

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

ELTON CÉSAR BACELAR MAIA

**ESTUDO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA
LOCALIZADA NA LADEIRA DO PILAR – COMÉRCIO PERTENCENTE AO
MUNICÍPIO DO SALVADOR-BA**

Recife
2018

ELTON CÉSAR BACELAR MAIA

Estudo geotécnico e análise da estabilidade da encosta localizada na Ladeira do Pilar – Comércio pertencente ao município do Salvador - BA

Dissertação apresentada ao programa de 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: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Recife

2018

Catálogo na fonte

Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

M217e Maia, Elton César Bacelar.

Estudo geotécnico e análise da estabilidade da encosta localizada na Ladeira do Pilar- comércio pertencente ao Município do Salvador-BA / Elton César Bacelar. - 2018.

237 folhas, il.; tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

Inclui Referência.

1. Engenharia Civil. 2. Caracterização geotécnica. 3. Escarpa da Falha de Salvador. 4. Bairro do Comércio. 5. Estabilidade de Talude I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-309

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

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ESTUDO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA
LOCALIZADA NA LADEIRA DO PILAR – COMÉRCIO PERTENCENTE AO
MUNICÍPIO DO SALVADOR-BA**

defendido por

ELTON CÉSAR BACELAR MAIA

Considera o candidato: APROVADO

Recife, 08 de junho de 2018.

Banca Examinadora:

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

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo - UFRN
(Examinador Externo)

Prof. Dr. Sandro Machado de Lemos - UFBA
(Examinador Externo)

Dedico a Jesus Cristo pelo dom da vida, a minha família em especial ao meu padrasto Ciro, minha mãe Iracema, meu pai Aidano e irmã Adriana pelo total apoio nesta caminhada vitoriosa. Dedico também, a minha namorada Cleide pela compreensão e incentivo. Enfim, obrigado a todos!

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado sabedoria, saúde e força para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao meu padrasto Ciro e mãe Iracema, por ter decidido acreditar e lutar para realizar meu sonho, sempre dispostos a ajudar e torcendo pela minha felicidade.

A minha namorada Cleide pela compreensão durante a minha ausência, por ter sido um instrumento nas mãos de Deus para me aconselhar e incentivar dia após dia, com muito amor e carinho.

Ao meu orientador Roberto Quental Coutinho pelo acolhimento no grupo GEGEP e na pós-graduação, sempre disposto a ajudar e a compartilhar seus conhecimentos em prol do desenvolvimento profissional de cada estudante.

Ao professor Luís Edmundo Prado de Campos pelo apoio e incentivo para o desenvolvimento da pesquisa através da parceria com o GEGEP/ UFPE.

Aos meus amigos do grupo GEGEP como: Hugo, Iran, Monalyssa, Daniela, Amábelli, Higo, Eduardo, Tahyara, Amanda, Breno, Claudia, Bethânia, Cristiane, Fabiano e em especial Danisete Neto e Robson Lima, pelos apoios para o desenvolvimento da pesquisa e os momentos agradáveis que passamos.

Aos funcionários do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE Antônio Brito, Gutemberg e Francisco.

“E não somente isto, mas também nos gloriamos nas tribulações; sabendo que a tribulação produz a paciência. E a paciência a experiência, e a experiência a esperança. E a esperança não traz confusão, porquanto o amor de Deus está derramado em nossos corações pelo Espírito Santo que nos foi dado”.

(ALMEIDA, 1980, p. 240)

RESUMO

O principal objetivo dessa dissertação foi realizar a análise da estabilidade da encosta localizada na Ladeira do Pilar – Comércio, nas proximidades do bairro Santo Antônio Além do Carmo pertencente ao município do Salvador - Ba. A área de estudo, faz parte do Projeto de Sensores Geotécnicos de Pesquisa e de Monitoramento dos Morros para Prevenção de Deslizamentos, parceria firmada entre o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), Defesa Civil da Cidade do Salvador (CODESAL) e Universidade Federal da Bahia (UFBA) - Geotecnia. A investigação de campo foi composta de sondagem à percussão, ensaio de permeabilidade (guelph) e retirada das amostras deformadas e indeformadas. A campanha de ensaios de laboratório envolveu a realização de caracterização das amostras (limite de atterberg, análise granulométrica e massa especificados grãos), ensaios de permeabilidade (triflex-II), cisalhamento direto na condição natural e inundado, cisalhamento direto com reversões múltiplas (condição inundada), cisalhamento direto com sucção controlada, triaxial CID (condição saturada), construção da curva característica (técnica do papel filtro) e crumb test. Para a verificação da análise da estabilidade do talude (local e global), foram simuladas quatro situações distintas com o software SLOPE/W (2012), quanto à condição de umidade e resistência dos solos. Os valores do FS_{\min} encontrado durante a análise da estabilidade do talude levando em consideração os parâmetros de resistências obtidos nos ensaios CDN e CDSC, nas duas regiões meio e topo da encosta da seção estudada, apresentaram-se longe dos riscos de deslizamento, níveis de segurança alto contra a danos materiais e ambientais e vidas humanas, pois apresentaram valores de FS_{\min} superiores a 1,5. Fato semelhante foi encontrado na verificação quanto ruptura global. Já para a verificação da estabilidade local (meio e topo do talude) e global utilizando os parâmetros dos ensaios CDI e triaxial CID, os valores FS_{\min} apresentaram valores menores do que 1,5. Logo, para as diversas condições simuladas no programa SLOPE/W, dentre as diversas formas de estabilização da encosta, poderá ser utilizada obras sem estrutura de contenção como drenagem superficial e profunda, juntamente com a proteção superficial.

Palavras - chave: Caracterização geotécnica. Escarpa da Falha de Salvador. Bairro do Comércio. Estabilidade de Talude.

ABSTRACT

The main objective of this dissertation was to analyze the stability of the slope located in Ladeira do Pilar - Comércio, in the vicinity of the district of Santo Antônio Além do Carmo belonging to the municipality of Salvador - Ba. The study area is part of the Project for Geotechnical Sensors for Research and Monitoring of Hills for the Prevention of Slips, a partnership signed between the National Center for Natural Disaster Monitoring and Alarms (CEMADEN), Civil Defense of the City of Salvador (CODESAL) and Federal University of Bahia (UFBA) - Geotechnics. The field investigation was composed of percussion drilling, permeability testing (guelph) and removal of deformed and undisturbed samples. The laboratory testing campaign involved the characterization of the samples (atterberg limit, granulometric analysis and mass specified grains), permeability tests (triflex-II), direct shear in natural and flooded condition, direct shear with multiple reversals flooded), direct shear with controlled suction, triaxial CID (saturated condition), construction of characteristic curve (filter paper technique) and crumb test. In order to verify the slope stability analysis (local and global), four different situations were simulated with SLOPE / W (2012) software, regarding soil moisture and soil condition. The values of the FS_{min} found during the slope stability analysis, taking into account the resistance parameters obtained in the CDN and CDSC tests, in the two middle and top regions of the slope of the studied section, were far from the risks of landslide, safety levels high against material and environmental damages and human lives, since they presented values of FS_{min} higher than 1.5. Similar fact was found in checking how much global rupture. For the verification of the local stability (middle and top of the slope) and overall using the parameters of the CDI and triaxial ICD tests, the FS_{min} values presented values lower than 1.5. Therefore, for the simulated conditions in the SLOPE / W program, among the various forms of slope stabilization, surface protection can be used.

Keywords: Geotechnical characterization. Escape from the Fault of Salvador. Bairro do Comércio. Slope Stability

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	- Escorregamento ocorrido em Petrópolis/RJ (A) e Corrida de solo em Campos do Jordão/SP (B).	25
Figura 2	- Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento	29
Figura 3	- Perfil típico de um solo residual.....	30
Figura 4	- Processo de Queda de blocos no maciço rochoso.....	34
Figura 5	- Processo de Tombamento de blocos no maciço rochoso	35
Figura 6	- Esquema do processo de escorregamento.	36
Figura 7	- Esquema do processo de escorregamento rotacional.....	36
Figura 8	- Esquema do processo de deslizamento em cunha.	37
Figura 9	- Espalhamento Lateral.	38
Figura 10	- Rastejo.....	39
Figura 11	- Corrida de Detritos.	40
Figura 12	- Corrida de Detritos (Avalanche).	40
Figura 13	- Forma típica de corrida.	41
Figura 14	- Diagrama dos processos dos fatores de causas predisponente e acionantes / agravantes dos movimentos de massa.	43
Figura 15	- Combinação das classes de curvatura vertical e horizontal	46
Figura 16	- Esquema de variação da estabilidade de uma encosta, com e sem vegetação arbórea.	48
Figura 17	- Relação entre Chuva e Escorregamento em Hong Kong.	52
Figura 18	- Correlação entre Chuva Máxima Horária e Escorregamentos em Solos Residuais, durante 1963 à 1982 em Hong Kong.....	53
Figura 19	- Ocorrências Médias de Deslizamentos por Chuva de 24 horas	53
Figura 20	- Carta relativa às Encostas do Complexo Cristalino-Metamórfico da Serra Mar.....	55
Figura 21	- Gráfico da Envoltória de Escorregamentos Induzidos na Serra do Mar.	56
Figura 22	- Correlação entre a Intensidade da Chuva e a Chuva Acumulada para as Encostas da Formação Barreiras da Cidade do Recife – PE	59
Figura 23	- Avanço da frente de umedecimento.	61

Figura 24	- Variação dos valores de χ em função do grau de saturação para diferentes solos.....	63
Figura 25	- Apresentação da equação de Fredlund <i>et al</i> (1978) para a resistência ao cisalhamento baseado no critério de Mohr-Coulomb.	64
Figura 26	- $\tau \times \sigma - u_a$ e $\tau \times u_a - u_w$	65
Figura 27	- Curva de retenção de água.....	67
Figura 28	- Curvas de retenção típicas para solo arenoso, siltoso e argiloso.	68
Figura 29	- Forças normais e de corte numa fatia genérica.....	75
Figura 30	- Exemplo de trecho de escorregamento planar denominado de talude infinito	77
Figura 31	- Talude Infinito: geometria de rede de fluxo; Esforços sobre uma lamela isolada	78
Figura 32	- Forças atuantes em cada fatia consideradas no Método de Fellenius	80
Figura 33	- Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Bishop Simplificado.....	81
Figura 34	- Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Spencer.	81
Figura 35	- Determinação dos Fatores de Segurança pelo Método de Spencer....	83
Figura 36	- Forças aplicadas a uma fatia de solo consideradas no Método de Janbu.....	84
Figura 37	- Método de Janbu simplificado – Fator F_0	84
Figura 38	- Forças aplicadas numa fatia genérica consideradas no Método de Morgenstern e Price.....	85
Figura 39	- Localização da área de estudo	88
Figura 40	- Área de estudo.....	89
Figura 41	- Ocupação da encosta da Ladeira do Pilar – Comércio.....	90
Figura 42	- Precipitações médias mensais dos anos de 2013, 2014, 2015, 2016 e 2017 medidas na estação Dois de Julho (Centro).....	91
Figura 43	- Precipitações máximas, médias e mínimas diárias dos anos de 2013, 2014, 2015, 2016 e 2017 medidas na estação Dois de Julho (Centro).	91
Figura 44	- Apresenta os domínios geológicos de Salvador de acordo com Barbosa <i>et al.</i> , (2005) e o PDE (PMS, 2004).....	92
Figura 45	- Mapa geológico de Salvador.....	97

