados para a encosta estão apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da encosta a partir dos ensaio de cisalhamento e triaxial (parâmetros inundados)

Parâmetros Inundados							
Local	Solo	$\gamma$ (kN / m <sup>3</sup> )	Cisalhamento		Triaxial		K (m/s)
			c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	
Camada 1	Areia argilosa	16,1	1,64	35,85	5,0	30,0	$8,46 \times 10^{-5}$
Camada 2	Argila arenosa	16,5	8,1	34,09	1,0	30,0	$5,19 \times 10^{-5}$
Camada 3	Areia argilosa	16,4	6,9	34,31	6,0	31,0	$9,02 \times 10^{-5}$

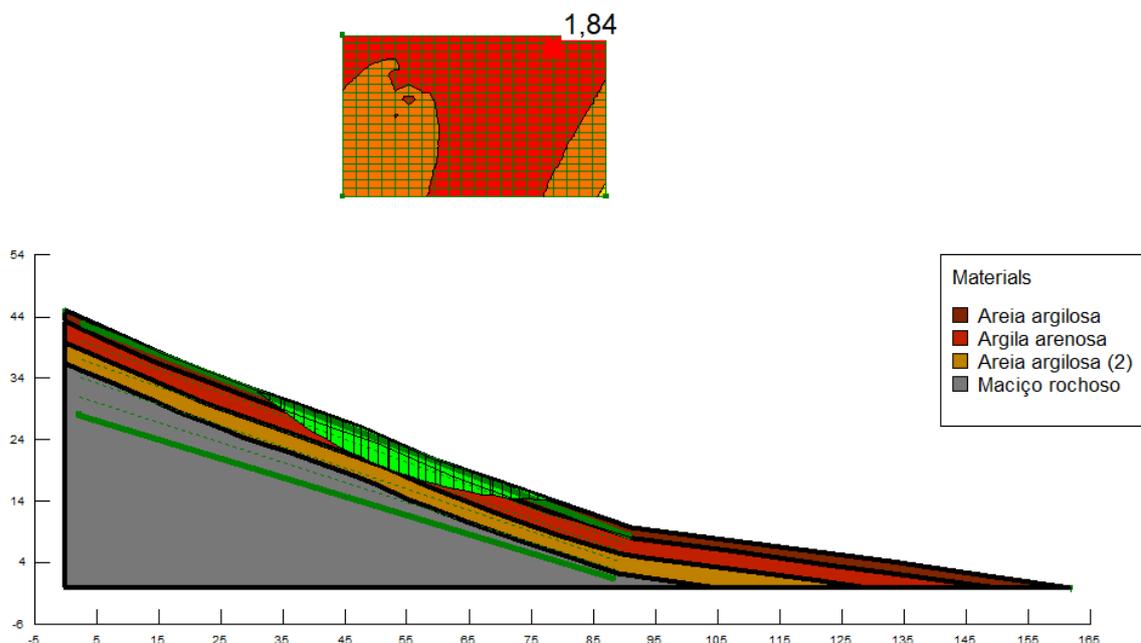
Fonte: A autora (2019) -

## 6.2 RESULTADO DAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE PELO MÉTODO DETERMINÍSTICO

As primeiras análises desenvolvidas foram fundamentadas nas análises de estabilidade da mecânica dos solos saturados, que é comumente utilizada na prática da engenharia. Nestas, foram realizadas apenas a análise da estabilidade da encosta, utilizando os parâmetros inundados para as camadas de solo. Para a primeira análise foram utilizados os dados adstritos ao ensaio de cisalhamento direto e na segunda os

dados do ensaio triaxial CID. O resultado destas análises, gerado pelo software Slope/W estão apresentados na Figura 81 e Figura 82.

Figura 81 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando apenas parâmetros inundados do ensaio de cisalhamento.

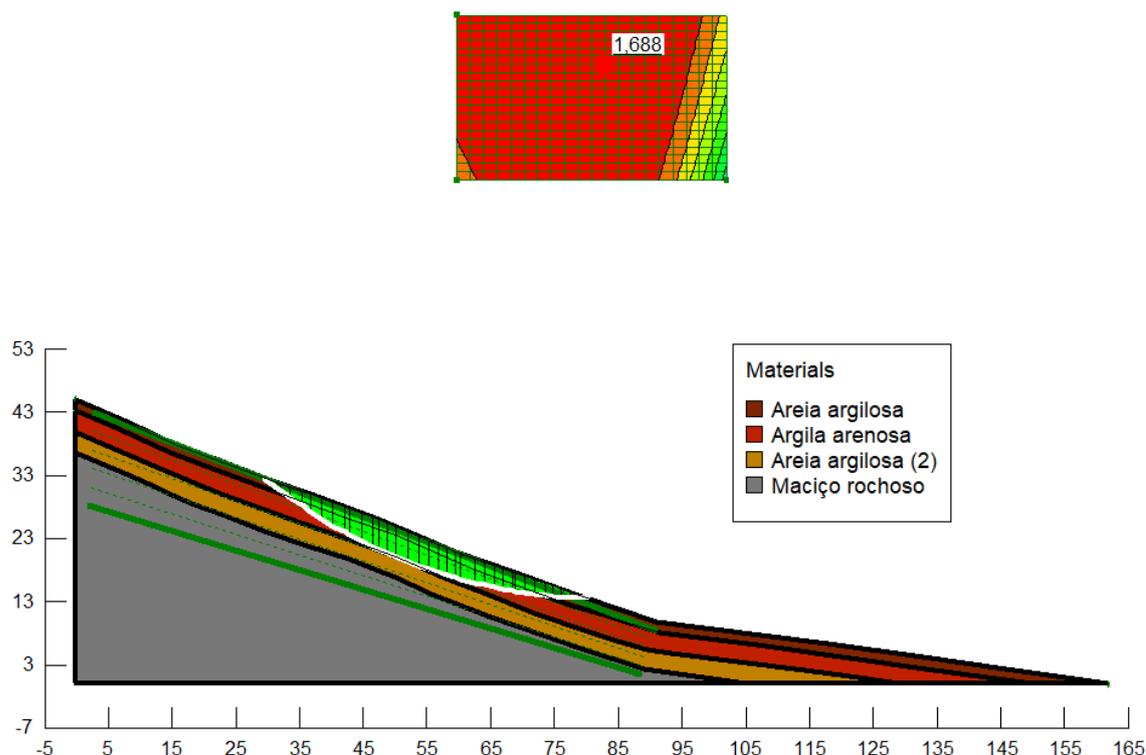


Fonte: A autora (2019) -

Observa-se que na Figura 81, o resultado obtido respectivo ao uso dos parâmetros advindos do ensaio de cisalhamento direto, a encosta apresentou um Fator de Segurança (FS) de 1,84, obtido a partir do método de cálculo de Morgenstern & Price. Esta grandeza indica, que para a hipótese adotada, a encosta do presente estudo apresenta um valor acima do  $FS > 1,5$ , sendo considerada estável.

Na segunda análise, retratada na Figura 82, tendo em vista que os valores dos parâmetros obtidos no ensaio triaxial CID são mais confiáveis, realizou-se novamente a simulação para condição inundada. O fator de segurança encontrado constatou que a encosta é estável.

Figura 82 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando apenas os parâmetros do ensaio triaxial.

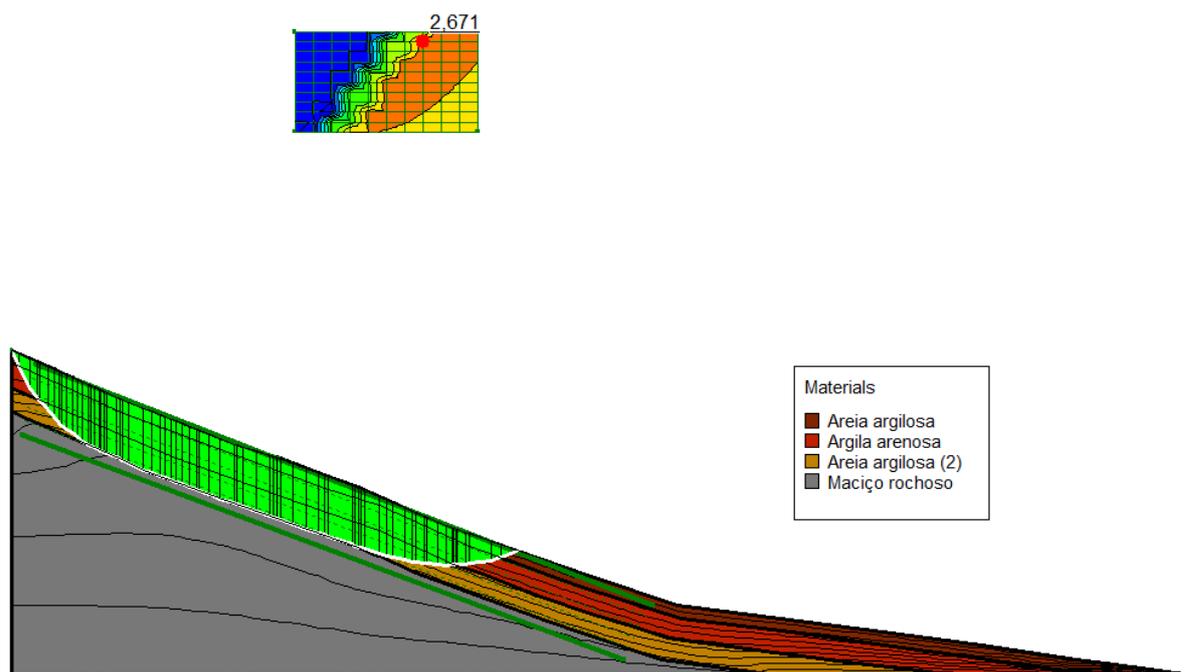


Fonte: A autora (2019) -

De forma geral, utilizando os parâmetros obtidos através do ensaio triaxial na condição consolidado e drenado vemos que o fator de segurança sofre uma queda de 9%, chegando a 1,688. Esta redução se deve ao fato de que no ensaio triaxial a amostra é rompida no seu plano de maior fraqueza, o que não ocorre no ensaio de cisalhamento direto, onde a plano de fraqueza é imposto.

No entanto, a utilização dos parâmetros inundados do solo retrata uma situação não realista das condições atuais da encosta, embora esteja a favor da segurança, destarte realizou-se uma simulação para condição não saturada da encosta, conforme Figura 83

Figura 83 - Análise estabilidade da encosta estudada considerando o valor de sucção



Fonte: A autora (2019) -

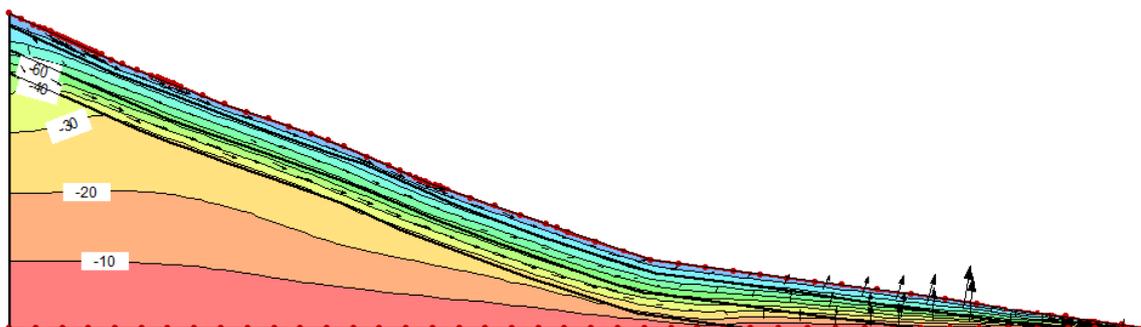
A Figura 83 mostra claramente a influência da sucção na estabilidade da encosta, elevando o fator de segurança para 2,6. Tal condição pode ser tomada como mais realista do que as acima apresentadas, que consideram apenas os parâmetros inundados. Desta forma é possível afirmar que a encosta encontra-se estável quando não está sujeita a infiltração de água, causada principalmente pelas precipitações.

Com o intuito de apresentar análises que retratem maior realidade e por saber que as análises de fluxo e de estabilidade são diretamente relacionadas, estas serão apresentadas e discutidas. Além disso enfatiza-se a importância da análise de fluxo das encostas em estudo sob a influência da infiltração. Sabe-se que as infiltrações causadas pelas águas da chuva influenciam diretamente as condições de fluxo dos solos, afetando as tensões efetivas e a resistência do solo, podendo gerar movimentos de massa em taludes induzidos por precipitações (Kristo et al., 2017) - Em todas as análises de fluxo as condições não saturadas do solo foram consideradas. Já o nível d'água não foi aplicado em nenhuma das análises, uma vez que durante a sondagem não foi verificada nenhuma lâmina de água.

Inicialmente, realizou-se uma análise de fluxo sob regime estacionário com objetivo de se determinar a distribuição das poropressões no interior da encosta antes do início dos períodos chuvosos. Nesta análise o valor de sucção inicial considerada foi fixado na superfície da camada de areia argilosa (camada 1), apresentando valor

de 20 kPa, para camada de argila arenosa (camada 2) o valor da sucção ficou por volta de 16 kPa e para camada de areia argilosa (camada 3) foi de 45 kPa. Este valor foi definido a partir da relação entre a umidade gravimétrica durante o período de retirada das amostras e a curva característica. A Figura 84 apresenta a distribuição inicial de poropressões.

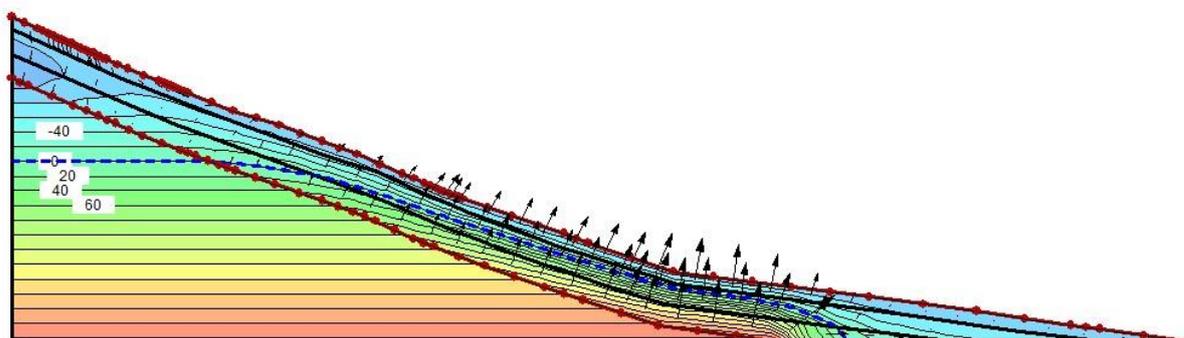
Figura 84 - Distribuição poropressões condição inicial - sem chuva



Fonte: A autora (2019) -

A partir da análise de fluxo sob regime estacionário foi possível observar a distribuição das poropressões na encosta, enfatizando os altos valores de sucção existentes. Determinada a condição inicial das poropressões no interior da encosta, foram realizadas análises de fluxo transiente considerando infiltração para volumes de chuvas acumuladas em 15 dias e para a condição de chuva e vazamento na encosta para o mesmo período. Para a mesma situação de fluxo estacionário, considerando que a rocha apresenta fraturas capazes de criarem um lençol freático empoleirado, que pode ocorrer entre a superfície do solo e a camada impermeável, impedindo parcialmente ou totalmente a percolação da água até a camada impermeável. Verifica-se que ocorre uma alteração do fluxo presente nesta encosta, com maior concentração do fluxo na parte inferior da encosta, sendo mais intenso que aquele em que a rocha é considerada sem fraturas (Figura 85) -

Figura 85 - Distribuição poropressões condição inicial - sem chuva - lençol freático empoleirado

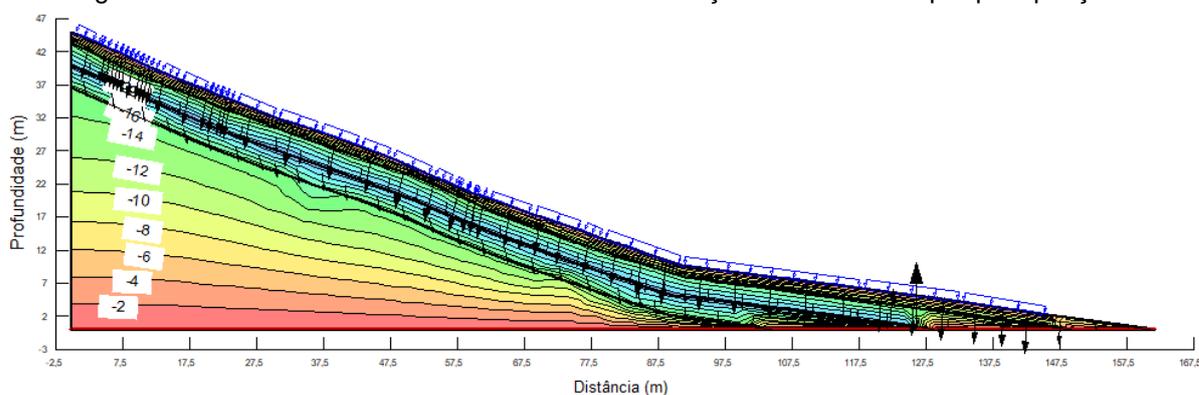


Fonte: A autora (2019) -

Com relação ao Fator de segurança, verificou-se que quando considerada a rocha sem fraturas, esta grandeza alcançou valor equivalente à 2,67. Quando inserida a condição de fraturamentos na rocha, criando lençol freático empoleirado, houve uma redução de aproximadamente 70%, chegando à 1,56.

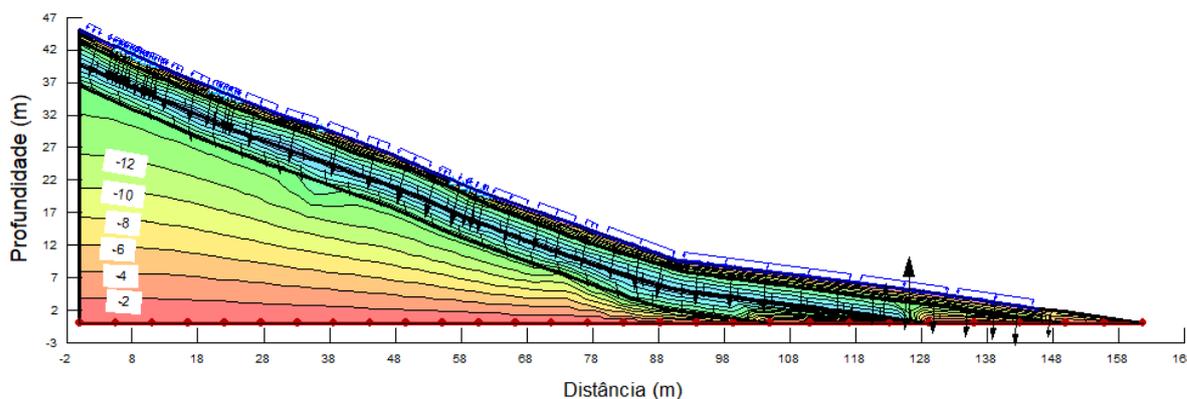
A Figura 86 apresenta a análise de fluxo para as chuvas do mês de abril de 2018, que apresentou maior média pluviométrica dos últimos cinco anos, considerando as mesmas sucções iniciais admitidas para a análise anterior, correspondente a umidade inicial que o bloco foi retirado.

Figura 86 - Análise de fluxo sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações.



Fonte: A autora (2019) -

Figura 87 - Análise de fluxo sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações e vazamento

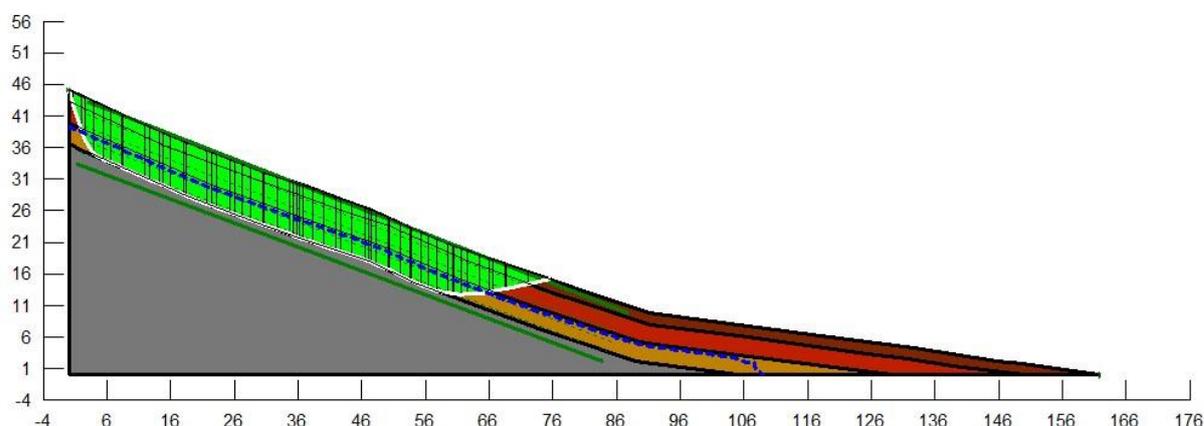
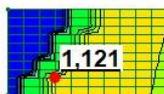


Fonte: A autora (2019) -

As análises transientes que são mostradas nas figuras acima mostram que a variação das poropressões pela condição da ocorrência de somente precipitação (Figura 86) e precipitação com vazamento (Figura 87) não ocorre de forma significativa, sendo bem semelhantes. Conforme o que é observado, vê-se que a parte superior da encosta é a parte que sofre uma influência mais significativa das precipitações, o que é constatado pelo aumento das setas que mostram como o fluxo se distribui pela encosta. Para a condição em que foi inserido o vazamento, adotou-se a vazão de  $3,2 \text{ m}^3/\text{dia}$ . Este número foi retirado da literatura pelo trabalho de Mendes et. al. (2018) - A diferença entre as duas condições se dá basicamente no fator de segurança, onde ocorre uma redução de 14%. Porém em todas as condições o que se vê é que a encosta nas condições de fluxo transiente permanece estável.

De maneira semelhante ao efetuado para a condição estacionária, foi executado uma análise considerando fluxo transiente e a influência da chuva sobre a encosta, da mesma forma do acima descrito, considerando as fraturas da rocha e a criação de um lençol freático empoleirado. Para esta condição verificou-se que o estágio de alteração da rocha, e as suas possíveis feições, tais quais fraturas, influenciam de maneira intensa as condições de fluxo e estabilidade da encosta, conforme visto Figura 88. Verifica-se uma redução do fator de segurança de cerca de 70%, diminuindo de 1,90 para 1,12. Neste caso, a ruptura ocorreria no contato entre o solo e o maciço rochoso, podendo ser atribuída principalmente às diferenças no coeficiente de condutividade hidráulica, sendo o do maciço rochoso muito menor que o do solo. Dessa forma, caso a rocha apresente feições capazes de causarem a criação de um lençol freático, a estabilidade da encosta é drasticamente afetada.