Figura 46	- Geologia da área de estudo	98
Figura 47	- Geomorfologia de salvador	99
Figura 48	- Geomorfologia das áreas próximas ao local de estudo.	102
Figura 49	- Bloco diagrama mostrando a zona da escarpa da Falha de Salvador e sedimentos da Bacia do Recôncavo.	103
Figura 50	- Bacias hidrográficas do município de Salvador	105
Figura 51	- Mapa pedológico do município de Salvador.	108
Figura 52	- Variação da cobertura vegetal para o ano de 2001 e 2009.	110
Figura 53	- Bananeiras localizadas entre a base e o meio do talude.....	111
Figura 54	- Bananeiras localizadas no meio da encosta	111
Figura 55	- Localização dos locais onde foram realizadas as sondagens.	113
Figura 56	- Execução das sondagens a percussão P-1, P-2 e P-3.....	113
Figura 57	- Moldagem do bloco, Fixação do papel laminado, Bloco envolvido com tecido morim e parafina, Bloco acondicionado na caixa de madeira com serragem , Abertura do bloco.....	115
Figura 58	- Princípio de Mariotte empregado no furo do Ensaio de Guelph.	117
Figura 59	- Esquema do Permeômetro Guelph.	117
Figura 60	- Alteração de rocha encontrada durante a fase de escavação do poço para retiradas das amostras indeformadas	118
Figura 61	- Adaptação feita no equipamento Permeômetro de Guelph da UFBA.	119
Figura 62	- Ensaio de permeabilidade com Permeômetro Guelph – Ponto (P1)..	120
Figura 63	- Preparação de Amostras.....	121
Figura 64	- Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo	121
Figura 65	- Determinação da massa específica.	122
Figura 66	- Determinação do Limite de Liquidez.	122
Figura 67	- Moldagem do corpo de prova.....	123
Figura 68	- Preparação do corpo de prova para realização do ensaio de permeabilidade	124
Figura 69	- Tensões aplicadas para a saturação do corpo de prova	125
Figura 70	- Tensões aplicadas para a realização do ensaio.....	125
Figura 71	- Realização do ensaio de permeabilidade utilizando o equipamento Triflex II.....	126

Figura 72	- Prensa de adensamento Ronald Top S.A.	127
Figura 73	- Moldagem do corpo de prova (AM-01).....	127
Figura 74	- Moldagem da célula edométrica.....	128
Figura 75	- Etapa de saturação do corpo de prova.....	131
Figura 76	- Etapas e equipamentos utilizados na construção da curva características.....	132
Figura 77	- Equipamento utilizado para a realização do ensaio de cisalhamento direto convencional e de reversões múltiplas.....	134
Figura 78	- Moldagem dos corpos de prova	134
Figura 79	- Etapas realizadas para equalizar do peso da amostra	137
Figura 80	- Prensa de cisalhamento direto com sucção controlada.....	139
Figura 81	- Moldagem do corpo de prova.....	139
Figura 82	- Prensa Wykeham - Farrance utilizada no ensaio de compressão triaxial.	141
Figura 83	- Moldagem do corpo de prova (AM-03).....	142
Figura 84	- Montagem do corpo de prova.	143
Figura 85	- Amostras do ensaio de dispersão rápida.	145
Figura 86	- Perfis de sondagem a percussão ponto P1.....	147
Figura 87	- Perfis de sondagem a percussão ponto P2.....	148
Figura 88	- Perfis de sondagem a percussão ponto P3.....	149
Figura 89	- Perfil de sondagem a percussão ponto P4.....	150
Figura 90	- Perfil de sondagem a percussão ponto P5.....	151
Figura 91	- Perfil transversal do solo da área de estudo	152
Figura 92	- Perfis de umidade obtidas através das sondagens P1, P2 e P3.	154
Figura 93	- Condutividade hidráulica no ponto P1.....	155
Figura 94	- Faixas de permeabilidades para diversos tipos de solos.....	156
Figura 95	- Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-01....	157
Figura 96	- Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-02....	158
Figura 97	- Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-03....	159
Figura 98	- Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade.	161
Figura 99	- Variação de índice de plasticidade e porcentagem de argila versus profundidade.....	162
Figura 100	- Apresentação dos resultados após o termino do ensaio.	164
Figura 101	- Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-01.	167

Figura 102 - Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-02.	168
Figura 103 - Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-03.	168
Figura 104 - Índice de vazios versus Tensão vertical de consolidação na condição de ensaio com umidade natural, nas amostras AM-01, 02 e 03.....	169
Figura 105 - Índice de vazios versus Tensão vertical de consolidação na condição de ensaio com umidade inundado, nas amostras AM-01, 02 e 03. ...	169
Figura 106 - Curva Característica por secagem para amostra AM-01	173
Figura 107 - Curva Característica por secagem para amostra AM-02.....	173
Figura 108 - Curva Característica por secagem para amostra AM-03.....	174
Figura 109 - Alguns formatos típicos de curvas de retenção.	175
Figura 110 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para AM-01 retirada a 1,20 m de profundidade.	177
Figura 111 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$, para AM-02 retirada a 2,40 m de profundidade	178
Figura 112 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$, para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade.	178
Figura 113 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-01, retirada na profundidade 1,20 m.	179
Figura 114 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-02, retirada na profundidade 2,40 m.	179
Figura 115 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-03, retirada na profundidade 7,10 m.	180
Figura 116 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-01.....	184
Figura 117 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-02.	185
Figura 118 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-03.....	186
Figura 119 - Envoltórias de resistência na condição residual (inundada) das amostras 01, 02 e 03.....	188
Figura 120 - Relação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila.....	190
Figura 121 - Curva número de semanas versus peso para amostra AM-03, quando submetida a sucção de 100 kPa.	191

Figura 122 - Curva τ x d_h para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade.	192
Figura 123 - Curva d_v x d_h para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade	193
Figura 124 - Envoltória de resistência da AM-03 com sucção de 100 kPa (ϕ').	193
Figura 125 - Envoltória de resistência do solo com sucção de 100 kPa (ϕ^b).....	194
Figura 126 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-01.....	195
Figura 127 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-02.....	196
Figura 128 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-03.....	196
Figura 129 - Envoltórias de Resistência para as amostras AM-01, 02 e 03.....	198
Figura 130 - Envoltórias de Resistência para CDN e CD com sucção controlada.	200
Figura 131 - Perfil transversal adotado nas simulações do SLOPE/W.	201
Figura 132 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDN.....	204
Figura 133 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDI.	204
Figura 134 - Análise da estabilidade no topo da encosta – TRIAXIAL CID.....	204
Figura 135 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDSC.	205
Figura 136 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDN.....	205
Figura 137 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDI.	205
Figura 138 - Análise da estabilidade no meio da encosta – TRIAXIAL CID.....	206
Figura 139 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDSC.....	206
Figura 140 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDN.	208
Figura 141 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDI.	209
Figura 142 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – TRIAXIL CID.....	209
Figura 143 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDSC.....	209

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Acidentes de maior gravidade registrados em Salvador relacionados com instabilização de encostas.	27
Tabela 2 - Composição do solo residual em função da rocha mãe.	31
Tabela 3 - Classificação dos Movimentos Gravitacionais de Massa.	33
Tabela 4 - Fatores deflagradores dos movimentos de massa.	42
Tabela 5 - Causas de movimentos de massa.	43
Tabela 6 - Categorias de Risco Associadas a Precipitação Pluviométrica.	52
Tabela 7 - Modelos de previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção.	66
Tabela 8 - Modelos de curva de retenção proposto por vários autores.	69
Tabela 9 - Fator de segurança e condições de estabilidade do talude ou encosta.	72
Tabela 10 - Nível de segurança desejado contra perdas humanas.	73
Tabela 11 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.	73
Tabela 12 - Fatores de segurança mínimo para escorregamento.	73
Tabela 13 - Principais métodos de cálculo da análise de estabilidade de taludes.	76
Tabela 14 - Índices de áreas verdes segundo o bairro Comércio do município de Salvador.	110
Tabela 15 - Coordenadas UTM dos pontos de sondagens.	114
Tabela 16 - Quantidade de amostras para cada amostra indeformada.	130
Tabela 17 - Grau e padrões de dispersão.	145
Tabela 18 - Valores de umidade e grau de saturação de campo e laboratório.	154
Tabela 19 - Resumo dos ensaios de condutividade hidráulica in situ.	156
Tabela 20 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-01, retirada a 1,20 m de profundidade.	157
Tabela 21 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-02, retirada a 2,40 m de profundidade.	158
Tabela 22 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-03, retirada a 7,10 m de profundidade.	159
Tabela 23 - Classificação dos solos pela SUCS referente aos municípios do Salvador-Ba e Ubatuba-SP.	160
Tabela 24 - Proposta de classificação incluindo solos tropicais.	161
Tabela 25 - Classificação das amostras de acordo com a sua atividade.	162

Tabela 26 - Avaliação da dispersividade dos solos referentes às amostras AM-01,02 e 03.....	163
Tabela 27 - Dados utilizados para determinação dos coeficientes de permeabilidade saturado das amostras AM-01, 02 e 03.....	165
Tabela 28 - Coeficiente de permeabilidade saturado de laboratório.....	165
Tabela 29 - Relação dos valores de condutividade hidráulica e tipos de solos.	166
Tabela 30 - Condições iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Duplos.....	167
Tabela 31 - Parâmetros dos Ensaios Edométricos.....	170
Tabela 32 - Classificação das amostras AM-01, 02 e 03 referente a suscetibilidade ao colapso.....	171
Tabela 33 - Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight ,1975) (a partir de Souza Neto, 1998).	171
Tabela 34 - Valores de sucção matricial para amostra AM-01, 02 e 03 na condição natural.	175
Tabela 35 - Condições iniciais dos corpos de prova para CDN e CDI.....	176
Tabela 36 - Parâmetros de resistência dos solos com ensaio CDN e CDI.	181
Tabela 37 - Valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos trabalhos de Campos et al. (2005) e Dias (2006).....	182
Tabela 38 - Condições dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas na condição inundado (residual).	183
Tabela 39 - Valores de coesão e ângulo de atrito residual das amostras 01, 02 e 03 com e sem tratamento estatístico.....	189
Tabela 40 - Condições iniciais dos corpos de prova do ensaio cisalhamento direto com sucção controlada.	191
Tabela 41 - Período de estabilização das amostras AM-01, 02 e 03, referente as sucções de 25, 100 e 300 kPa.	192
Tabela 42 - Parâmetros de resistências para os ensaios CDI e CDSC.	193
Tabela 43 - Envoltória de ruptura para o ensaio CDSC (Sucção= 100 kPa).....	194
Tabela 44 - Valores dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos para as amostras AM-01, 02 e 03.	199
Tabela 45 - Parâmetros de resistência obtidos durante os ensaios CDN, CDI, CDI com reversões múltiplas, CDSC e triaxial CID.....	199
Tabela 46 - Parâmetros CDN, CDI, Triaxial CID e CDSC, utilizados nas simulações durante a análise da estabilidade da encosta.....	203

Tabela 47 - Valores das sobrecargas adotados.	203
Tabela 48 - Fatores de segurança mínimos após as simulações no SLOPE/W.	207
Tabela 49 - Valores FS_{min} encontrado para o método de Morgenstern - Price.	208
Tabela 50 - Fatores de segurança mínimos global após as simulações no SLOPE/W.	210
Tabela 51 - Valores FS_{ming} encontrado para o método de Morgenstern - Price.	211