Figura 88 - Análise de estabilidade sob a influência de infiltrações ocasionadas por precipitações (nível d'água empoleirado)

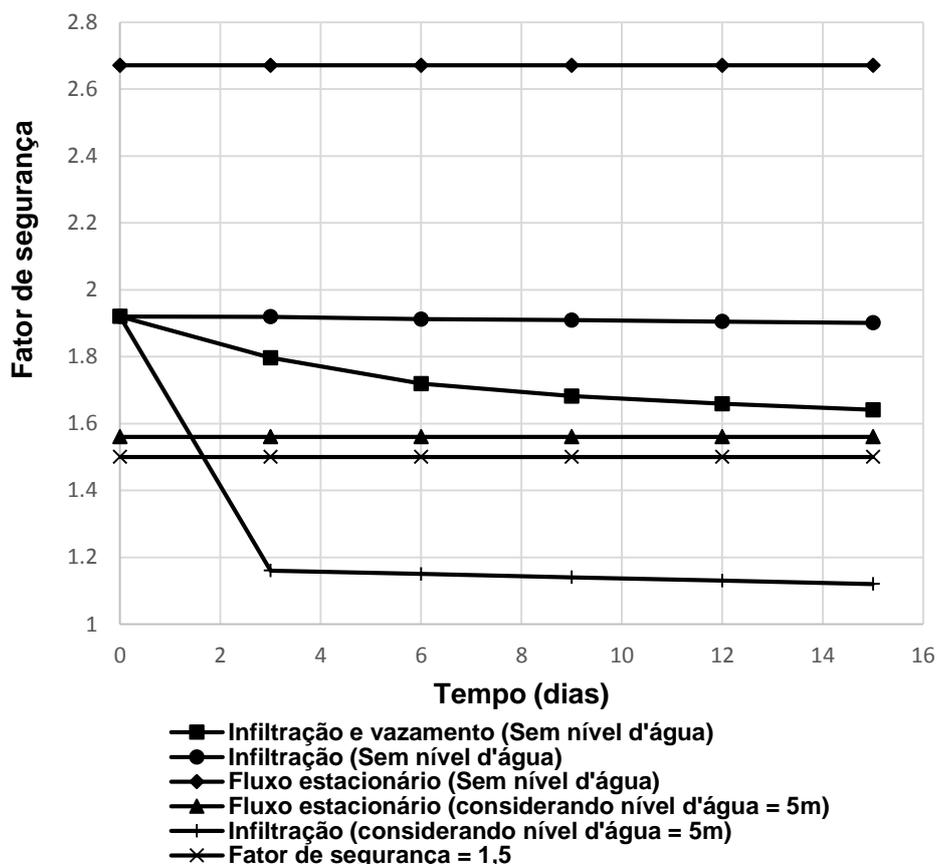


Fonte: A autora (2019) -

A imposição do lençol freático empoleirado foi realizada para melhor compreensão das condições da encosta, tendo em vista que nas análises de fluxo e estabilidade desenvolvidas, os resultados obtidos descrevem de forma quantitativa a situação em que a encosta se encontra e quando comparados com dados qualitativos, tais quais os apresentados no mapa de susceptibilidade, obtém-se maior coerência dos dados. Nas análises em que este lençol não foi considerado, o fator de segurança encontrado não correspondia ao esperado, uma vez que no mapa de susceptibilidade era descrito que a encosta se localizava em uma região de alta susceptibilidade ao deslizamento.

Através da Figura 89 é possível observar o comportamento do fator de segurança ao longo dos 15 dias para as diversas situações de fluxo.

Figura 89 - Relação entre fator de segurança e tempo

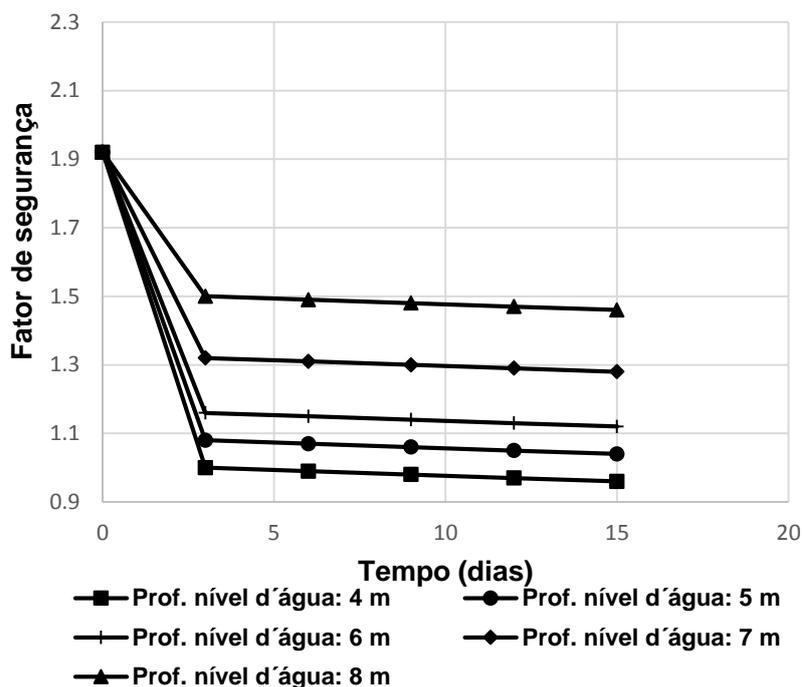


Fonte: A autora (2019) -

Ao se realizar as análises considerando a presença de um lençol freático empoleirado, verificou-se que dependendo da profundidade em que o mesmo se encontrava apresentava grande influência na nos resultados dos fatores de segurança. Por não se conhecer com precisão a magnitude das fraturas presentes no maciço rochoso, e por não ter sido possível neste trabalho verificar o quanto o mesmo pode influenciar na criação de um nível d'água, ainda foram feitas análises em que esta profundidade variou de 5 a 8 metros, como pode ser observado na Figura 90.

Observa-se um decréscimo de 52% do fator de segurança quando considerado o nível d'água situado a uma maior profundidade (8 m) para o que encontra-se em uma menor profundidade (4 m) - A influência sobre esta grandeza apresenta-se maior para os níveis d'água mais profundos (6, 7 e 8 m), com uma diferença de em média 14%. A partir de 6 metros de profundidade, o nível d'água começa a estabelecer menor influência à estabilidade da encosta, com uma variação média de 8%.

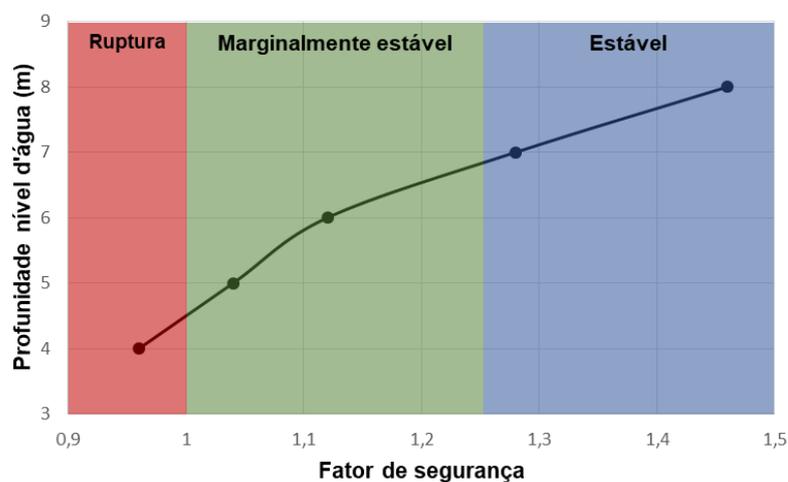
Figura 90 - Relação entre FS e tempo com a variação do nível d'água



Fonte: A autora (2019) -

A Figura 91 apresenta a relação do fator de segurança crítico obtido para as diversas profundidades do nível d'água adotados nas análises de fluxo e estabilidade desenvolvidas. Nesta figura evidencia-se que quanto mais profundo o nível d'água, menor sua influência na estabilidade da encosta, e maior o fator de segurança obtido. Quando este nível começa a aproximar-se da superfície, entre aproximadamente 4,5m e 7,0m, o fator de segurança decresce, ficando próximo da ruptura, em uma situação marginalmente estável. A medida que este nível continua a se aproximar da superfície, entre 4,0m e 4,5m, a encosta estaria na condição crítica, o que levaria a sua ruptura.

Figura 91 - Relação entre fator de segurança e profundidade do nível d'água



Fonte: A autora (2019) -

### 6.3 RESULTADO DAS ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE PELO MÉTODO PROBABILÍSTICO

Como já foi descrito anteriormente no capítulo 5, foram realizadas análises estatísticas com base no método de Morgerstern e Price. Este método permite um complemento com as informações obtidas pelo modo determinístico, com o intuito de proporcionar uma maior confiabilidade nos valores de fator de segurança encontrados. Para alcançar a convergência foram necessárias 2000 iterações.

O critério de aceitação utilizado para esta análise está de acordo com o U.S Army Corps of engineers – USACE (1997), conforme Tabela 32.

A Fonte: A autora (2019) -

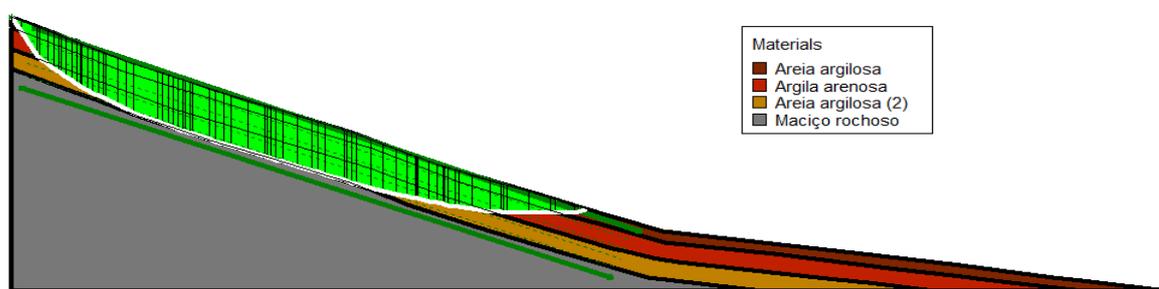
Figura 92 mostra o resultado encontrado para o fator de segurança, assim como a superfície de ruptura crítica, enquanto a Figura 93 apresenta o gráfico de densidade de probabilidade que relaciona o fator de segurança com a frequência.

Tabela 32 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (USACE)

Nível de desempenho	Índice de confiabilidade	Probabilidade de ruptura (%)
Alto	5,0	3,0E-07
Bom	4,0	3,0E-05
Acima da média	3,0	1,3E-03
Abaixo da média	2,5	6,0E-03
Pobre	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

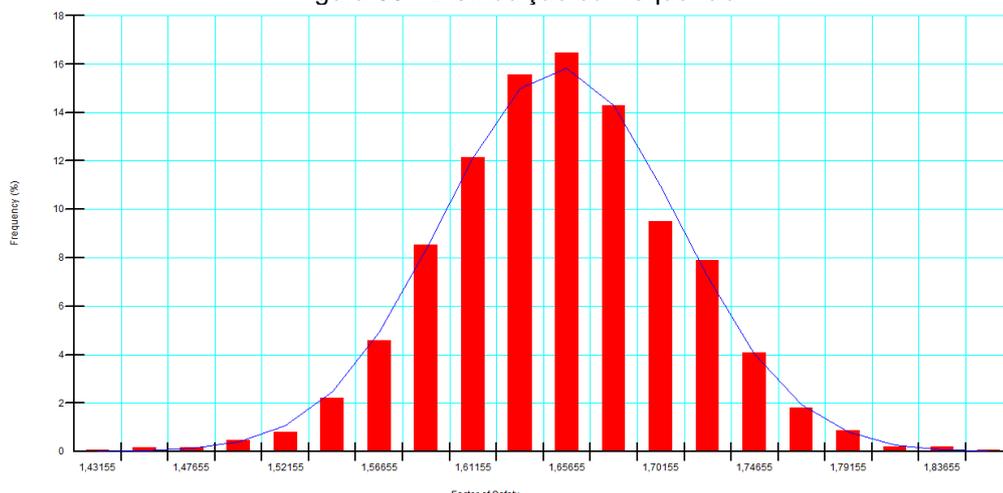
Fonte: A autora (2019) -

Figura 92 - Resultado do fator de segurança com base no método probabilístico



Fonte: A autora (2019) -

Figura 93 - Distribuição da frequência



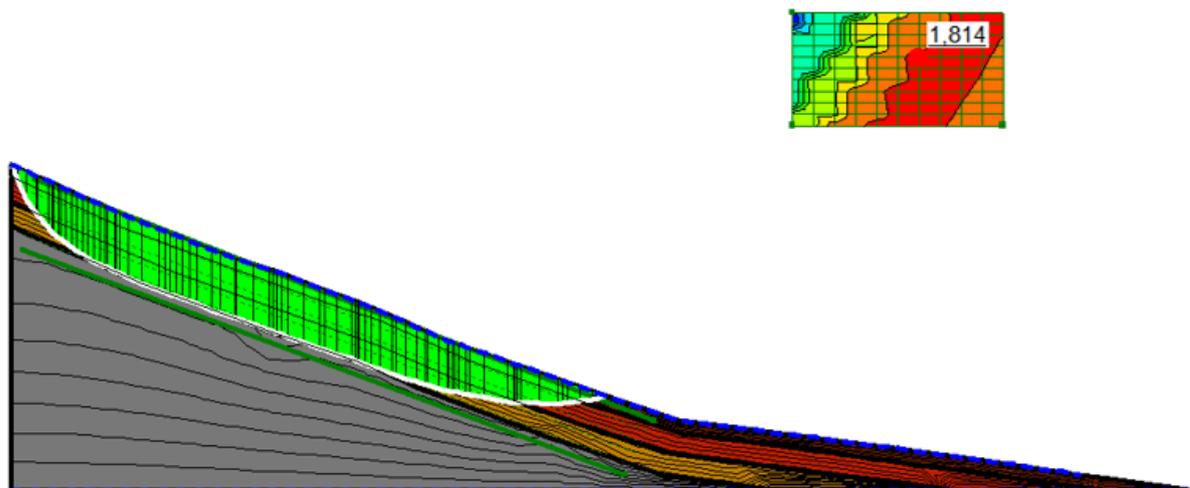
Fonte: A autora (2019) -

A partir da Figura 93, o software calcula a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade, sendo estes resultados respectivamente de  $10^{-5}$  e 4,57. Estes valores conferem a esta análise, por meio da classificação da USACE (Tabela 32), bom nível de desempenho. Quanto ao fator de segurança médio, obteve resultado próximo ao fator de segurança determinístico de sua análise correspondente na

condição saturada. Indicando que a encosta permanece estável para as condições simuladas.