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.2	JUSTIFICATIVA.....	21
1.2	OBJETIVO GERAL.....	22
1.3	OBJETIVO ESPECIFICO	22
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	23
2	MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA	24
2.1	BREVE HISTÓRICO DA OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE MASSA....	24
2.2	TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTO DE MASSA.....	28
2.2.1	Tipos de Taludes	30
2.2.1.1	Taludes Naturais	31
2.2.1.2	Taludes Construídos	32
2.3	TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA	33
2.4	FATORES, AGENTES E CAUSAS QUE DEFLAGRAM OS MOVIMENTOS DE MASSA.....	41
2.4.1	Fatores Geológicos	44
2.4.2	Fatores Geomorfológicos	45
2.4.3	Vegetação	46
2.4.4	Ação Antrópica	48
2.4.5	Chuva e os Deslizamentos	49
2.4.5.1	Correlação entre Chuva e Escorregamentos.....	50
3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS E MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS EM SALVADOR	62
3.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	62
3.2	CURVA DE RETENÇÃO	66
3.3	MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO SALVADOR	69
3.4	ANÁLISE DA ESTABILIDADE EM TALUDE OU ENCOSTA	71
3.4.1	Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes	76
3.4.1.1	Método de Talude Infinitos	77
3.4.1.2	Método de Fellenius	79
3.4.1.3	Método de Bishop Simplificado	80
3.4.1.4	Método de Spencer	81
3.4.1.5	Método de Janbu Simplificado.....	83
3.4.1.6	Método de Morgenstern – Price	84
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	88
4.1	LOCALIZAÇÃO	88
4.2	USO E OCUPAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO.....	89
4.3	ASPECTOS CLIMÁTICOS.....	90
4.4	ASPECTOS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS	91
4.5	ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS.....	99
4.6	ASPECTOS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS	104
4.7	ASPECTOS PEDOLÓGICOS (SOLOS)	106
4.8	ASPECTOS FITOGEOGRÁFICO (VEGETAÇÃO).....	109
5	METODOLOGIA – INVESTIGAÇÃO CAMPO E CAMPANHA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	112

5.1	INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	112
5.1.1	Sondagem à Percussão SPT – (“<i>Standard Penetration Test</i>”)	112
5.1.2	Amostragem	114
5.1.3	Ensaio do Permeâmetro Guelph	116
5.2	CAMPANHA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	120
5.2.1	Ensaio de Caracterização Física	120
5.2.2	Condutividade Hidráulica – Triflex II	122
5.2.3	Edométricos duplo	126
5.2.4	Curva Característica de Retenção de Água	129
5.2.5	Cisalhamento Direto	133
5.2.5.1	Cisalhamento Direto Convencional	133
5.2.5.2	Cisalhamento Direto com Reversões Múltiplas	135
5.2.6	Cisalhamento Direto com Sucção Controlada	136
5.2.8	Triaxial Adensado Drenado (CID).....	140
5.2.9	Dispersão Rápida (Crumb Test ou Torrão).....	144
6	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	146
6.1	ATIVIDADES DE CAMPO	146
6.1.1	Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT)	146
6.1.2	Ensaio de condutividade hidráulica	155
6.2	ATIVIDADES DE LABORATÓRIO	156
6.2.1	Ensaio de Caracterização Física	157
6.2.9	Ensaio Dispersão Rápida (Crumb Test ou Torrão)	163
6.2.2	COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE – TRIFLEX II	164
6.2.3	Ensaio de Compressão Edométricos Duplo	166
6.2.4	Determinação da Curva Característica de Sucção	172
6.2.5	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento	176
6.2.6	Ensaio de Resistência Residual	182
6.2.7	Ensaio Cisalhamento Direto com Sucção Controlada	190
6.2.8	Ensaio Triaxial CID	195
7	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE	201
7.1	METODOLOGIA ADOTADA PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE	201
7.2	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E ANÁLISES DA ESTABILIDADE	202
8	CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES FUTURAS	212
8.1	CONCLUSÕES	212
8.2	RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES FUTURAS.....	219
	REFERÊNCIAS	220

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos seus 456 anos, a cidade do Salvador se desenvolveu com um padrão desordenado de ocupação, que se iniciou da zona da escarpa da Falha de Salvador, indo em direção aos seus vazios urbanos e subúrbio (SILVA, 2005). Esse tipo de ocupação, algumas vezes, é acompanhado pela falta de infra-estrutura e dos serviços públicos básicos, sendo classificado como subnormais. Nesse contexto, surgem assentamentos precários que não estão dentro dos moldes técnicos adequados como: aqueles construídos em áreas de risco geológico como encostas íngremes, bordos de pedreiras abandonadas e áreas alagadiças, constituindo um dos maiores problemas enfrentados pelo Poder Público Municipal (CAMPOS, 1984; ELBACHÁ *et al.*, 1992).

De acordo com os dados obtidos da Coordenação de Defesa Civil do Salvador – CODESAL (Tabela 2.1), os problemas referentes ao movimento de massa vêm se agravando. Episódios que ocorriam a cada 30 ou 50 anos e que ficavam limitados apenas a regiões da falha tectônica (Falha de Salvador), hoje em dia se distribuem e repetem alcançando anualmente todo espaço urbano do município (SOUSA, 2006). Para Silva (1994), isso ocorre devido à ocupação irregular das encostas de forma desordenada, com a execução de desmatamentos, cortes, escavações, lançamento de esgotos domésticos, dentre outros. O acúmulo de lixo nas encostas é outro fator a ser considerado, pois provoca a rápida saturação das camadas superficiais do solo pelas águas pluviais, aumento do peso específico, redução da resistência do solo provocado pelo decréscimo de sucção, etc.

1.2 JUSTIFICATIVA

A área de estudo, faz parte do Projeto de Sensores Geotécnicos de Pesquisa e de Monitoramento dos Morros para Prevenção de Deslizamentos. Uma parceria firmada entre o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) e a Defesa Civil da Cidade do Salvador (CODESAL). Nas proximidades da área de estudo (bairro do Santo Antônio Além do Carmo), já se tem registro de

um deslizamento que ocorreu no dia 09/11/2011, atingindo seis casas e destruindo uma, sem deixar feridos ou mortos (CODESAL, 2011).

Esta dissertação de mestrado é resultado de um estudo que integra a parceria de duas universidades: Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, representada pelo Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície – GEGEP sob coordenação do Professor Roberto Coutinho Quental e a Universidade Federal da Bahia – UFBA, representada pelo Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais - DCTM sob coordenação do Professor Luís Edmundo Prado de Campos.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da dissertação foi realizar um estudo geotécnico de uma encosta localizada na Ladeira do Pilar – Comércio, nas proximidades do bairro Santo Antônio Além do Carmo, pertencente ao município do Salvador-Ba.

1.3 OBJETIVO ESPECIFICO

Entre os objetivos específicos, destacam-se:

- Caracterização geotécnica do solo referente à área de estudo, através das investigações de campo e campanha de ensaios de laboratório;
- Discursão dos resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados;
- Descrição geral da área de estudo com discursão de aspetos climáticos, fitogeográfico (vegetação), bacia hidrográfica, pedológicos (solos), geológicos – geotécnicos e geomorfológicos da área de estudo;
- Calcular o fator de segurança e verificar a estabilidade do talude através do programa SLOPE/W.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi dividida em 6 (capítulos) divididos da seguinte forma:

- **INTRODUÇÃO:** Apresenta uma contextualização dos problemas que envolvem os taludes do Município de Salvador, importância do tema e objetivos a serem alcançados;
- **MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA:** Nesse capítulo são apresentados temas como ocorrência e tipos de movimentos de massa, tipos de taludes, fatores, agentes e causas que deflagram os movimentos de massa, processo de infiltração em perfil de solo residual, mecanismos de instabilização das encostas na região metropolitana do Salvador e análise da estabilidade em talude;
- **CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO:** Apresenta características gerais referentes à área da pesquisa como localização, uso e ocupação do solo, aspectos climáticos, aspectos geológicos, aspectos geomorfológicos, aspectos das bacias hidrográficas, aspectos pedológicos (solos) e aspectos fitogeográficos (vegetação);
- **METODOLOGIAS, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS:** Apresentam as metodologias, os resultados e discussões dos ensaios de campo e laboratório realizados com amostras deformadas e indeformadas;
- **RESULTADOS E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE:** Apresenta os resultados e análise da estabilidade do talude presente na área de estudo, feita através do software SLOPE/W, submetido a diferentes valores de umidade e resistência;
- **CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE NOVAS PESQUISAS:** Apresenta as conclusões obtidas durante o desenvolvimento da pesquisa, recomendações, sugestões para pesquisas futuras. Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

Este capítulo apresenta ao leitor, uma revisão da bibliografia dos temas que foram abordados durante o desenvolvimento da dissertação como: definições, classificações, fatores, agentes e causas dos movimentos de massa. Nesse mesmo item, também são mencionados assuntos referentes à resistência ao cisalhamento dos solos não saturados e mecanismo de instabilização das encostas em Salvador.

2.1 BREVE HISTÓRICO DA OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE MASSA

Segundo Brabb (1991, *apud* Magalhães, 2013), na China os trabalhos de reconhecimento e identificação de escorregamentos datam de 186 a.c. Leroueil (2001), relata um deslizamento induzido por um terremoto, que causou a morte de 100.000 pessoas, na Província de Ningxia em 1920.

Segundo Coutinho e Silva (2005), movimentos de massa já vêm sendo relatados há vários séculos na Ásia e na Europa. O primeiro deslizamento que se tem notícia foi na Província de Honan localizada na China no ano de 1767 provocado por um terremoto. A China e o Japão são provavelmente os países que mais sofrem com fatalidades decorrentes de movimentos de massa.

Nas últimas décadas as pesquisas têm mostrado que houve um crescimento significativo na frequência e na intensidade dos desastres naturais, o que proporcionou sérios danos e prejuízos socioeconômicos em todo o planeta. Os principais fatores responsáveis pelo aumento do registro dos desastres naturais em todo o mundo são: o crescimento populacional, a segregação sócioespacial (aumento das favelas e bolsões de pobreza) e as mudanças climáticas globais (COUTINHO E BANDEIRA, 2012).

Nos estados brasileiros, onde parte do relevo é constituído de planaltos como Pernambuco, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo, os movimentos de massas têm sido um tema bastante estudado. A importância do assunto não é apenas na evolução das formas de relevo, e sim por implicações do ponto de vista socioeconômico, com perda de vidas humanas e materiais. Esses movimentos em encostas têm causado, principalmente em épocas recentes,

acidentes em várias cidades brasileiras (Figura 1) inclusive com vítimas fatais (AUGUSTO FILHO, 1994).

Figura 1 - Escorregamento ocorrido em Petrópolis/RJ (A) e Corrida de solo em Campos do Jordão/SP (B).



Fonte: SILVA FILHO, 1998.

No Brasil, citam-se frequentes acidentes ocorridos nos primeiros trimestres de 1966 e 1967, nas encostas do Rio de Janeiro e trechos das principais rodovias, bem como os deslizamentos em 1972, na localidade de Vila Albertina, Campos do Jordão (SP), que provocaram mortes e significativos prejuízos materiais (LIMA, 2002).

Para ser publicado, qualquer tipo de ocorrência de movimento de massa no Brasil no início, tinha que está vinculado a dois fatores:

O caráter catastrófico e o nível de desenvolvimento do meio técnico na época em que ocorriam os acidentes. O caráter catastrófico não era suficiente, pois, apesar das encostas brasileiras, há algum tempo já apresentarem problemas referente a instabilidade, foi com o aparecimento da Mecânica dos Solos que houve embasamento para o estudo detalhado desses fenômenos (GUIDICINI e NIEBLE, 1976).

Um exemplo prático, segundo o mencionado autor, é o caso ocorrido em Santos (SP), no Mont Serrat, quando, em 1924, houve um escorregamento catastrófico: à época, este não pôde ser analisado apropriadamente por falta de conhecimento do assunto, mas, 32 anos mais tarde, quando o fenômeno se repetiu, a análise se concretizou graças aos recentes conhecimentos na área da Mecânica dos Solos.

Já o problema relacionado com as encostas no município de Salvador foi relatado desde a fundação da cidade, com a necessidade da realização de obras de contenção localizada entre a cidade Alta e Baixa, principalmente na área do Centro Histórico.

Em 1551, já acontecem na cidade escorregamentos, como relata em carta a Portugal o mestre Luís Dias. A carta é datada de 13 de maio de 1551: “em quarta-feira, a derradeira oitava da Páscoa, começaram as taiparias que então acabávamos de fazer, de cair da Porta de Santa Catarina até a estância sobre o mar, que se agora chama de São Jorge e logo no baluarte de São Tiago até a estância de São Tomé. E até o cunhal para baixo” (GONÇALVES, 1992).

A partir da década de 80, inicia-se em Salvador a criação do Grupo de Estudo Socioeconômico que ocasiona uma mudança de mentalidade de alguns autores acerca da análise da estabilidade das encostas. A maioria destes acreditavam que todas as encostas eram instáveis por natureza e que o fator chuva era o único condicionante que deflagrava o escorregamento. O grupo era composto por técnicos do antigo Órgão Central de Planejamento (OCEPLAN), juntamente com a cooperação de professores da Universidade Federal da Bahia (UFBA) e de vários especialistas, que produziram um documento de pesquisa intitulado “Encostas” em três volumes com os subtítulos: a) Redefinindo a questão; b) Por que caem e onde caem? e c) O que fazer? (SILVA, 2005).

Em sua expansão, ao longo dos seus 456 anos de fundação, Salvador desenvolveu um padrão desordenado de ocupação. Em alguns casos, esse padrão ocupacional é acompanhado pela falta de infraestrutura e dos serviços públicos básicos. As habitações nesse tipo de ocupação são denominadas de subnormais por não estarem dentro dos padrões técnicos adequados (CAMPOS, 1984; ELBACHÁ *et al.*, 1992).

A cidade do Salvador tem registrado ao longo dos seus últimos 8 anos, ocorrências de escorregamentos de terra em encostas que estão associados a episódios de chuva de alta intensidade, ocupação e construção sem orientação técnica, escavação irregular, inexistência de contenção e falta de drenagem pluviais e que causam grandes prejuízos a sociedade como danos econômicos, ambientais e perda de vida Tabela 1.

Tabela 1 - Acidentes de maior gravidade registrados em Salvador relacionados com instabilização de encostas.

DATA	LOCAL	CAUSA PROVÁVEL	Nº DE VITIMAS	
			FERIDOS	FATAIS
23/08/2007	Av. Silveira Araújo, nº 54 - Periperi	Escavação irregular	-	1
02/04/2008	Caminho 8, Moscou II, nº 02 - Castelo Branco	Construção sem orientação técnica	3	-
22/04/2009	Rua Euríclides de Mattos, nº 2B - Rio Vermelho	Ausência de contenção	1	-
05/05/2009	Travessa 1º de Janeiro, nº 15E - Pirajá	Fortes chuvas	3	3
23/05/2009	Av. Afrânio Peixoto, nº171A - Alto de Coutos	Saturação do solo	1	-
14/04/2010	Trav. São Benedito, nº 51 - Vila Canária	Saturação do solo	2	2
23/04/2010	2ª Travessa Chile, nº 54 - Plataforma	Implantação em área de risco; imóvel precário e chuvas do período	1	-
14/08/2010	Rua Luiz Anselmo, 184D - Matatu de Brotas	Ocupação de área de encosta sem orientação técnica.	1	-
12/11/2011	Travessa Fraternidade, nº 18 - Fazenda Grande do Retiro	Corte irregular na encosta, ausência de contenção e de drenagem.	2	-
04/03/2012	Rua Vida Nova, S/N - Sussuarana	Escavação para implantação de imóvel	-	1
21/05/2012	Rua Princesa Isabel, n. 10A - Sussuarana	Inexistência de alvenaria de contenção e fortes chuvas	3	-
21/05/2012	1ª Travessa Princesa Isabel, s/n - Sussuarana	Área de alto risco, inexistência de alvenaria de contenção e fortes chuvas	1	-
21/05/2012	Rua Professor Rômulo Almeida, n. 526 - Acupe de Brotas	Inexistência de alvenaria de contenção apropriada	2	-
04/12/2012	Rua Girasol, s/n - Fazenda Grande II	Escavação irregular	1	1
21/03/2013	Rua do Matadouro, n.163 - Águas Claras	Corte irregular no terreno e sem acompanhamento técnico	-	1
05/06/2013	1ª Travessa do Coqueiral, n.9E - Alto da Terezinha	Rompimento de parede de 60mm da Embasa, associado as fortes chuvas.	1	-
18/06/2013	Rua do Ocidente, n.47 - Fazenda Grande do Retiro	Escavação da encosta e fortes chuvas	1	2
04/09/2013	Rua Muniz Travasso, n.728E - Coutos	Escavação no talude	-	2
22/05/2014	Rua Itaparica, n.47 - Arraial do Retiro	Rede de esgoto da Embasa rompida e fortes chuvas	1	-
09/04/2015	Av. Juracy Magalhães (em frente Ceasa do Rio Vermelho)	Fortes chuvas	2	-
10/04/2015	Rua Sol Nascente, n.26 - Narendiba	Falta de drenagens pluviais / ocupação irregular / Corte acentuado da encosta	1	-
27/04/2015	Rua Henrique Marques, nº 45 E - Bom Juá	Fortes Chuvas / Saturação do solo	3	4
27/04/2015	Rua do Oriente - Alto do Peru/Barro Branco	Fortes Chuvas / Saturação do solo	2	11
10/05/2015	Rua Coronel Pedro Ferrão - Baixa do Fiscal	Fortes chuvas / Saturação do solo / Drenagem insuficiente / Escavação / Ocupação Irregular	6	4

Fonte: CODESAL, 2018.

A cidade de Salvador experimentou por anos elevados índices de perdas de vidas e danos econômicos e ambientais provocados pelos deslizamentos de encostas. Após algum tempo, o poder público deu início a alguns planos e projetos através da Defesa Civil (CODESAL) que tem como objetivo facilitar as atividades de preparação para emergências e desastres ocasionados pelas fortes chuvas que atingem o município entre abril e julho, capacitar a comunidade escolar e melhorar a percepção dos riscos das comunidades, em especial aquelas localizadas em áreas propensas a acidentes geológicos e alagamentos. Dentre esses planos e projetos pode-se citar o Plano de Contingência para Chuvas, Projeto Defesa Civil na Escola – PDCE e Projeto Defesa Civil Itinerante (CODESAL, 2016).

Em janeiro de 2016, foi aprovada pela Câmara Municipal a reestruturação da Defesa Civil de Salvador, através da Lei Nº 8.969/2016, que alterou a estrutura organizacional e concedeu autonomia administrativa e orçamentária ao órgão. Para dar suporte as ações previstas nesse novo modelo de gestão, foram contratadas consultorias especializadas como o Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT e a Universidade Federal da Bahia – UFBA, para elaboração de planos específicos de

prevenção e de contingência, bem como a utilização de novas tecnologias aplicadas, como o uso de “*tablets*” pelos engenheiros, com o intuito de agilizar a realização de vistorias. Além disso, foi implantado o Centro de Monitoramento e Alerta da Defesa Civil - CEMADEC e instalado o Sistema de Alerta e Alarme Sonoro em 4 áreas de risco. Nesses locais, foram realizados simulados, de acordo com o Plano de Evacuação previamente elaborado e obedecido os protocolos do PPDC – Plano Preventivo de Defesa Civil (SINDEC, 2016).

2.2 TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTO DE MASSA

Conceitos

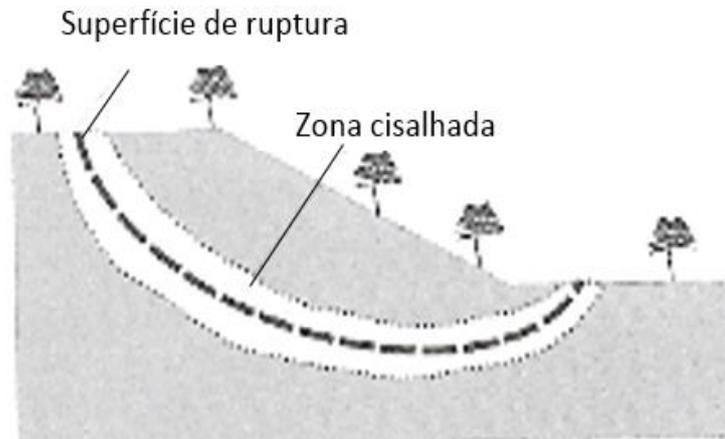
Segundo Gerscovich (2012, p. 11), “talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado encosta, ou construído pelo homem, como por exemplo, os aterros e cortes”.

Os processos de instabilização da encosta são gerados pela sua própria dinâmica de evolução, com o avanço dos processos físico-químico de alteração das rochas que resulta na formação de um solo com baixa resistência. A depender da influência da topografia pode-se gerar condições propícias para deflagração da ruptura (GERSCOVICH, 2012).

Conforme afirma Gerscovich, a ruptura caracteriza-se:

Pela formação de uma superfície de cisalhamento continua na massa de solo. Portanto, existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostra a Figura 2 Inicialmente, forma-se a zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento (GERSCOVICH, 2012, p. 11).

Figura 2 - Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento



Fonte: GERSCOVICH, 2012.

Os escorregamentos em encostas urbanas junto com o mecanismo de instabilização estão associados com o aumento de umidade devido à infiltração de águas de chuva e servidas. O aumento da umidade provoca a perda da resistência do solo (COUTINHO e BANDEIRA, 2012).

Gerscovich (2012, p. 12) exemplifica aplicações, onde as análises da estabilidade são necessárias como:

- Encostas Naturais – Avaliar a necessidade de medidas de estabilização;
- Cortes ou Escavações – Definir inclinação do corte e avaliar a necessidade de medidas de estabilização;
- Barragem de Terra – Definir seção da barragem e configuração economicamente mais viável;
- Aterros sobre solos compressíveis – Definir geometria da seção economicamente mais viável;
- Barragem de rejeito (alteamento a montante) – Definir seção dos diques e configuração economicamente mais viável;
- Retroanálise da ruptura para reavaliação dos parâmetros de projeto.

2.2.1 Tipos de Taludes

De acordo com Gerscovich (2012), os taludes podem ser divididos em naturais e construídos.