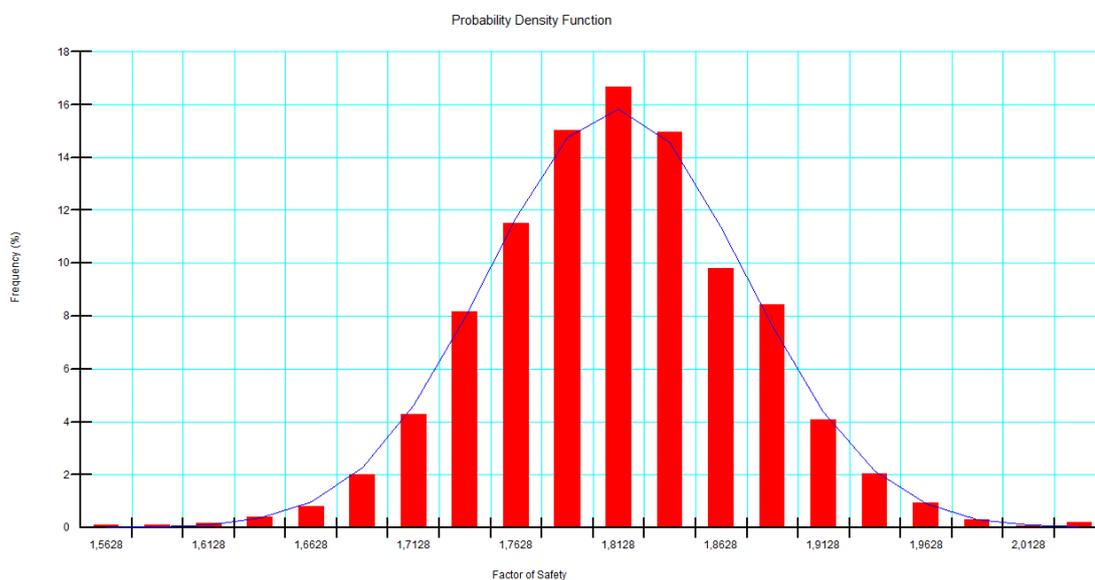
Com o intuito de comparar os resultados de fator de segurança e distribuição das poropressões também foi executada análises não saturadas considerando ocorrência de chuvas. A Figura 94, Figura 95 e Figura 96 exibem estas análises.

Figura 94 - Fator de segurança considerando a ocorrência de precipitação no método probabilístico



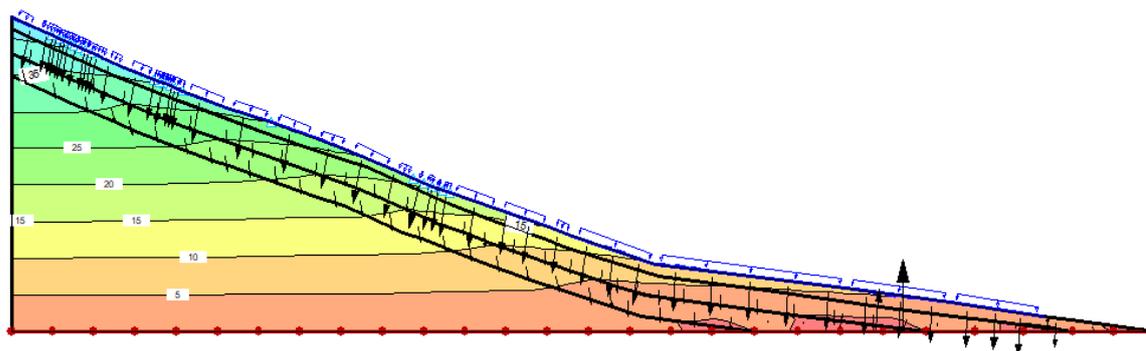
Fonte: A autora (2019) -

Figura 95 - Distribuição da frequência



Fonte: A autora (2019) -

Figura 96 - Distribuição das poropressões através do método probabilístico



Fonte: A autora (2019) -

#### 6.4 SÍNTESE DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Este capítulo apresentou as características geométricas e os parâmetros geotécnicos utilizados para a realização das análises realizadas. Também foi abordado neste item as diversas simulações de estabilidade realizadas pelo método determinístico e probabilístico. Nas simulações feitas na condição inundada e na condição não saturada, para ambos métodos, os fatores de segurança encontrados estariam acima de 1,5, o que pela NBR 11682 / 2009 classifica a encosta como estável. Porém nas simulações determinísticas em que foi considerado a existência de um nível d'água, devido a presença de fraturas na rocha o fator de segurança sofre uma queda significativa. Para a condição não saturada e fluxo estacionário a diminuição foi de aproximadamente 42% no fator de segurança, saindo de um FS 2,67 para 1,56 (para nível d'água em 5m – condição mais crítica) - Para a condição não saturada, considerando chuva e fluxo transiente a queda apresentada foi de 61%, saindo de um fator de segurança 2,67 para 1,04, sendo este o exemplo mais crítico de nível d'água (5 m) - Sendo assim, conforme visto na Figura 91 é visto que a partir de um nível d'água a uma profundidade de 7,0 m a 4,5 m, faz com que o fator de segurança decresça, alcançando condição marginalmente estável. A medida que este nível continua a se aproximar da superfície, entre 4,0m e 4,5m, a encosta estaria na condição crítica, o que levaria a sua ruptura. Desta forma para as condições de nível d'água acima citados a encosta apresenta alta suscetibilidade ao deslizamento, assim como é observado na carta de suscetibilidade a deslizamento (Figura 18) - Os fatores de segurança ainda podem ser menores, caso seja incluída a taxa de vazamento na encosta.

## 7 CONCLUSÕES

Este capítulo apresenta de forma sintetizada os resultados encontrados neste estudo com as principais conclusões obtidas. Apresenta informações acerca da investigação geológica – geotécnica e análise de fluxo e estabilidade da encosta foco desta pesquisa.

A partir da caracterização geológica-geotécnica de campo podem ser apresentadas as seguintes conclusões:

- A encosta estudada foi classificada como pertencente ao Complexo Gnáissico-Migmatítico-Granítico. Sendo esta a geologia predominante no município de Jaboatão dos Guararapes e por onde a Zona de Cisalhamento Pernambuco (ZCP) passa.
- As informações baseadas no furo de sondagem mostraram um perfil com predominância arenosa, com alguma presença de silte e argila em sua composição. No entanto, a classificação realizada em laboratório, através do ensaio de granulometria, até os oito metros de profundidade, diferenciou-se do descrito nas sondagens, mostrando um perfil com significativa presença de argila e silte muito próximas da concentração de areia existente. Desta forma, é possível perceber que a defasagem em relação a classificação de solos, quando esta é executada apenas por meio táctil-visual, pode ser bastante representativa e se deve tomar cuidado ao se analisar o solo apenas por meio da descrição apresentada nos boletins de sondagem.
- O perfil de “resistência” traçado a partir dos valores de  $N_{spt}$ , mostraram o crescimento do número de golpes com a profundidade. Este ganho de resistência se torna mais acentuado a partir dos 8 metros, quando o  $N_{spt}$  sofre um acréscimo de 20, alcançando valores em torno de 40 e 50, atingindo  $N_{spt}$  superior a 50 depois dos 14 metros. Este ganho de resistência é esperado, já que se trata de um solo residual.
- A umidade demonstrou valores variando entre 11 e 25%. Através do perfil que foi traçado houve um aumento da presença de água até os seis metros, trecho que corresponde à camada ativa do solo quando ele é mais propenso a variação de umidade.

A partir da caracterização geológica-geotécnica de laboratório podem ser apresentadas as seguintes conclusões:

- Através da realização do ensaio petrográfico é possível inferir que a rocha gnáissica–migmatítica de composição granítica, localizada na Zona de Cisalhamento Pernambuco, passou por esforço tectônico apresentando uma gradação textural marcada pelo desenvolvimento de deformação dúctil na rocha analisada. A rocha sofreu uma intensa recristalização dos seus minerais, sendo então caracterizada como blastomilonito, onde a textura cristoblástica “mascarou” a textura milonítica existente. A foliação do mineral foi materializada através da presença de biotita.
- A rocha gnáissica–migmatítica foi classificada pela IAEG (1979), como sendo muito resistente, corroborando com o fato desta rocha apresentar baixa porosidade e baixo índice de absorção. Houve uma diferença de 25 Mpa (18%) entre as amostras ensaiadas na condição natural e inundada, onde a resistência diminuiu com o aumento da presença de água, mostrando que a umidade é capaz de alterar a resistência deste gnaisse.
- Os ensaios granulométricos, com e sem utilização de defloculante, indicaram no solo estudado, que as partículas de argila tendem a se apresentar agregadas no seu estado natural, o que pode indicar que há cimentação na sua estrutura. Esta teoria é ratificada pela presença de laterização nas amostras retiradas em campo. As amostras de 1,30 m e 4,75 m foram classificadas no grupo SC (areia argilosa), a amostra de 2,30 m foi de CL (argila de baixa plasticidade) -
- Ainda foi observado uma proximidade entre os percentuais de areia e argila nas amostras ensaiadas, este fato pode ser atribuído a grande ação do intemperismo no solo, evidenciada pela transformação dos minerais primários em secundários.
- De maneira geral, constatou-se que os solos residuais maduros, das profundidades mais superficiais (1,30 e 2,30 m), apresentam maiores percentuais de argila do que aquele situado em maior profundidade (4,75 m), classificado como jovem. Este fato pode ser atribuído à alteração dos minerais primários em minerais secundários, em decorrência da maior atuação do intemperismo, materializado por argilominerais.
- A permeabilidade obtida através do equipamento Tri-flex forneceu valores da ordem de  $10^{-5}$  para todas as amostras retiradas, sendo classificadas por Terzaghi e Peck (1967) como de baixa permeabilidade. Apesar de as amostras 1,30 m e 4,75 m apresentarem a predominância de areia, a percentagem de finos nestas é bastante

significativa, na ordem de 40%, decorrendo em grande influência na percolação de água.