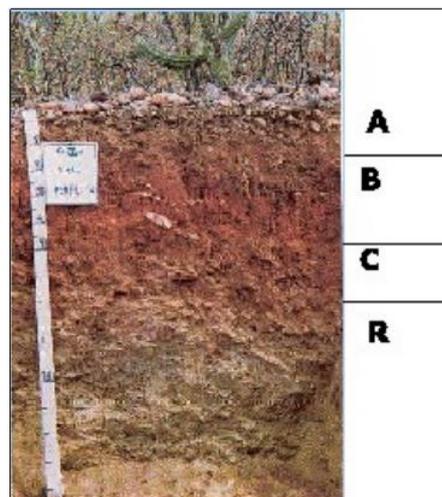
2.2.1.1 Taludes Naturais

Os taludes naturais poderão ser constituídos por solo residual e solos sedimentares (ex. solo coluvionar), além de rocha.

- Solo Residual

Formados a partir do processo geológico intemperismo, através da decomposição e degradação da rocha são (GERSCOVICH, 2012). Segundo Sousa (2006), existem diversas formas de se classificar o perfil de intemperismo do solo, que dependendo do ramo da ciência ou do objetivo do trabalho. A Figura 3 ilustra um exemplo de perfil de intemperismo referente ao solo residual classificado segundo Vargas (1977).

Figura 3 - Perfil típico de um solo residual.



Fonte: Modificado de Ucha, 2004.

O horizonte “A” refere-se ao solo com a presença de matéria orgânica; o horizonte “B” camada superficial é denominada de solo residual maduro ou solo residual, e o seu alto grau de intemperismo indica a perda das características da rocha-mãe tornando esse horizonte mais homogêneo; o horizonte “C” denomina-se saprolito (saprofítico ou solo residual jovem), que preserva apenas a estrutura original da rocha-mãe incluindo fissuras e xistosidade, e por último o horizonte “R” que é a própria rocha (VARGAS,1977).

A composição deste tipo de solo depende da composição mineralógica da rocha-mãe (CHIOSSI,1975 e MASSAD, 2005). De acordo com Leinz (1977, *apud* Sousa, 2006), o solo residual se apresenta bastante heterogêneo no que se refere a sua granulometria, cor, etc. Em regiões que apresentam clima tropical, pode ocorrer a formação do solo residual com grandes espessuras, devido a predominância do intemperismo químico. Alguns exemplos de tipos de solo derivados do intemperismo são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 - Composição do solo residual em função da rocha mãe.

ROCHA	TIPO DE SOLO
Basalto	Argiloso
Quartzito	Arenoso
Filito	Argiloso
Granito	Arenoargiloso (micáceo)
Calcário	Argiloso
Gnaisse	Siltoso e micácio

Fonte: GERSCOVICH, 2012.

- Solo Coluvionar

Material heterogêneo formado por fragmentos de rocha sã ou com sinais de intemperização, imersos em matriz de solo. São originados pela ação da gravidade que funciona como agente principal de transporte. Os depósitos de solos ficam no pé do talude ou a pequenas distâncias de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas (GEO,1997; LACERDA; SANDRONI,1985).

O colúvio é identificado como Tálus, quando existe um grande acúmulo de blocos rochosos de dimensões significativas. Na maioria dos casos, identificar a

transição entre solo residual e colúvio é difícil, porque o intemperismo destrói feições geológicas e deixa a camada visualmente homogênea (GERSCOVICH, 2012).

Para Gerscovich (2012), os taludes naturais estão propícios a problemas de instabilidade, pois as ações das forças gravitacionais atuam naturalmente para a deflagração do movimento. Encostas que se encontravam estáveis por muitos anos, sofrem processos de movimentação, devido a atuação de determinados fatores (Tabela 2.4) que alteram o estado de tensões da massa e provocam tensões cisalhantes que se igualam à resistência ao cisalhamento do solo.

2.2.1.2 Taludes Construídos

São taludes originados pela ação humana através de cortes em encosta, de escavação ou de lançamento de aterros (GERSCOVICH, 2012).

2.3 TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Segundo Cruden e Varnes (1996) os movimentos gravitacionais são caracterizados pelo deslocamento de material rochoso, solo ou detritos vertentes abaixo influenciados pela ação da gravidade. Os movimentos ocasionados por agente de transporte como água, gelo, neve ou ar são denominados de processos de transporte de massa (BANDEIRA, 2003).

De acordo com Bigarella *et al.* (2003), os movimentos gravitacionais são considerados como os principais processos modeladores da superfície terrestre, atuando como agentes no desenvolvimento da forma de relevo.

Existe uma vasta variedade de movimentos gravitacionais, alguns lentos e as vezes imperceptíveis e outros com grande volume de material rochoso, solo ou detritos que pode desenvolver altas velocidades. Para classificar e diferenciar os movimentos deve-se considerar os seguintes critérios: velocidade e mecanismo do movimento, tipo material, modo de deformação, a geometria da massa mobilizada e o grau de saturação (PMA: GCA, 2007). Em nível internacional, dentre as propostas mais aceitas de classificação destacam-se os trabalhos de HUTCHINSON (1968), de VARNES (1978), de SASSA (1989), (a partir de CRUDEN e VARNES, 1996 e de

NOGUEIRA, 2000). No Brasil destacam-se os trabalhos de FREIRE (1965), GUIDICINI e NIEBLE (1984) e do IPT (1991).

As classificações dos movimentos gravitacionais são importantes para associar cada tipo de movimento a um conjunto de características (profundidade, material instabilizado, raio de alcance, poder destrutivo dentre outros) e com o entendimento dos condicionantes permite formular modelos para orientar a ação de medidas preventivas e corretivas (INFANTI e FORNASARI, 1998).

De acordo Augusto Filho (1994), os movimentos de massa são baseados na subdivididas em quatro tipos e classificados de acordo com:

- Cinemática do movimento: velocidade, direção e sequência dos deslocamentos em relação ao terreno estável;
- Tipo de material: solo, rocha, solos e rochas, detritos, depósitos, etc.; estrutura, textura e percentagem de água;
- Geometria: tamanho e forma das massas mobilizadas.

Cruden e Varnes (1996, *apud* Coutinho; Silva, 2006), propôs na Tabela 3 um resumo das classificações mais utilizadas no mundo, que se refere uma proposta feita por Varnes (1978), sendo fundamentada no tipo de movimento e do material que foi transportado. De acordo com a geometria, os deslizamentos são classificados em planar, rotacional e translacional.

Tabela 3 - Classificação dos Movimentos Gravitacionais de Massa.

TIPO DE MOVIMENTO	TIPO DE MATERIAL		
	ROCHA	SOLO	
		PREDOMINANTEMENTE GROSSO	PREDOMINANTEMENTE FINO
Queda (Fall)	Queda de rocha	Queda de detritos (Debris)	Queda de solo
Tomabamento (Topple)	Tombamento de rocha	Tombamento de detritos (Debris)	Tombamento de solo
Deslizamento (Slide)	Deslizamento de rocha	Deslizamento de detritos (Debris)	Deslizamento de solo
Expansão Lateral (Spread)	Expansão Lateral de rocha	Expansão lateral de detritos (Debris)	Expansão lateral de solo
Fluxo (Flow)	Fluxo de rocha	Fluxo de detritos (Debris)	Fluxo de lama

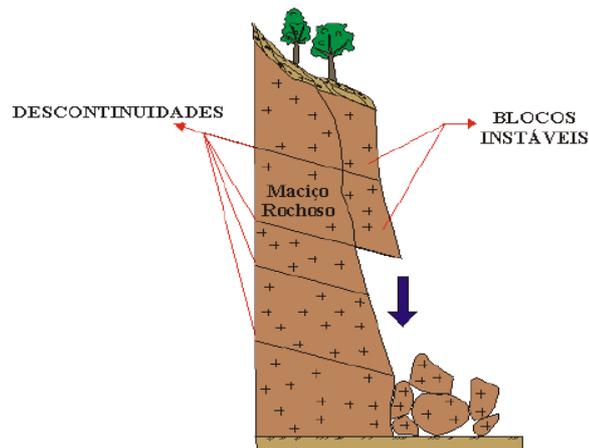
Fonte: Cruden e Varnes (1996, *apud* Coutinho e Silva, 2006).

Neste trabalho foi adotada a classificação dos tipos de movimento de massa de acordo com CRUDEN e VARNES (1996, *apud* Coutinho; Silva, 2006) citada anteriormente na Tabela 3. Os movimentos de massa são classificados em: queda, tombamento, deslizamento, expansão lateral e fluxo.

- Queda

Segundo Gerscovich (2012), são movimento de massa que correspondem a um deslocamento vertical de forma brusca, apresentando alta velocidade que envolvem blocos rochosos que se movimenta em queda livre ou ao longo de um plano inclinado. Os blocos surgem da ação do intemperismo nas fraturas, pressão hidrostática na mesma, perda de desconfinamento lateral, decorrentes de obras subterrâneas, vibrações etc, como se observa na Figura 4.

Figura 4 - Processo de Queda de blocos no maciço rochoso



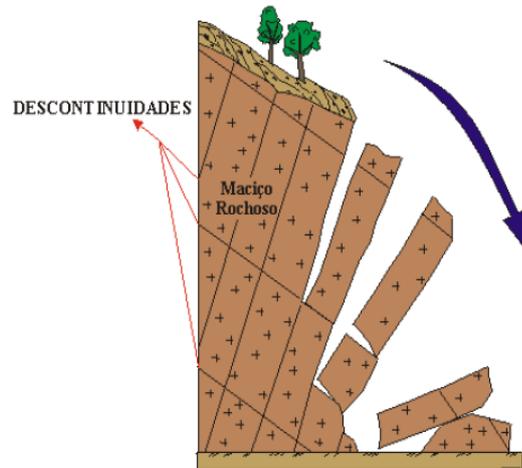
Fonte: REIS, 2001 *apud* TORRES, 2014.

- Tombamento

Movimento que ocorre a partir da rotação de blocos de rocha em torno de um eixo. Pode ser acionado pela ação da gravidade ou através da percolação de fluidos no material rochoso. A ação dos fluidos altera e desgasta a rocha com o passar do

tempo, resultando o seu enfraquecimento e conseqüentemente no desprendimento de blocos das encostas (Figura 5).

Figura 5 - Processo de Tombamento de blocos no maciço rochoso



Fonte: Reis, 2001 *apud* TORRES, 2014.

- Deslizamento

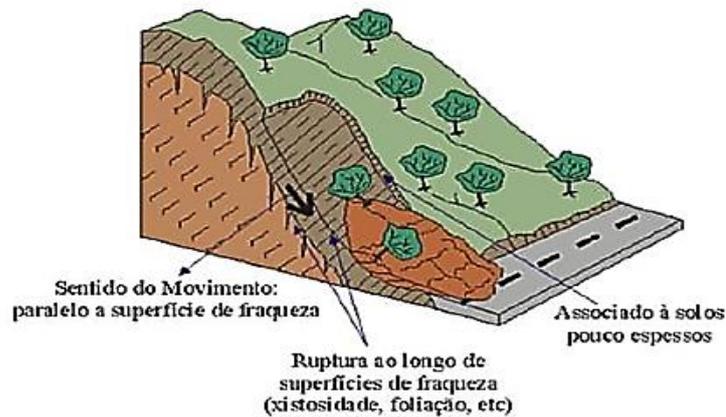
Movimento de massa caracterizado como rápido que apresenta superfície de ruptura bem definida, com duração relativamente curta, volume de solo geralmente bem definido, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude (GUIDICINI E NIEBLE, 1984).

Os deslizamentos podem ser subdivididos em:

- Translacional (Planar).

De acordo Torres (2014) ocorrem em solos pouco desenvolvidos das vertentes com altas declividades, sua ruptura é por cisalhamento caracterizado por deslocamento de massa sobre a superfície plana, com comprimento superior às larguras, apresentando pequena espessura. As camadas de solo pouco espessa são separadas por planos de fraquezas, desfavoráveis à estabilidade, originados pelas descontinuidades geológicas como fraturas, falhas, foliações e xistosidades (Figura 6).

Figura 6 - Esquema do processo de escorregamento.

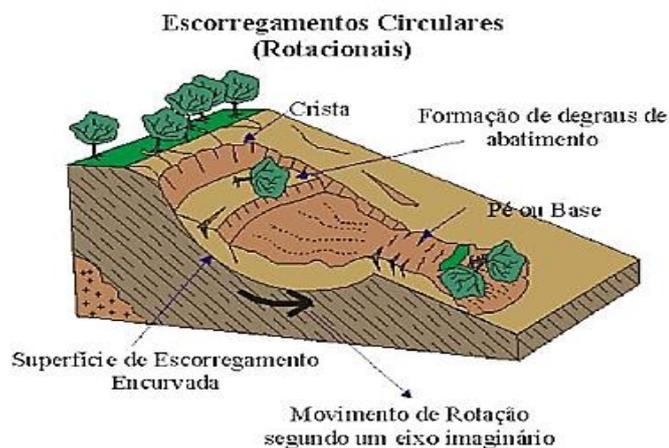


Fonte: CRUDEN e VARNES, 1996 *apud* COUTINHO, 2010.

- Rotacionais

Segundo Torres (2014), são movimentos característicos de solos homogêneos e que apresentam uma maior espessura como os solos residuais. Possuem superfícies de deslizamento circular com concavidade voltada para cima, apresentando a ocorrência de rupturas combinadas e sucessivas. Ao longo da superfície de escorregamento ocorre a ruptura do solo e a rotação ocorre ao redor do centro do arco. A força responsável pela ruptura é o peso da cunha enquanto a força resistente refere-se à resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura. Em geral seu raio de alcance é menor que os deslizamentos translacionais (Figura 7).

Figura 7 - Esquema do processo de escorregamento rotacional.

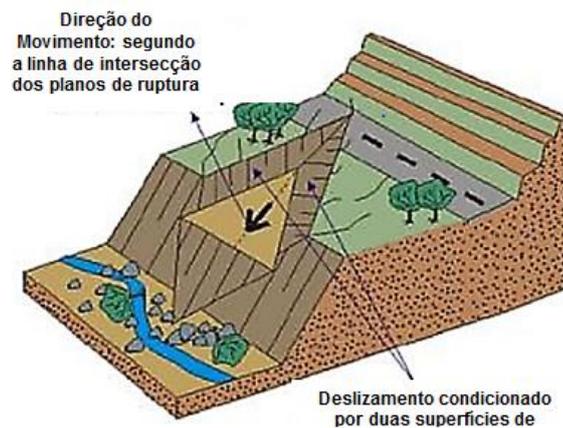


Fonte: CRUDEN e VARNES, 1996 *apud* COUTINHO, 2010.

- Em Cunha

São encontrados em rocha ou em taludes de corte ou encostas que sofreram influência de processo natural de erosão (Figura 8). Esse processo está vinculado à existência de dois planos de fraqueza, que irá comprometer a estabilidade provocando o deslocamento ao longo do eixo de interseção destes planos (TORRES, 2014).

Figura 8 - Esquema do processo de deslizamento em cunha.

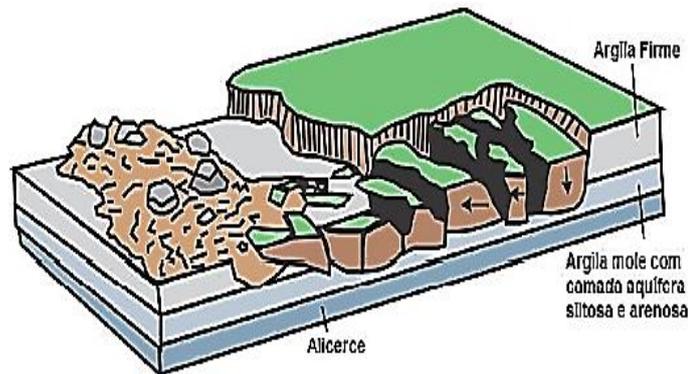


Fonte: CRUDEN e VARNES, 1996 *apud* COUTINHO, 2010.

- Expansão Lateral

Geralmente ocorrem em encostas muito suaves ou em terrenos planos, caracterizado pela ruptura e extensão lateral acompanhada por cisalhamento e fraturas de tração (Figura 9). A ruptura é causada pela expansão de um solo coesivo ou de uma massa de rocha combinado com a subsidência da massa fraturada numa camada subjacente de baixa resistência. As expansões laterais podem ocorrer devido a liquefação ou escoamento de materiais (SOUZA, 2014).

Figura 9 - Espalhamento Lateral.



Fonte: Modificado de USGS, 2004.

- Fluxo: Rastejo e Corrida

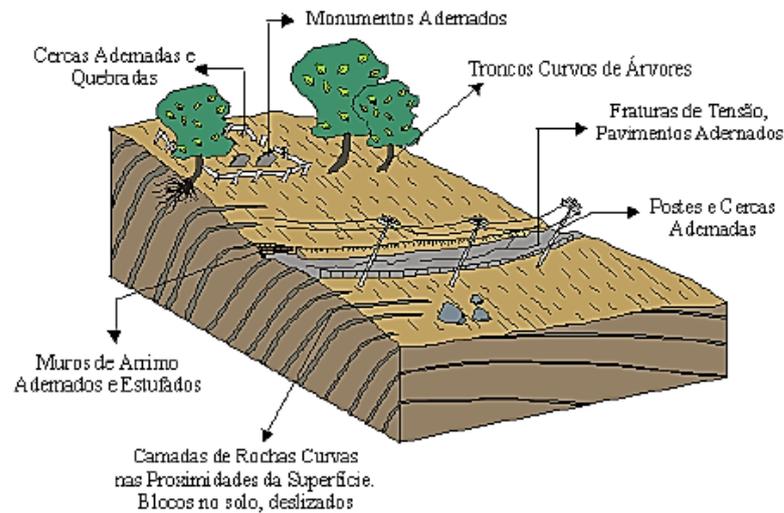
São movimentos contínuos, apresentando ou não superfície de deslocamento definido, que não apresenta uma velocidade específica. Quando o movimento é lento dar-se o nome de rastejo; quando é rápido chama-se corrida (GERSCOVICH, 2012).

Rastejo

Movimentos lentos e contínuos, sem superfície de ruptura bem definida, afetando grandes áreas, dificultando a análise para diferenciar a massa que se encontra em movimento da região estável. Os movimentos são causados pela ação da gravidade associada a efeitos causados pela variação da temperatura e umidade (GERSCOVICH, 2012).

Para Gerscovich (2012), os movimentos de massas por rastejo são por rastejo imperceptíveis e pode variar em centímetros por ano. Esse deslocamento pode ser verificado através da paisagem com a inclinação de árvores, postes, cercas e muros tortos, ondulações no solo ou pequenos sulcos, rachaduras em casas e até rachaduras em estradas (Figura 10).

Figura 10 - Rastejo



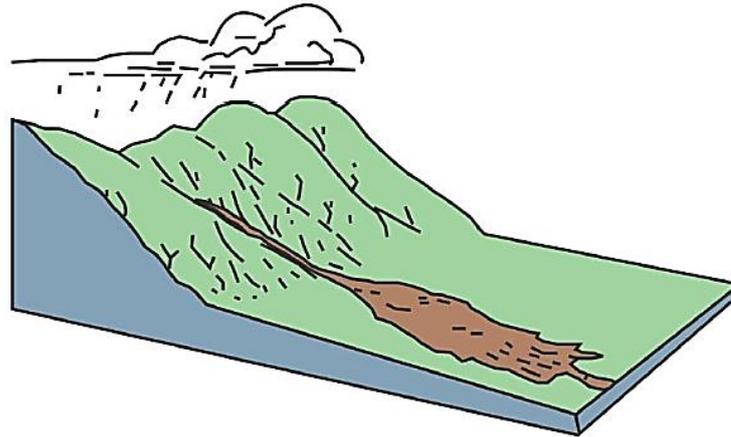
Fonte: USGS, 2004.

Corrida

São movimentos de alta velocidade (≥ 10 km/h) gerados quando o solo perde completamente sua resistência. A massa de solo passa a se comportar como fluido, alcançando um deslocamento com extenso raio (GERSCOVICH, 2012). Segundo Torres (2014), a massa solo é caracterizada pelo fluxo de detritos constituído por rocha, solo e vegetação, onde são transportados pela água através das encostas íngremes, podendo ser classificada em Corrida de blocos (rastejo profundo), Corrida de massa (solo e rocha) e Corrida de terra (Figura 11).

O processo de fluidificação pode originar-se por: i) adição de água em solos predominantemente arenosos; ii) esforços dinâmicos (terremotos, cravação de estacas etc); iii) amolgamento em argilas muito sensível. Dentre esses fatores, a presença de água em excesso em períodos de precipitação intensa é mais usual (GERSCOVICH, 2012, p. 20).

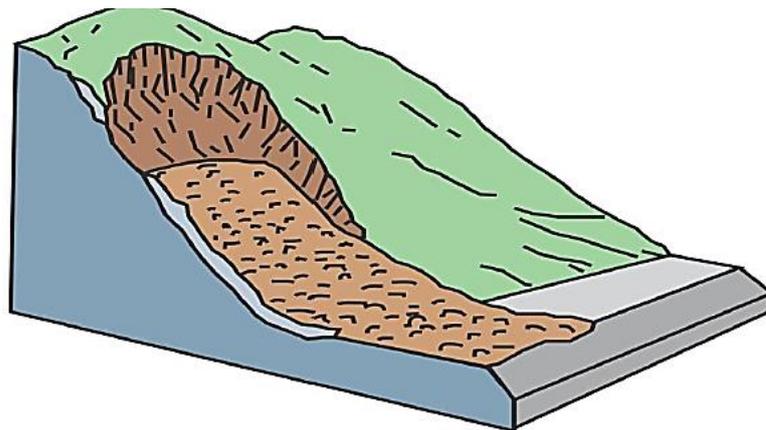
Figura 11 - Corrida de Detritos.



Fonte: USGS, 2004.

Para Torres (2014), quando ocorre um deslocamento de material rochoso em alta velocidade, em locais íngremes, com forma de fluido de alta viscosidade gerado pelo grande teor de água esse tipo de corrida é classificado como avalanche (Figura 12).

Figura 12 - Corrida de Detritos (Avalanche).

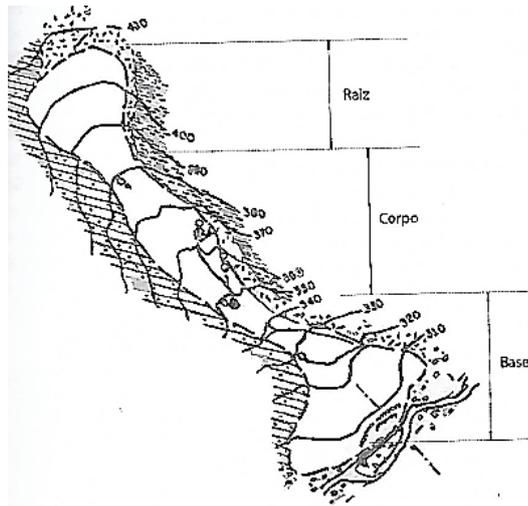


Fonte: USGS, 2004.