- Com relação ao ensaio edométrico, pode-se concluir que os solos amostrados nas três profundidades (1,30 m, 2,30 m e 4,75 m) apresentaram indícios de serem colapsíveis, uma vez que para Vargas (1978) são classificados como colapsíveis, para Reginatto e Ferrero (1973) são classificados como condicionados ao colapso e para Jennings e Knight (1975) os solos a 1,30m e 2,30m são classificados como de problema grave e o de 4,75 m como de problema moderado.
- Os potenciais de colapso ainda foram quantificados através das deformações apresentadas pelas curvas dos ensaios edométricos na condição natural e inundada, em que as amostras correspondentes as profundidades de 1,30m e 2,30m se mostraram com um potencial de colapso mais elevado (13% e 14%, respectivamente) e para 4,75 m o potencial foi de 5%. Essa queda nos valores do potencial de colapso ocorre justamente devido a granulometria das amostras, uma vez que Basman e Tuncer (1992) afirmam que quanto maior a diferença entre a quantidade de areia em relação a argila, menor seria o potencial de colapso para uma mesma tensão vertical de umedecimento aplicada.
- O ensaio de cisalhamento na condição natural e inundada para as amostras retiradas nas profundidades de 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m, permitiu concluir que o solo presente nesta encosta, apresenta, de forma geral, um comportamento plástico com enrijecimento, em que há uma tendência de aumento da tensão cisalhante conforme cresce o deslocamento horizontal. Ou seja, no caso de haver ruptura da encosta esta, se dará de forma mais lenta ao longo do tempo.
- Para o ensaio de cisalhamento direto efetuado na condição natural, os dados de coesão encontrados foram de 14,0, 15,2 e 27,3 kPa, respectivamente para as amostras das profundidades de 1,30 m, 2,30 m e 4,75 m. Os ângulos de atrito se apresentaram muito próximos, estando em torno de 34 e 35°. Na condição inundada, para estas mesmas profundidades as coesões encontradas foram de 1,6, 8,1 e 6,9 kPa, os ângulos de atrito nesta condição se assemelharam muito com os encontrados na condição natural (34 e 35°) -
- Comparando-se os valores de coesão obtidos nos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada, observa-se uma considerável redução. Desta forma, os valores mais altos na condição natural são majorados devido a influência

da sucção ocasionada pelas poro-pressões negativas relativas ao baixo grau de saturação.

- No ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas a coesão encontrada foi nula e os valores de ângulo de atrito variaram em torno de 30 e 32° para as amostras ensaiadas.
- Em relação aos ensaios triaxiais CID, concluiu-se que as curvas tensão – deformação não apresentaram ruptura nítida. Para as maiores tensões observou-se um comportamento plástico com enrijecimento e para as menores tensões um comportamento puramente plástico. Com relação as coesões encontradas nas amostras ensaiadas, os seus valores aumentaram com a profundidade (1,30 m – 1 kPa; 2,30 m – 5 kPa; 4,75 m – 6 kPa), o ângulo de atrito também teve um discreto aumento (1,30 e 2,30 m – 30° e 4,75 m – 31°) -
- As curvas de retenção de água no solo mostraram-se ser do tipo bimodal para todas as amostras ensaiadas (1,30 m, 2,30 m e 4,75 m), típicas de solos tropicais que apresentam poros entre as partículas e poros entre os agregados de partículas, fazendo com que o valor de entrada de ar seja duplo e até triplo. Os valores obtidos de entrada de ar para a amostra de 1,30 m foi de 15 kPa e 2900 kPa e o valor residual de sucção foi de 11000 kPa; para a amostra de 2,30 m foi de 32 kPa e 4000 kPa e o valor residual de sucção foi de 25600 kPa; para a amostra de 4,75 m foi de 45 kPa e 4200 kPa e o valor residual de sucção foi de 26700 kPa.

Com base nas análises de estabilidade e fluxo realizadas pelo método determinístico e probabilístico, as principais conclusões foram:

- Para a condição natural, pode-se concluir que o valor de FS obtido é bastante satisfatório (FS=2,6), representado um aumento de 36% em relação a condição inundada com os parâmetros obtidos pelo ensaio triaxial;
- Para a condição inundada, o resultado obtido para o fator de segurança através do método determinístico considerando os parâmetros dos ensaios de cisalhamento direto foram 9% maior que o fator de segurança obtido considerando os parâmetros do ensaio triaxial. Porém ambos os fatores de segurança indicam que a encosta está estável, o que é comprovado pela condição atual da encosta.
- Em relação à análise probabilística realizada, o fator de segurança encontrado foi bastante próximo ao calculado na análise determinística, utilizando os mesmos parâmetros. Pelo método determinístico o FS foi igual a 1,68, já pelo probabilístico

foi de 1,65. Os valores de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade foram respectivamente de  $10^{-5}$  e 4,57. Por meio da classificação da USACE (1997), pode ser afirmado que esta análise possui um bom nível de desempenho.

- A simulação para fluxo transiente considerando a ocorrência de precipitações durante 15 dias e a distribuição das chuvas de acordo com o mês de abril de 2018, representando o período com maior índice pluviométrico dentre aqueles em que foram coletados dados, mostrou a existência de poro pressões negativas mesmo após a incidência de chuva. Este fato se deu pelas altas sucções presentes na encosta e pela declividade, que faz com que parte da água escoe superficialmente à encosta. Com relação ao fator de segurança, a variação apresentada apenas com a infiltração da água da chuva não é muito expressiva e indica que a encosta permanece estável, uma vez que o fator de segurança se mantém maior que 1,5.
- Em relação a simulação realizada para o método determinístico considerando precipitação e vazamento, sendo este último considerado com vazão de  $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$  (valor retirado do trabalho de Mendes et. al. (2018)), foi possível concluir que houve uma queda maior do fator de segurança em relação ao tempo, mas este ainda demonstra uma encosta estável. A diferença entre as duas condições (só precipitação e precipitação com vazamento) se dá basicamente no fator de segurança, em que ocorre uma redução de 14%.

Como sugestões para futuras pesquisas ressalta-se que as análises probabilísticas sejam realizadas a partir dos dados de mais ensaios para que se calcule o desvio padrão específico do solo e conseqüentemente valores mais fiéis ao que ocorre em campo. Devido à importância das análises geotécnicas, é sugerido que estas abranjam mais camadas de solo do perfil das encostas, como sondagens em mais pontos ao longo do seu perfil, com o intuito de representar de forma mais realista o perfil geotécnico da encosta. Também é recomendado que se faça o monitoramento da encosta a partir da instalação de instrumentos que coletam informações sobre a pluviometria, medidas dos deslocamentos horizontais e níveis piezométricos. Ainda, considerando a influência das ações antrópicas é interessante que estas sejam mais abordadas, considerando sobrecarga e cortes/aterros presentes ao longo da encosta.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13601**: solo - avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 13602**: solo - avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR. 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR. 6484**. solo - sondagens de simples reconhecimentos com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 15577-1**: agregados - reatividade álcali-agregado - parte 1: guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR. 16097**: solo - determinação do teor de umidade - métodos expeditos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR. 9604**: abertura de poços e trincheiras de inspeção de solos com retirada de amostras deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR. 6457**: amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **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: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ABDALLA, J. A., ATTOM, M. F., & HAWILEH, R. Prediction of minimum factor of safety against slope failure in clayey soils using artificial neural network. **Environmental earth sciences**, v. 73, n. 9, p. 5463-5477, 2015.

ADEMESO, O. A.; ADEKOYA, J. A.; OLALEYE, B. M. The inter-relationship of bulk density and porosity of some crystalline basement complex rocks: A case study of some rock types in southwestern Nigeria. **IOSR Journal of Engineering**, v. 2, n. 4, p. 555-562, 2012.

ALBATAINEH, N. **Slope stability analysis using 2D and 3D methods**. 2006. 143 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Bachelor of civil engineering, University Of Akron, Akron, Ohio, 2006.

ALBUQUERQUE, P. J. R. de et al. Avaliação de um solo laterítico coluvionar de Campinas/SP, por diferentes procedimentos de determinação de índices físicos. *In: CONGRESSO ARGENTINO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 18., 2006, San Juan. **Anais** [...]. San Juan: CAMSEG, 2006.

ALHEIROS, M. M. **Riscos de escorregamentos na região metropolitana do Recife**. 1998. 135 f. Tese (Doutorado em engenharia) – programa de pós-graduação em engenharia civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1998.

ALI, A., HUANG, J., LYAMIN, A. V., SLOAN, S. W., & CASSIDY, M. J. Boundary effects of rainfall-induced landslides. **Computers and Geotechnics**, v. 61, n.4 p. 341-354, 2014.

AL-KHAFRAF, S. & HANKS, R. J. 1974. Evaluation of the filter paper method for estimating soil water potential. **Soil Sci**. 117, 194-199.

ALONSO, E. E. **Risk Analysis of Slopes and Its Application to Slopes in Canadian Sensitive Clays**. Geotechnique, 1976.

AMOOZEGAR, A.; WARRICK, A. W. Hydraulic conductivity of saturated soils: field methods. **Methods of Soil Analysis: part 1—physical and mineralogical methods, methods of soil**, v. 61, n.4, p. 735-770, 1986.

APAZA, M. A. F.; BARROS, J. M. C. Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*. 17., 2014, Goiânia. **Anais** [...]. Goiânia: COBRAMSEG, 2014.

ARAUJO, C. M. S.; PORTO, M.; SILVA, A. G. Especificações e procedimentos de sondagem à percussão de simples reconhecimento - SPT. **Sondagem à Percussão**, São Paulo, p. 1-14. abr. 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **D 5084-03**: standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. West Conshohocke: ASTM, 2003.

\_\_\_\_\_. **D 7181-11**: Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, v. 1, p. 1-11. West Conshohocke: ASTM, 2011.

\_\_\_\_\_. **D 5298 – 10**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocke: ASTM, 2003.

AMRITA, M. The Use of the Crumb Test as a Preliminary Indicator of Dispersive Soils. *In: AFRICAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 15., 2011, Africa. **Proceedings** [...]. África: IOS Press, p.299-306, 2011.

ARYAL, K. P. **Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element methods**. 2006. 146 f. Tese (Doutorado em engenharia civil), Norwegian University Of Science And Technology, Trondheim, Noruega, 2006.

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. **Métodos estatísticos aplicados a geotecnia**. Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p. 2001.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. *In*: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1992, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: COBRAE, 1992.

AZEVEDO, I. C. D.; MARQUES, E. A. G. **Introdução à mecânica das rochas**. 4. ed. Viçosa: Editora UFV, 2006. v. 1. 361p.

BANDEIRA, A. P. N. **Parâmetros técnicos para gerenciamento de áreas de riscos de escorregamentos de encostas na região metropolitana do Recife**. 2010. Tese (Doutorado em engenharia civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2010. 340p.

BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5, p. 873-894, 1998.

BASMAN, A. A. e TUNCER, E. R. Evaluation and control of collapsible soils. **Journal of the geotechnical engineering division**, ASCE, v. 118, n. 10, p. 1491-1504. 1992.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. 1999. Tese (Doutorado em engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999. 296p.

BELONI, M. L. **Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse**. 2010. Dissertação (Mestrado em engenharia civil), Universidade Federal de Viçosa. 2010.

BERNARDES, J.A. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaisse**. 2003. Dissertação (Mestrado em engenharia civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003. 131p.

BICALHO, K. V. et al. Filter paper method of soil suction measurement. *In*: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING.13., 2007, Califórnia. **Anais** [...]. Califórnia: PCSMGE, 2007.

BISHOP, A. W. The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. **Geotechnique**, London, v. 5, p. 7-17. 1955.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J.. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 1. ed. London: Edward Arnold (Publishers) Ltd, 1957.

BLIGHT, G. E. **Origin and formation of residual soils**: mechanics of residual soil. 1. ed. Brookfield: G.E.,1997.

BJERRUM, L., KRINGSTAD, S. & KUMMENJE, O. The shear strength of a fine sand. In: CONFERENCE MECHANICS OF SOIL. 5., 1961, Paris. **Proceedings** [...]. Paris: PFdn Engng, 1961.

BOSZCZOWSKI, R., & SILVA, J. **Avaliação de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Perfil de Alteração de Granito-Gnaise de Curitiba-PR**. 2008. Tese (Doutorado em engenharia) - Pontifícia universidade católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. 352p.

BRAND, E. W. Geotechnical engineering in tropical residual soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS. 3., 1985, Brasília. **Proceedings** [...]. Brasilia: Special Lecture, 1985.

BROADDUS, M. R. **Performing a steady-state seepage analysis using seep/w: a primer for engineering students**. 2015. Dissertação (Mestrado em engenharia) - University Of Louisville, Louisville, Kentucky, 2015. 64 p.

BROMHEAD, E. **The stability of slopes**. 2.ed. New York: CRC Press, 1992.

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

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LEROUEIL, S. Modelo de normalização da curva característica. **REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO**, v. 32, p. 175-183, São Paulo, 2000.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. *In*: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 1., 2004, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: ABMS, 2004.

CAMPOS, L. E. P. **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais**. 1984. Dissertação (Mestrado em engenharia), Pontifícia universidade católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1984. 192p.

CARDARELLI, F. **Materials handbook**: a concise desktop reference. 3. ed. Washington: Springer Science & Business Media, 2008.

CARDOSO JR, C. R. **Estudo do comportamento de um solo residual de Gnaise não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes**. 2006. Dissertação (Mestrado em engenharia), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. 172p.

CATANZARITI, F. **Slope stability analysis**. Elaborado por Geostru International software. Disponível em: <https://www.geostru.eu/slope-stability-analysis/>. Acesso em: 12 ago. 2018.

CECÍLIO JR., M.O. **Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. 204p.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. The filter-paper method of suction measurement. **Geotechnique**, v. 36, n. 2, p. 265-268, 1986.

CHANDLER, R. J., CRILLEY, M. S. & MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings. *In*: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS-CIVIL ENGINEERING. 2., 1992, Califórnia. **Proceedings** [...]. California: ICE, 1992.

CHIOREAN, V. Determination of Matric Suction and Saturation Degree for Unsaturated Soils, Comparative Study-Numerical Method versus Analytical Method. *In*: CONFERENCE SERIES: materials science and engineering, 10., 2017, Flórida. **Proceedings** [...]. Flórida: CCE, 2017.

COSTA, A. P.L.; NETO, J. A. N.; GALEMBECK, T. M. B. Petrografia e caracterização tecnológica dos gnaisses enderbíticos da porção norte do estado do Ceará com aplicação no setor de rochas ornamentais. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 38, n. 3, p. 429-438, 2008.

COUTINHO, R. Q.; NETO, J. B. S.; COSTA, F. Q. Design strength parameters of a slope on unsaturated gneissic residual soil. **Advances in Unsaturated Geotechnics**, v. 15, n.1, p. 247-261, 2000.

COUTINHO, R. Q.; HENRIQUE, H. M.; NETO, D.P.S; CAVALCANTI, M. M. Mapeamento de áreas de risco de deslizamento na comunidade lagoa encantada, Recife-PE. *In*: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. 7., 2017, Santa Catarina. **Anais** [...]. Santa Catarina: COBRAE, 2017.

COUTINHO, R. Q. et al. Geotechnical characterization and failure mechanism of landslide in granite residual soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 8, p. 504-545, 2019.

CRUDEN, D. M. A simple definition of a landslide. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 43, n. 1, p. 27-29, 1991.

CRUDEN, D. M. The first classification of landslides. **Environmental & Engineering Geoscience**, v. 9, n. 3, p. 197-200, 2003.

CRUDEN, D. M.; COUTURE, R.. The working classification of landslides: material matters. *In*: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 64., 2011, Vancouver. **Proceedings** [...]. Vancouver: CGC, 2011.

DAS, B. **Principles of geotechnical engineering**. 7. ed. New York: Cengage Learning, 2011.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Principles of geotechnical engineering**. 8. ed. New York: Cengage Learning, 2013.

DEERE, D. U. & PATTON, F. D., Estabilidade de taludes em solos residuais. *In*: CONGRESSO PANAMERICANO DE SOLOS. 7., 1971, Porto Rico. **Anais** [...]. Porto Rico: CPS, 1971.

DUNCAN, J. M.. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical engineering**, v. 122, n. 7, p. 577-596, 1996.

DUNCAN J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geot. and Geoenviron. Engineering**, v.126, n. 4, p. 307 – 316, 2000.

DUNCAN J. MICHAEL . Closure of Discussion of "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.127, n. 8, p. 717-721. 2001.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. **Soil strength and slope stability**. 2. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil strength and slope stability**. 5. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2014.

DYVIK, R., S. LACASSE, MARTIN. Coefficient of lateral stress from oedometer cell. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, São Francisco. **Proceedings** [...]. São Francisco: ICSM, 1985.

EL-RAMLY, H. **Probabilistic analyses of landslide hazards and risks**: bridging theory and practice. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia), Faculty of Graduate Studies and Research, Alberta, 2001. 141p.

EMERSON, W. W. A classification of soil aggregates based on their coherence in water. **Soil Research**, v. 5, n. 1, p. 47-57, 1967.

EHRlich, M., Performance of a 25m high anchored wall for stabilization of an excavation in gneiss saprolite. *In*: LANDSLIDES: evaluation and stabilization, 9., 2004, Rio de Janeiro. **Proceedings** [...]. Rio de Janeiro: LES, 2004

EHRlich, M., SILVA, R. C., Comportamento de uma escavação estabilizada com ancoragens e grampos em solo residual de gnaiss. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais** [...]. Porto de Galinhas: COBRAMSEG, 2012.

FARIAS, M.M. E ASSIS, A. Uma comparação entre métodos probabilísticos aplicados a estabilidade de taludes. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA

DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 3.,1998, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: COBRAMSEG, 1998.

FATTAH, M. Y.; AHMED, M. D.; MOHAMMED, H. A. Determination of the Shear Strength, Permeability and Soil Water Characteristic Curve of Unsaturated Soils from Iraq. **Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering**, v. 3, n. 1, p. 97-118, 2013.

FATTAH, M. Y. et al. Effect of salt content on total and matric suction of unsaturated soils. **European Scientific Journal**, v. 9, n. 9, 2013.

FAWCETT, R. G.; COLLIS-GEORGE, N. A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. **Australian Journal of Experimental Agriculture**, v. 7, n. 25, p. 162-167, 1967.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. The use of filter-paper and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. **Geotechnical testing journal**, v. 29, n. 5, p. 419-425, 2006.

FELGUEIRAS, C. A.. **Análises sobre modelos digitais de terreno em ambiente de sistemas de informações geográficas**.1. ed. Brasília: DPI/INPE, 1999.

FERREIRA, J.. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade do Porto, Porto, 2012. 102p.

FERRI, F. **Three-dimensional numerical simulation of large scale landslides**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia), Politecnico di Milano, Milão, 2016. 163p.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. The use of filter-paper and suction-plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluvium soils. **Geotechnical testing journal**, v. 29, n. 5, p. 419-425, 2006.

FLORES, E. A. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. 182p.

FONSECA, E. C. Resistencia drenada de um solo não saturado residual de gnaiss. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 5., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais [...]**. Foz do Iguaçu: COBRAMSEF, 1994. v. 2, p.587-592.

FONTOURA, T. B. **Comportamento tensão–deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente**. 2015. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2015. 205p.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian geotechnical journal**, v. 14, n. 3, p. 429-439, 1977.

FREDLUND, D. G. The shear strength of unsaturated soil and its relationship to slope stability problems in Hong Kong. **The Hong Kong Engineer**, v. 9, n. 4, p. 37-45, 1981.

FREDLUND, D. G. Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction. **Slope Stability**, p. 113-144, 1987.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian geotechnical journal**, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. 1. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2012.

FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados**: aplicação a um caso de voçorocamento. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002. 231p.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR, M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo. **Twin Cities: solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba**, v.1. n.1. p. 155-187, 2012.

GAMA, C. D. Probabilistic methods for quarry slope safety. *In*: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 6., 2006, Lisboa. **Anais [...]**. Lisboa: CNG, 2006.

GARDNER, R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. **Soil Science**, v. 43, n. 4, p. 277-284, 1937.

GERSCOVICH, D. M. S.; DE CAMPOS, T. M. P.; VARGAS JR, E. A. Back analysis of a landslide in a residual soil slope in Rio de Janeiro, Brazil. **Soils and Rocks**, v. 34, n. 2, p. 139-149, 2011.

GERSCOVICH, D. M. S.; VARGAS JUNIOR, E. A.; CAMPOS, T. M. P. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 2. ed. São Paulo: ABMS, 2015. p. 613-629.

GODOI, C. S. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss**: Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2014.

GODT, J. W. et al. Stability of infinite slopes under transient partially saturated seepage conditions. **Water Resources Research**, v. 48, n. 5, 2012.

GOFAR, N.; RAHARDJO, H.. Saturated and unsaturated stability analysis of slope subjected to rainfall infiltration. *In*: MATEC WEB OF CONFERENCES, 3., 2017. **Proceeding [...]**. New Jersey: EDP Sciences, 2017.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1989. 562 p.

GRIFFITHS, D. V. & FENTON, G. A. **Probabilistic methods in geotechnical engineering**: internacional centre for mechanical sciences. 1. ed. New York: CRC Press, 2007. p. 71-112.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análises probabilísticas de estabilidade de taludes**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 1. ed. New York: Edgard Blücher, 1976.

GUSMÃO FILHO, J. A.; FERREIRA, S. R. M.; AMORIM JR, W. M. Escorregamentos em morros urbanos do Recife: o caso do Boleiro. *In*: PAN-AMERICAN SYMPOSIUM OF LANDSLIDES/CONFERENCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 4., 1997, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/ISSMGE, 1997. v.2, p. 985-994.

GUSTAFSSON, J.; LINDSTROM, Matilda. **Applicability of optimised slip surfaces**: evaluation of a software's optimisation function for generating composite slip surfaces, applied on stability analysis of clay slopes. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Chalmers University Of Technology, Gothenburg, Suécia, 2014. 100f

HAMBLIN, A. P. Filter-paper method for routine measurement of field water potential. **Journal of hydrology**, v. 53, n. 3-4, p. 355-360, 1981.

HEAD, K. H.; EPPS, R. **Manual of soil laboratory testing**. 3. ed. London: Pentech Press, 2006.

HIGGINS, M. W. **Cataclastic rocks**. 1. ed. Colorado: US. Geol. Survey, 1971.

HIPPERTT, J.F.M. **Contribuição à geologia e petrologia dos augen-gnaisses de Niterói, RJ**. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990. 203p

HIRT, C. Digital terrain models. **Encyclopedia of Geodesy**, v. 5, n. 3, p. 1-6, 2014.

HUANG, Y. H. **Slope stability analysis by the limit equilibrium method**. 2. ed. Virginia, US: ASCE Press, 2014. 378 p.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. 395 f.

ISRM. **Basic geotechnical description for rock masses**: classification of rock and rock masses. 1. ed. Turkey: Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 1981. p 85-110.

\_\_\_\_\_. **The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring**: 1974-2006. ULUSAY, R. & HUDSON, J.A. (ed.). Suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods. Ankara, Turkey: ISRM, 2007. 628 p.

\_\_\_\_\_. Rock characterization testing & monitoring – ISRM suggested methods. London: E. T. Brown, Pergamon Press, 1981. *In*: AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. **Introdução à mecânica das rochas**. 2. ed. Viçosa: UFV, 2001.

JAEGER, J. C.; COOK, N. GW; ZIMMERMAN, R. **Fundamentals of rock mechanics**. 1. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2009.

JANBU, N. **Slope stability computation**. 1. ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 1973.

JQUES, D. S. **Caracterização e classificação de maciços rochosos da mina de Volta Grande, Nazareno, Minas Gerais**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. *In*: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Durban. **Proceedings** [...]. Durban: RCAMS, 1975. p. 99-105.

JWORCHAN, I. Mineralogy and chemical properties of residual soils. **The Geological Society of London, IAEG**. v. 2, n. 21, 2006.

KAUR, A.; SHARMA, R. K. Slope stability analysis techniques: a review. **Int. J. Eng. Appl. Sci. Technol**, v. 1, p. 52-57, 2016.

KILLICK, A. M. Fault rock classification: an aid to structural interpretation in mine and exploration geology. **South African Journal of Geology**, v. 106, n. 4, p. 395-402, 2003.

KOTTEK, M., GRIESER, J., BECK, C., RUDOLF, B., & RUBEL, F. World Map of the Köppen Geiger climate classification updated. **Meteorologische Zeitschrift**. v. 15, n. 5, p. 259-263. 2006.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G.; KLASSEN, M. J. Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, n. 2, p. 269-278, 1989.