De acordo Torres (2014), quando a corrida de massa é constituída predominantemente por materiais de granulação fina ou argilosa em encosta moderadas e em condição saturada dá-se o nome corrida de terra (Figura 13). Segundo o autor é um movimento rápido ocorrendo em vertentes íngremes, envolvendo o transporte de rocha, lama, água ou solo podendo ser catastrófico.

A corrida é formada três elementos (Figura 13) divididos da seguinte forma: a região de montante, denominada de raiz, concentra o material que se deslocará; a parte central, alongada, chamada de corpo; e a área de acumulação final do material transportado, chamado de base, localizado na região mais baixa do vale (GERSCOVICH, 2012).

Figura 13 - Forma típica de corrida.



Fonte: GERSCOVICH, 2012.

2.4 FATORES, AGENTES E CAUSAS QUE DEFLAGRAM OS MOVIMENTOS DE MASSA.

Segundo Soeters e Van Westen (1996), os processos naturais como intemperismo, movimentos tectônicos e as atividades antrópicas irão influenciar nos movimentos gravitacionais de massa, enfraquecendo de forma progressiva as propriedades mecânicas dos materiais que formam a encosta. De acordo com Varnes (1978, *apud* Bandeira, 2003), os fatores que afetam a estabilidade das massas e rochas são divididos em dois grupos: os que aumentam as solicitações e aqueles que diminuem a resistência do solo (Tabela 4).

Tabela 4 - Fatores deflagradores dos movimentos de massa.

AUMENTO DA SOLICITAÇÃO	REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA
<ul style="list-style-type: none"> - Sobrecarga: peso da água de chuva, acúmulo natural de matéria, peso da vegetação, construção de estradas ou aterros; - Solicitações dinâmicas: terremotos, ondas, vulcões, explosões, tráfego e sismos induzidos; - Pressões laterais: água em trincas, congelamento, expansão, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - Características inerentes ao material: propriedades geomecânicas e estado de tensões iniciais; - Mudanças ou fatores variáveis: intemperismo, redução da coesão, ângulo de atrito, elevação do nível d' água, aumento do grau de saturação, etc; - Outras causas: enfraquecimento devido ao rastejo progressivo, ação das raízes das árvores e buracos de animais.

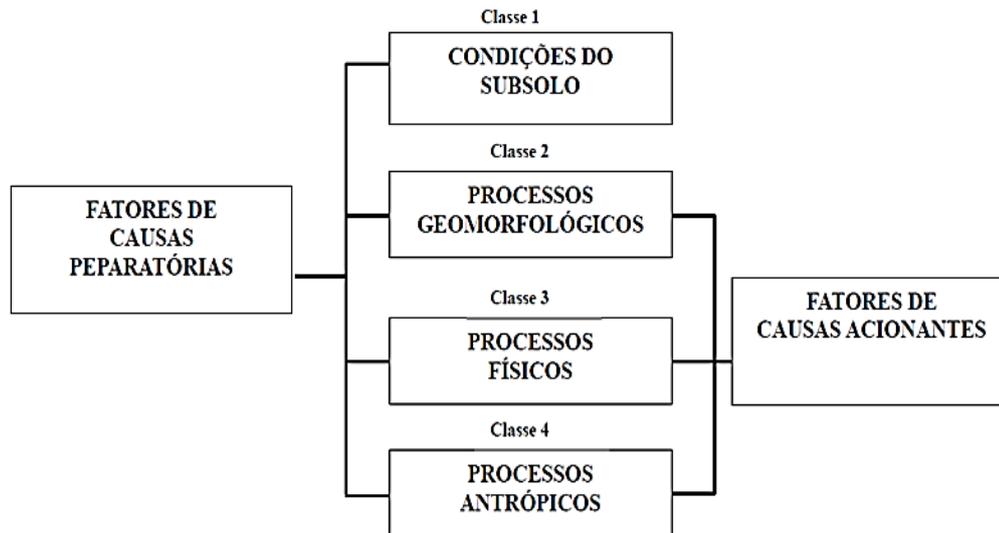
Fonte: VARNES (1978, *apud* BANDEIRA, 2003).

De acordo com Leroueil (2004), os tipos de movimento de massa estão associados a fatores de causas específicas que se dividem em:

- Fatores predisponentes ou preparatórios: Indicam a situação inicial e determinam o comportamento do talude sob a ocorrência de um fator acionante;
- Fatores acionantes ou agravantes: Produzem modificação significativa nas condições da estabilidade do talude e na velocidade do movimento;
- Fatores relevantes: Fornecem a evidência do movimento no talude mas geralmente não participam do processo.

Para Cruden e Varnes (1996), as características geológicas - geotécnicas, morfologia, características físicas e atuação antrópicas na área, estão ligadas aos fatores predisponentes ou preparatórios. Já a morfologia, características físicas e atuação antrópica se relacionam aos fatores acionantes ou agravantes. A Figura 14 ilustra os processos relacionados aos fatores de causas predisponentes e acionantes (COUTINHO e SILVA, 2005). A Tabela 5 apresenta o inventário de causas possíveis de movimentos de massa (CRUDEN E VARNES, 1996).

Figura 14 - Diagrama dos processos dos fatores de causas predisponente e acionantes / agravantes dos movimentos de massa.



Fonte: COUTINHO e SILVA, 2005.

Tabela 5 - Causas de movimentos de massa.

CONDICIONANTES	CARACATERÍSTICAS DOS MATERIAIS OU DOS AGENTES
Causas geológicas	<ul style="list-style-type: none"> - Materiais enfraquecidos, sensíveis, intemperizados; - Materiais cisalhados, fraturados ou fissurados; - Massa descontínua orientada adversamente (falha, contatos sedimentares, etc.); - Contrastes na permeabilidade e seus efeitos na poro-pressão; - Contrastes na rigidez (duro, material denso sobre material plástico).
Causas morfológicas	<ul style="list-style-type: none"> - Subpressão tectônica ou vulcânica; - Reação glacial; - Carregamento no topo ou na base do talude; - Remoção da vegetação por erosão, queimadas, secas, etc.; - Erosão de margens laterais; - Erosão fluvial no pé do talude, erosão de onda/glacial de pé de talude; - Erosão subterrânea ("pipping").
Causas físicas	<ul style="list-style-type: none"> - Chuvas intensas em curtos períodos; - Derretimento rápido de neve; - Precipitação excepcional prolongada; - Rebaixamento rápido de inundações e marés; - Terremoto e erupção vulcânica; - Intemperismo/desgaste devido ao congelamento e descongelamento; - Intemperismo/desgaste devido a contração e expansão de solos expansivos.
Causas antrópicas/humanas	<ul style="list-style-type: none"> - Escavação no talude ou na sua base; - Carregamento do talude ou da sua crista; - Rebaixamento de reservatórios; - Desmatamento; - Irrigação e mineração; - Vibração artificial; - Vazamento de águas servidas.

Fonte: CRUDEN e VARNES (1996, *apud* MANTOVANI, 2016).

2.4.1 Fatores Geológicos

As composições física e química dos tipos de rochas e a influência dos diferentes meios morfoclimáticos nas suas propriedades mecânica, estruturas geológicas e grau de intemperismo, contribuem diretamente para deflagrar o movimento de massa. Bigarella *et al.* (2003, p. 1026) levam em consideração que os fatores geológicos desencadeantes dos movimentos de massa, são “os aspectos litológicos; os padrões de fraturas e diaclases; o manto de intemperismo; coesão e peso por unidade do material formador das vertentes; circulação das águas e os esforços de cisalhamento”.

De acordo com Bigarella *et al.* (2003, p. 1027), a rede de diaclasamento é de extrema importância para os deslocamentos do maciço, sendo que os padrões de diaclases e de fraturas são importantes na infiltração e circulação de água. Segundo os autores, a ocorrência do movimento da encosta é elevado quando ocorre o adensamento e o arranjo da rede de diaclases, sendo o deslocamento frequentes nas áreas de regolito mais espesso. Quando o manto de intemperismo é mais espesso o movimento é constituído principalmente de material alterado e, quando se apresentar menos espesso é formado essencialmente de blocos de rocha.

Para Guidicini e Nieble (1984), o processo de intemperismo do solo e da rocha são diferentes. Quando a alteração ocorre no solo, este poderá sofrer um adensamento ou cimentação secundária. Já no caso da rocha, o processo de intemperismo provocará alteração nas propriedades do material gerando redução nos parâmetros de resistência do maciço e, conseqüentemente na sua estabilidade.

Segundo Machado Filho (2000 apud Araújo, 2004), os problemas de instabilidade das encostas são gerados por inúmeros fatores naturais que ocorrem durante a formação geológica do maciço e da sua permanência ao longo da evolução estrutural. O autor comenta que as estruturas rúpteis, são condicionantes da estabilidade geral das encostas, devido aos lineamentos estruturais e planos das descontinuidades.

2.4.2 Fatores Geomorfológicos

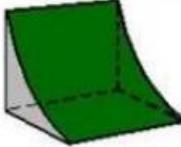
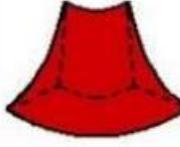
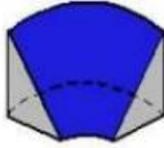
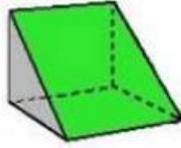
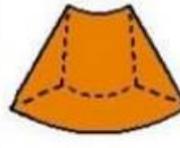
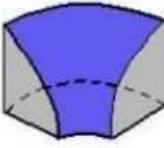
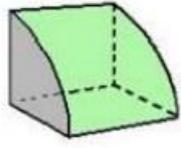
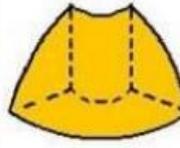
A geomorfologia poderá influenciar a estabilidade das encostas através da declividade, forma da vertente, altitude e orientação da encosta. Segundo Wolle (1980) é de extrema importância conhecer a evolução geomorfológica de uma ou um conjunto encosta pertencente a uma área, pois ajudará a compreender os movimentos de massa ocorridos, ou que poderão ocorrer.

Mantovani (2016, p.37) afirma que “a declividade da encosta é uma das principais causas predisponentes da deflagração de movimentos de massa”. Cruz (1975 *apud* Araújo, 2004) verificou que a maioria dos grandes escorregamentos ocorridos no litoral de São Paulo, eram deflagrados quando se atingiam declividades de 40% que equivale a 22°, sendo que com 15° ocorriam com frequências cicatrizes de erosão ligadas aos movimentos de massa.

Para Sidle *et al.* (1985 *apud* Araújo, 2004) as encostas ditas instáveis é difícil estabelecer um ângulo de inclinação, sendo que os taludes que apresentam ângulos maiores que 25° poderão apresentar movimentação com velocidades maiores do que aqueles de declividades inferiores.

De acordo com o IPT (1994) a instabilidade do talude poderá ser influenciada pelo fator declividade, assim como também pela forma da vertente do mesmo. Referente à forma da encosta, Valeriano (2003) indica a diferença entre a curvatura vertical e a horizontal. A primeira se mostra na direção da declividade e a segunda, expressa-se ao longo da curva de nível. As curvaturas horizontais são classificadas como convergente, planar ou divergente, já as verticais, em côncavas, retilíneas ou convexas e podem ser combinadas para fornecer a indicação da forma do terreno (Figura 15)

Figura 15 - Combinação das classes de curvatura vertical e horizontal

		Curvatura Horizontal		
		Convergente	Planar	Divergente
Curvatura Vertical	Côncava			
	Retilínea			
	Convexa			

Fonte: GEGEP/UFPE, 2014 a partir de Dikau (1990).