KRISTO, C.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A.. Effect of variations in rainfall intensity on slope stability in Singapore. **International Soil and Water Conservation Research**, v. 5, n. 4, p. 258-264, 2017.

LAFAYETTE, K. P. V. **Comportamento geomecânico de solos de uma topossequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana do Recife-PE**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000. 122p.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. 1. ed. New Jersey: John Wiley e Sons Inc., 1979. 522p.

LAPWORTH, C. The Highland controversy in British geology: its causes, course and consequences. **Nature**, v. 32, n. 832, p. 558-559, 1885.

LI, A. **Two and three dimensional stability analyses for soil and rock slopes**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia) - University Of Western Australia, Austrália, 2009. 333 f.

LIMA, J.M.F. 2009. **Interação solo-grampo**: comparação dos resultados de campo com ensaios de laboratório. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. 96 p.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006.

LOPES, W. N. M. **Caracterização Física e Petrográfica de Rochas para Fins Ornamentais**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Lisboa, Lisboa, 2018.

Lu, N., & Godt, J. Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. **Water Resources Research**. v. 44, n. 11, p. 257- 270. 2008.

MACEDO, E. S. de; MARTINS, P. P. D. Análise do banco de dados de mortes por deslizamentos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) - *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 15., 2014, Rio Grande do Sul. **Anais** [...]. Rio Grande do Sul: CBGE, 2014.

MACHADO, R. A. **Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados**. 2005. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2005.

MAHARAJ, A. The Use of the Crumb Test as a Preliminary Indicator of Dispersive Soils. *In*: ARC ON SOIL MECH AND GEOTECH ENG, MAPUTO, 15., 2011, Mozambique. **Proceedings** [...]. Mozambique, 2011.

MAHMOOD, K., KIM, J. M., & ASHRAF, M. The effect of soil type on matric suction and stability of unsaturated slope under uniform rainfall. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 4, p. 1294-1299, 2016.

MAIA, J. A. C. **Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MAIA, E. C. B. **Estudo geotécnico e análise da estabilidade da encosta localizada na ladeira do pilar – comércio pertencente ao município do Salvador-BA**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

MAIOLINO, A.L.G. **Resistência ao cisalhamento de solos compactados: uma proposta de tipificação**. 1985. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1985.

MANSOUR, Z. M.; CHIK, Z.; TAHA, M. R.. On the procedures of soil collapse potential evaluation. **J. of Applied Sciences**, v. 8, n. 23, p. 4434-4439, 2008.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behavior of some plastic clays**. 1994. (PhD Thesis) - Imperial College, University of London, 1994.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**. v. 3, p. 373-397, 1997.

MARINOS, V.; GORICKI, A. The engineering geological behaviour of disturbed and weathered gneiss in slopes. The case of the "vertical axis" of Egnatia motorway, Komotini-Nymfea, Northern Greece. **Bulletin of the Geological Society of Greece**, v. 47, n. 4, p. 1749-1758, 2013.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MAWER, C. K. Shear criteria in the Grenville province, Ontario, Canada. **Journal of Structural Geology**, v. 9, n. 5-6, p. 531-539, 1987.

MEIRA, F. F. D. A. **Estudo do processo erosivo em encostas ocupadas**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

MELO, S. C. **Estrutura, petrologia e geocronologia do batólito Brejo da Madre de Deus, Estado de Pernambuco, relações com a zona de cisalhamento Pernambuco Leste**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

MENDES, R. M., DE ANDRADE, M. R. M., GRAMINHA, C. A., PRIETO, C. C., DE ÁVILA, F. F., & CAMARINHA, P. I. M. Stability analysis on urban slopes: Case study of an anthropogenic-induced landslide in Sao Jose dos Campos, Brazil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 36, n. 1, p. 599-610, 2018.

- MENDES, R. **Estudos das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP)** - 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- MILLER, G. A., CERATO, A. B., HASSANIKHAH, A., VARSEI, M., DOUMET, R., BOURASSET, C., & BULUT, R.. **The Effects of Soil Suction on Shallow Slope Stability**. 1. ed. Oklahoma City: ODT, 2015.
- MONCADA, M. P. H. **Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de soluto associadas à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico**. 2004. Dissertação em engenharia civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- MONCADA, M. P. **Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados**. 2008. Tese de Doutorado em engenharia civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- MOREIRA, J. E.. **Estabilidade de taludes de solos residuais de granito e de gnaiss**. 1974. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1974.
- MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Geotechnique**. v. 15, p. 79-93, 1965.
- MOSSAAD, M.; GOMAA, Y.; HUSSIEN, M.. **Effect of Initial Suction on Stability of Unsaturated Soil Slopes**. 1. ed. New Jersey: EDP Sciences, 2013.
- NEVES, S. P.; MARIANO, G.. Assessing the tectonic significance of a large-scale transcurrent shear zone system: the Pernambuco lineament, northeastern Brazil. **Journal of Structural Geology**, v. 21, n. 10, p. 1369-1383, 1999.
- NG, C. W. W., & SHI, Q. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. **Computers and geotechnics**, v. 22, n.1, p.1-28. 1998.
- NETO, J.B.S., COUTINHO, R.Q. Caracterização, identificação e classificação de um solo residual de gnaiss localizado no município de machados – Pernambuco. COBRAMSEG, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 11., 1998, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: ABMS, 1998.
- NOVOTNÝ, J.. Varnes' Landslide Classification (1978) - **Faculty of Science, Charles University of Prague** [http://www.geology.cz/projekt681900/vyukovematerialy/2\\_Varnes\\_landslide\\_classification.pdf](http://www.geology.cz/projekt681900/vyukovematerialy/2_Varnes_landslide_classification.pdf), 2013.
- OLIVEIRA, E. P. **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. 2006**. 2006. Dissertação (mestrado em engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. 197p.

OLIVEIRA, O. M.. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. Tese (doutorado em engenharia) - Universidade de São Paulo, 2004. 158p.

OLIVEIRA, C. P.. **Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado**. 2011. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011. 139p.

OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de Engenharia**. 2. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998

PALASKAR, Satish Muralidhar. Slope stability study. **International Journal Of Advanced Engineering Research And Science**. India, v. 5, n. 10, p.112-116. 2016.

PASSCHIER, C. W.; MYERS, J. S.; KRÖNER, A.. **Field geology of high-grade gneiss terrains**. 1. ed. Colorado: Springer Science & Business Media, 2012.

PASSCHIER, C. W.; TROUW, R. AJ. **Microtectonics**. 1. ed. Colorado: Springer Science & Business Media, 2005.

PEIXOTO, A.; FERREIRA, D.; MATTOS, I.. **CATÁLOGO DE MINERAIS DO LABORATÓRIO DE MINERALOGIA**. Ceará: Universidade Federal do Ceará, 2016. 84 p.

PETLEY, D. **Global patterns of loss of life from landslides**. 1. ed. Durham: Geology, 2000.

PFALTZGRAFF, P. S. **Sistema de informações geoambientais da Região Metropolitana do Recife**. Recife: CPRM-Serviço Geológico do Brasil, 2003.

PHAM, K., LEE, H., KIM, D., LEE, I. M., & CHOI, H.. Influence of hydraulic characteristics on stability of unsaturated slope under transient seepage conditions. **Landslides**. v.15 n. 9. p. 1-13, 2018.

PINTO, C.S., **Curso básico de mecânica dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2000. 247p.

PITANGA H. N. **Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados**. 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2002. 101p.

PITASI, A.. **Susceptibility analysis to identify the zones potentially exposed to rapid flowslide risk**. 2016. Tese (Doutorado em engenharia) - University of Reggio Calabria. Calabria, 2016. 156p.

QUEIROZ, I. M.. Comparison between Deterministic and Probabilistic Stability Analysis, Featuring Consequent Risk Assessment. **World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Environmental,**

**Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering**, v. 10, n. 6, p. 636-643, 2016.

RAHMAN, M. Z.. **Slope stability analysis and road safety evaluation: a case study on two roads located close to the Piteå river - in Sikfors and Nystrand**. 2012. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Luleå University Of Technology Sweden, Suecia, 2012. 111p.

RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; REZAUR, R. B. Studies of rainfall-induced slope failures. *In: THE NATIONAL SEMINAR SLOPE*. 27., 2002. **Proceedings** [...]. 2002.

RAHARDJO, H., ONG, T. H., REZAUR, R. B., & LEONG, E. C.. Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 12, p. 1532-1543, 2007.

RIO DE JANEIRO (Prefeitura). **GEO-RIO: manual técnico de encostas**. Rio de Janeiro, 2014. v. 1.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECH. FOUND. ENGINEERING*. 8., 1973, Moscow. **Anais** [...]. Moscow: Pergamon, 1973.

**Relatório da Avaliação das Ações de Prevenção de Deslizamentos de Encostas**, Jaboaão dos Guararapes, Relatório técnico, 2011.

REIS, R. M.; AZEVEDO, R. F. Características de deformabilidade e resistência de um solo residual de gnaiss da Região Metropolitana da Cidade de Viçosa. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*. 11., 1998, Brasília. **Anais** [...]. Brasília: ABMS, 1998.

REIS, R. M.. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 168p.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas**. 2008. Teses (Doutorado em engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. 161p.

ROCHA, J. L. R.; BARROS, J. M. C.; GOBARA, W.. Algumas propriedades de um solo compactado de gnaiss. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*. 8., 1982, Olinda. **Anais** [...]. Olinda: ABMS, 1982.

ROGERS, J. D. Subsurface exploration using the standard penetration test and the cone penetrometer test. **Environmental & Engineering Geoscience**, v. 12, n. 2, p. 161-179, 2006.

SANDRONI, S.S; SAYÃO, A.S.F. J, Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. *In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE TALUDES*. 5., 1992, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: ABGE, 1992.

SANDOVAL, M. A. P.. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes**. 2012. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. 194 p.

SANTANA, R. G.. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura**. 2006. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006. 138 p.

SARAMAGO, R. P.; EHRlich, M.; BRANDÃO DA SILVA, L. J. R. O.; MENDONÇA, M.B.; FERREIRA JR, J. A., Características Geotécnicas de uma Escavação em Região de Falha Geológica. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 15., 2010, Gramado. **Anais [...]** Gramado: ABMS, 2010.

SIBSON, R. H. Fault rocks and fault mechanisms. **Journal of the Geological Society**, v. 133, n. 3, p. 191-213, 1977.

SILVA, T. P.. **Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaise**. 2005. Tese (Doutorado em engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005. 192 p.

SILVA, M. E.. **Zona de cisalhamento de alta temperatura-o lineamento de Além Paraíba (RJ): petrotrama de plagioclásios-anisotropia sísmica-reologia da litosfera continental**. 1996. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996. 204p.

SILVA, C. C. **Análise de Estabilidade de um Talude da Cava de Alegria Utilizando Abordagem Probabilística**. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2015.134p

SILVA, F. K. da. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaise por meio de ensaios de campo e laboratório-Santo Amaro da Imperatriz**. 2015. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2015. 491p.

SILVA, M. M. **“Caracterização Geotécnica de um Solo de Calcário da Encosta Continental PE-18, Paulista-PE, com ênfase na determinação da resistência ao cisalhamento”**. 2003. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003. 265 p.

SILVA, M. M. **Estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no Município de Camaragibe–PE**. 2007. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007. 193p.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Geotechnique**, v. 36, n. 3, p. 425-447, 1986.

SMITH, M. R. (Ed.) - **Stone: Building stone, rock fill and armourstone in construction**. 1. ed. London: Geological Society of London, 1999.

SOARES, V.. **Utilização de mistura de solo saprolítico com bentonita na construção de revestimento de fundo de aterros sanitários**. 2012. Tese (Doutorado em engenharia) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012. 153 p.

SOUZA NETO, J. B. **Características geotécnicas do solo residual de gnaiss da encosta Espinhaço da Gata, PE-89, Machados-PE**. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1998. 249 p.

SOUZA, A. P. L.. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do alto do padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. 2014. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014. 177 p.

SPENCER E.. A Method of Analysis of the Stability of Embankment Assuming Inter-Slice Forces. **Geotechnique**. v.17, p.11-26, 1967

STANKOVIĆ, J. N., FILIPOVIĆ, S., RAJKOVIĆ, R., OBRADOVIĆ, L., & KOVAČEVIĆ, R. RISK AND RELIABILITY ANALYSIS OF SLOPE STABILITY- DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC METHOD. **Journal of Trends in the Development of Machinery and Associated Technology**. v. 17, n. 1, p. 97-100, 2013.

TERZAGHI, K.. Mechanism of landslides. **Application of geology to engineering practice, Geol. Soc. Am**, p. 83-123, 1950.

TOLEDO, M. C. M., OLIVEIRA, S. M. B., MELFI, A. J. Decifrando a terra: **intemperismo e formação do solo**. 2. ed. S, São Paulo: Oficina de Textos, 2000. p. 140-166.

TONUS, B. P. A.. **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. 2009. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Universidade Federal do Paraná, Paraná, 2009. 147 p.

TSAPARAS, I., RAHARDJO, H., TOLL, D. G., & LEONG, E. C.. Controlling parameters for rainfall-induced landslides. **Computers and geotechnics**, v. 29, n. 1, p. 1-27, 2002.

TULLIS, J.; YUND, R. A. Grain growth kinetics of quartz and calcite aggregates. **The Journal of Geology**, v. 90, n. 3, p. 301-318, 1982.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies**. Washington: USACE, 1997. Engineering and design, Dept. of Army .

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, **Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**. Washington: USACE, 1999. Engineering Technical Letter ETL 1110-2-556, Department of the Army

VARGAS, M.. **Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil**. *In*: CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION. 3., 1953, Zurich. **Proceedings** [...]. Zürich: CSM, 1953.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. 1.ed. São Paulo: McGRAW - HILL do Brasil. 1978

\_\_\_\_\_. Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. *In*: CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION. 3., 1953, Zurich. **Proceedings** [...]. Zürich: CSM, 1953

\_\_\_\_\_. Characterization, identification and Classification of tropical soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS. 5., 1988, Africa. **Proceedings** [...]. Africa: ICG, 1988.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; BELIGNI, M., CINCERRE, J.R. **Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas**. 2000. Tese (doutorado em engenharia civil) - Universidade Federal de Uberlândia, São Paulo, 2000.

VARNES, D. J.. Slope movement types and processes. **Special report**, v. 176, p. 11-33, 1978.

VIVIAN, J. B.. **Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel**. 2008. Dissertação (mestrado em engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. 193 p.

WINKLER, Erhard M. **Stone: properties, durability in man's environment**. 1. ed. New York: Springer Science & Business Media, 2013.

WOLFE, G. F.; GRIFFITHS, D. V.; HUANG, J.. Probabilistic and Deterministic Slope Stability Analysis by Random Finite Elements. *In*: GEOTRENDS: THE PROGRESS OF GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL ENGINEERING IN COLORADO AT THE CUSP OF A NEW DECADE. 3., 2011, Flórida. **Proceedings** [...]. Flórida: Geotrends, 2011.

International Geotechnical Societies' UNESCO Working Party on World Landslide Inventory) - **Multilingual Landslide Glossary**. 1. ed. Columbia: Bitech Publishers, 1992.

\_\_\_\_\_. **A suggested method for describing the causes of a landslide**. 1. ed. Columbia: Bitech Publishers, 1992.

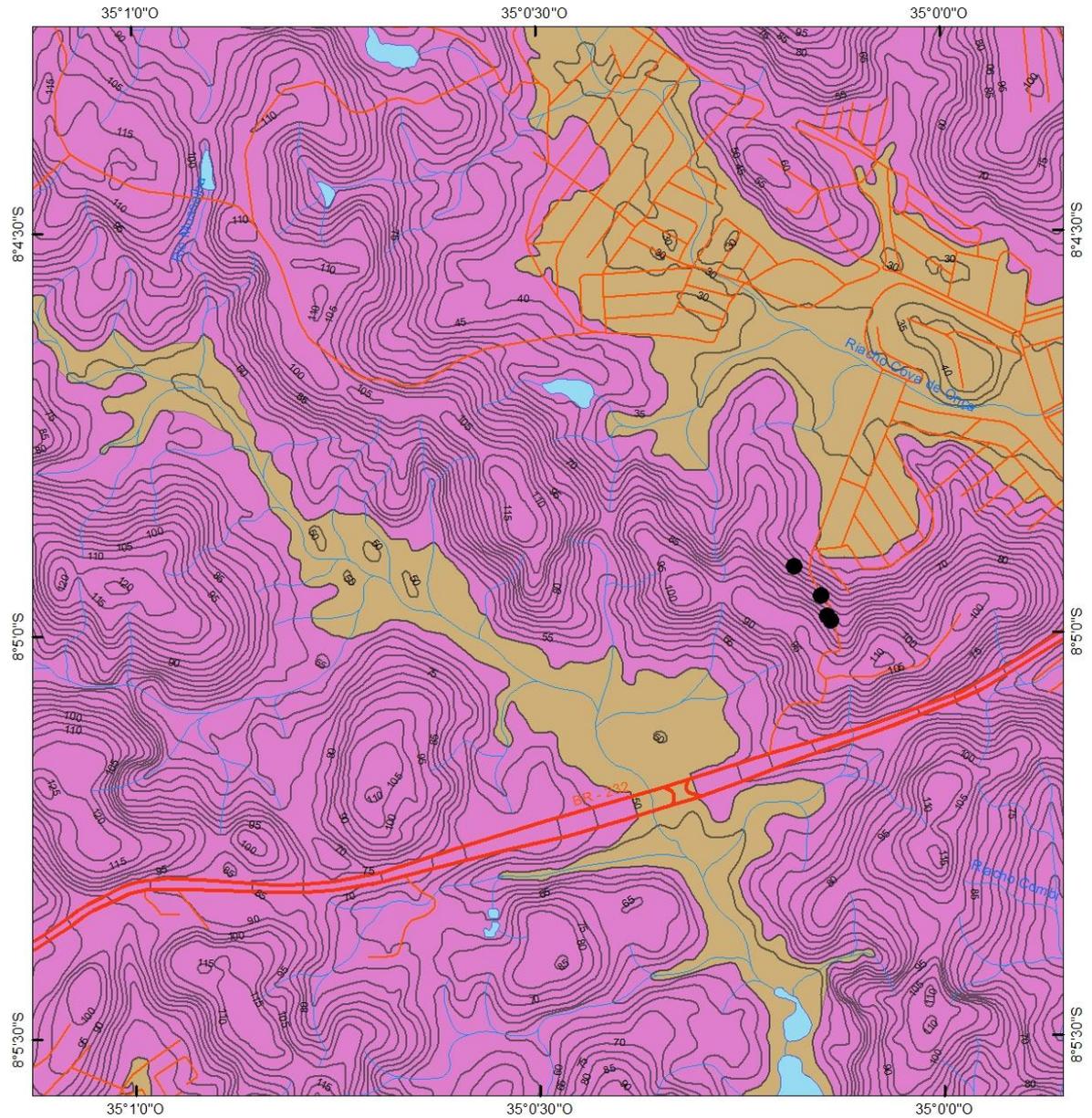
WRIGHT, S. G.; KULHAWY, F. G.; DUNCAN, J. M. Accuracy of equilibrium slope stability analysis. **Journal of Soil Mechanics & Foundations**, v. 99, n. 5, 1973.

ZHENG, H., THAM, L. G., & LIU, D. On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis. **Computers and Geotechnics**, v. 33, n.3, 2006.

## ANEXO A – RELATÓRIO DE SONDAGEM

OBRA		Estudo para Estabilidade do Morro										
LOCAL		Av. Na. Sra. da Conceição, s/n° - Curado II - Jaboatão dos Guararapes - PE										
INTERESSADO		GEGEP - Curpo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres										
FURO Nº	COTA	INÍCIO	TÉRMINO									
SP-01	+0,30	10/04/18	12/04/18									
RELATÓRIO Nº		S-028/18										
POSICÃO DO REVESTIMENTO	MÉTODO DE PENETRAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)	PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS CONDIÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
		1°	2°	3°								
		LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)										
TC		6	7	7	14		0,55	1	Areia fina c/ pca. areia média, argilosa, siltosa, medte. compacta, vermelho alaranjado. (AMOSTRA 1).			
		4	5	8	11		1,00	2	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, medte. compacta, cinza amarronzado. (AMOSTRA 2).			
CA		5	8	8	12		2,60	3	Areia fina c/ pca. areia média, argilosa, siltosa, medte. compacta, variegada (creme). (AMOSTRA 3).			
		4	5	7	12			4	Areia fina c/ pca. areia média, siltosa, pco. argilosa, medte. compacta, variegada (creme). (AMOSTRAS 4 a 7).			
		3	6	7	13			5				
		3	7	7	14			6				
		3	7	8	15			7				
		5	7	10	17		6,70	8	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, medte. compacta, cinza claro. (AMOSTRA 8).			
		3	10	12	22		7,75	9	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ mto. pco. pedregulho (Ø < 5mm), pco. siltosa, pco. argilosa, compacta, cinza claro. (AMOSTRA 9).			
CL		15/5	15/4	15/3	45/12		8,50	10	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ mto. pco. pedregulho (Ø < 6mm), mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, mto. compacta, cinza. (AMOSTRAS 10 a 13).			
		15/10	15/10	15/10	45			11				
		15/10	15/6	15/4	45/20			12				
		15/10	15/7	15/5	45/22			13				
		15/16	15/8	15/4	15/16 30/12		12,10	14	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, argilosa, siltosa, compacta, cinza. (AMOSTRA 14).			
		15/7	15/6	15/4	45/17			15	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ mto. pco. pedregulho (Ø < 10mm), mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, mto. compacta, cinza claro. (AMOSTRAS 15 a 18).			
		15/6	15/5	15/4	45/13			16				
		15/7	15/6	15/5	45/18		15,18	17				
		15/7	15/6	15/5	45/18			18				
<p><b>LIMITE DA SONDAGEM: 15,18 m.</b> Por solicitação do interessado.</p> <p>Na ocasião da sondagem não foi observada a presença de NA. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou menor profundidade, a depender de influências externas ou quando em épocas de chuvas, as águas infiltradas formarem um NA temporário.</p>												
OBS. NÍVEIS D'ÁGUA				TC	TRADO CONCHA		DADOS TÉCNICOS					
INICIAL	NE	m		TH	TRADO HELICOIDAL		Ø EXTERNO	50,8 mm				
-	-	-		CL	CIRCULAÇÃO LAMA		Ø INTERNO	34,9 mm				
FINAL	NE	m		CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA		COMPRIMENTO	781,17 mm				
-	-	-		LT	LAVAGEM P/ TEMPO		PESO	65 kg				
APÓS 24h	-	m		NE	NÃO ENCONTRADO		ALTURA QUEDA	75 cm				
-	-	-		AL	ALAGADO		Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO	63,5 mm				
OBS:												
<p style="text-align: center;"><b>ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.</b></p> <p style="text-align: center;">Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Pamamirim Fones: 268-5514 - 268-5977 - Recife - PE</p>									<p>Engº Resp</p>		<p>Sondador Lenilson Pereira</p>	
Desenho nº	Data	Escala	Verificação	Desenho								
03/03	13/04/18	1/100	John Costa	John Costa								

## APÊNDICE A - CURVAS DE NÍVEL E GEOLOGIA

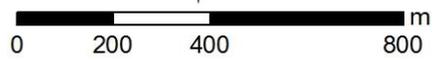


### Legenda

- Pontos de campo
- Arruamento
- Rodovia
- Rios
- Massa d'água
- Curvas de Níveis
- Área de estudo

### Geologia

- Complexo Gnaissico
- Sedimentos Aluvionares



Sistema Geodésico de Referência SIRGAS2000  
 Projeção Transversa de Mercator UTM25S

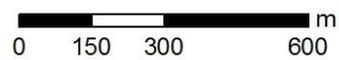


## APÊNDICE B - ÁREA DE ESTUDO E IMAGEM SATÉLITE



### Legenda

- Pontos de campo
- Arruamento
- Rodovia
- Rios
- Massa d'água
- Área de estudo



Sistema Geodésico de Referência SIRGAS2000  
Projeção Transversa de Mercator UTM25S