Segundo Guerra (2006) e Fernandes e Amaral (2000) os perfis côncavos são mais susceptíveis aos movimentos de massa, por serem zonas de convergência de sedimentos e de fluxos d'água.

Referente ao fator altitude, este por sua vez não apresenta limites precisos para classificar o nível de suscetibilidade do terreno. Bigarella *et al.* (2003, p. 1032) a partir do trabalho de Aguiar e Silva (1991) comenta à ocorrência de escorregamentos em Cubatão-SP, estes “verificaram que a maior frequência se situava entre 150 e 750 m, principalmente entre 300 e 450 m, sendo que abaixo e acima, os movimentos teriam sido poucos frequentes”.

2.4.3 Vegetação

Ao retirar a cobertura vegetal do solo pode-se produzir efeitos favoráveis ou desfavoráveis na estabilização das encostas. Portanto a vegetação protege o solo de vários fatores climáticos e sua resistência poderá ser elevada a partir da interação do sistema solo/raiz. Existe um entendimento de que, o desmatamento

provoca condições propícias para ocorrer a instabilidade das encostas, pois além de não funcionar como elemento de proteção dos agentes climáticos, a superfície desmatada fica vulnerável ao processo erosivo e recebe maiores volume de água precipitada sobre o talude (GERSCOVICH, 2012).

Guidicini e Nieble (1983) apresentam algumas das influências da vegetação na estabilidade das encostas:

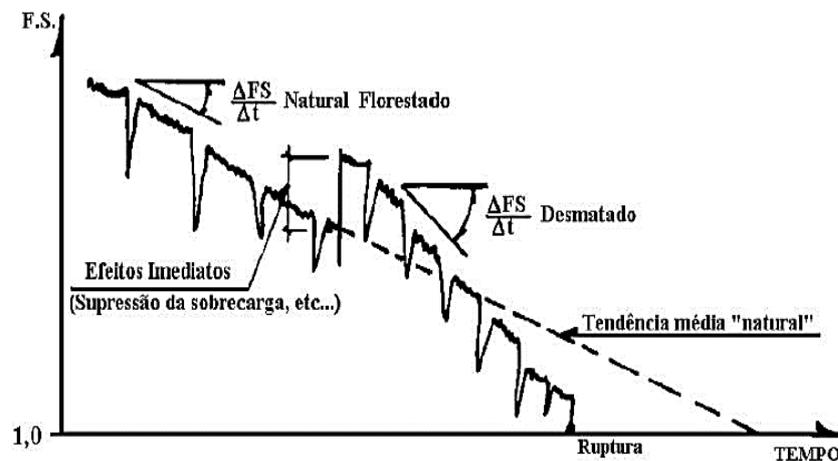
- Proteção contra os agentes climáticos (raios solares, ventos, chuvas etc.), que reduz a mudança repentina de temperatura e umidade. Além do mais, retarda a ação do intemperismo e diminui o volume de água que incide sobre a superfície do talude;
- Os caules e as copas sofrem a ação da força gerada pelo vento, que transmitida ao solo origina uma tensão adicional na encosta (efeito alavanca);
- A vegetação promove uma distribuição de matéria orgânica na superfície do talude, que será responsável por absorver parte da água precipitada e reduzir o efeito da erosão;
- A cobertura vegetal aumenta o peso do talude e gera uma tensão vertical média entre 2,5 KPa e 5 KPa. Essa tensão é calculada com o peso da árvore e dividindo pela área da abrangência das raízes;
- O sistema radicular atuará como elemento de reforço favorecendo a estabilidade e aumentando a resistência do sistema solo/reforço, podendo gerar um caminho preferencial de infiltração que irá acelerar a variação da poropressão no solo e, ao mesmo tempo, promover a redução de umidade no solo através da evapotranspiração.

Gray e Laser (1982) afirmam que a vegetação pode causar o efeito cunha (pressão lateral causada pelas raízes ao penetrar em fendas, fissuras e canais no solo ou rocha) e que pode auxiliar na movimentação gravitacional de massa devido à sobrecarga vertical. Segundo Wolle (1980) a sobrecarga pode ser benéfica ou não na estabilidade, em função da inclinação da encosta e das características do solo.

A Figura 16 ilustra o fenômeno estudado por Brown e Sheu (1975) reproduzido por Wolle (1986), que se refere à aceleração dos processos de instabilização de encosta após a remoção da cobertura vegetal. Observa-se um

crescimento da estabilidade devido a eliminação dos efeitos desfavoráveis de sobrecarga e alavanca. Esse crescimento na estabilidade tende a se perder com o tempo, pois ocorre uma decomposição das raízes eliminando o efeito favorável de redistribuição de água proveniente da precipitação.

Figura 16 - Esquema de variação da estabilidade de uma encosta, com e sem vegetação arbórea.



Fonte: Wolle (1986 *apud* Coutinho e Silva, 2006).

2.4.4 Ação Antrópica

É toda intervenção provocada pelo homem no meio físico, sendo impulsionada pelo modo de vida e modelada por aspectos políticos, econômicos, culturais e sociais os quais representam essas ações. As principais ações antrópicas instabilizantes evidentes podem ser desmatamento, construção de estradas, criação/expansão de vilas e cidades, execução inadequada de cortes e aterros e execução deficiente do sistema de drenagem (BANDEIRA, 2003).

Augusto Filho (1994 *apud* Reckziegel, 2012) afirma que além das principais das ações antrópicas já citadas, existem outras como: descarte de água servidas, lançamento de lixo nas encostas e vibração produzida por tráfego pesado.

Para Bigarella *et al.* (2003, p.1035-1038) a ação antrópica tem tido uma participação ponderável na desestabilização das vertentes da paisagem moderna. O homem ultimamente está alterando as vertentes de tal forma que ocasionalmente vastas áreas procuram um novo equilíbrio através de extensas movimentações de

massa. O autor salienta ainda que eventos catastróficos, devido à alta pluviosidade, ocorridos no Rio de Janeiro, no mês de janeiro de 1966 (617,6 mm) e fevereiro de 1967 (432 mm) não causariam a instabilidade generalizada se as áreas não tivessem sido irracionalmente ocupadas pelo homem.

2.4.5 Chuva e os Deslizamentos

O fator acionante ou agravante de maior influência nos deslizamentos de massa no mundo refere-se às águas provenientes de subsuperfície, chuvas e descarte antrópico. As chuvas agem com os seguintes mecanismos para instabilizar as encostas: redução da coesão, variação do nível piezométrico em massas homogêneas, elevação da coluna d'água em discontinuidades e carregamento dinâmico (terremoto, vibração de máquina, cravação de estaca, queda de bloco de rocha, etc.), com aumento da poro-pressão (COUTINHO e SEVERO, 2009).

De acordo Guidicini e Nieble (1984) grande parte dos deslizamentos, registrados são gerados pela elevada pluviosidade que ocorre no período entre algumas horas e até alguns dias. Para Sousa (2006) a erosão poderá influenciar a instabilização dos maciços terrosos, podendo os dois fatores atuarem de forma interdependentes.

Segundo Lima (2002) as precipitações influenciam diretamente as instabilizações das encostas devido: à elevação do nível d'água e da geração de forças de percolação; ao preenchimento temporário de fendas, trincas e/ou estruturas em solos saprolíticos e rochas, com geração de pressões hidrostáticas; e da formação de frentes de saturação, sem a elevação ou formação de nível d'água (solos não saturados), reduzindo a resistência dos solos pela perda de coesão.

Brasil (2010) cita exemplos mostrando que os índices pluviométricos críticos para ocorrência dos movimentos de massa, variam de acordo com o regime de infiltração no solo, como:

- Os escorregamentos em rocha tendem a ocorrer com chuvas concentradas, pois as forças de percolação geram maiores pressões neutras nas fraturas e discontinuidades dos materiais rochosos;

- A saturação do solo diminui a coesão e o ângulo de atrito interno do mesmo, sendo os movimentos de massa dependentes dos índices pluviométrico acumulados;
- As corridas estão associadas a índices pluviométricos intensos (maiores que 50 mm/hora), pois as forças de percolação elevadas provocam rupturas internas e eliminam a resistência ao cisalhamento dos solos;
- Os escorregamentos induzidos podem ocorrer com valores de precipitações consideradas normais, em áreas que foram modificadas pelo homem através do desmatamento, cortes ou aterros.

Wieczorek (1996) afirma que a maioria dos escorregamentos que ocorrem nas camadas rasas dos solos mal compactados ou de baixa resistência ao cisalhamento e nas rochas intemperadas são originados pela rápida infiltração das águas da chuva que satura e aumenta temporariamente a poro-pressão dos solos. Para Neto (2005), a intensidade e a duração da chuva são fatores necessários para acionar o escorregamento.

2.4.5.1 Correlação entre Chuva e Escorregamentos

Bandeira (2003), alerta sobre a importância de encontrar um índice representativo da previsão da chuva crítica através das correlações entre chuvas e escorregamentos, para alertar a população das áreas de risco da possibilidade de escorregamentos. Segundo o autor essa busca tem levado alguns pesquisadores a tentarem estabelecer relações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre esses dois parâmetros.

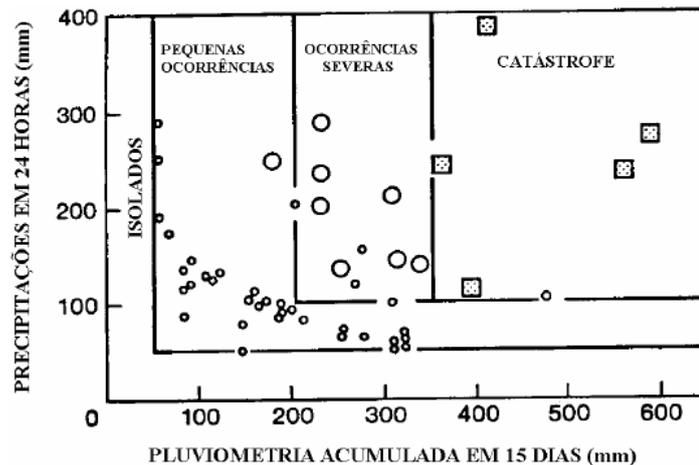
Através da correlação entre a chuva e o escorregamento, surgiu nos Estados Unidos um sistema de alerta nas áreas de risco proposto por Schuster e Kockelman (1996). Esta correlação é baseada em: relações empíricas e teóricas entre a intensidade e duração da chuva com os escorregamentos; determinação das características geológicas das áreas susceptíveis ao escorregamento; monitoramento das chuvas nas áreas de risco (instalação de pluviômetros) e acompanhamento das previsões de chuva através do serviço nacional de meteorologia.

Em Hong Kong utiliza-se um sistema de monitoramento das chuvas para indicar áreas com o forte potencial de escorregamento de encosta, que vem contribuindo para regiões de clima tropicais do mundo. A empresa responsável pelo Sistema de monitoramento é o “*Geotechnical Control Office*” (GCO) no “*Engineering Department of the Hong Kong Government*” (BANDEIRA, 2003). O trabalho de Lumb (1975) (a partir de Pedrosa, 1994) foi o primeiro a fazer a correlação entre o deslizamento e a chuva antecedente utilizando o caso de Hong Kong. O mesmo analisou o avanço da frente de saturação em solos residuais e verificou que a infiltração da água no solo gera o aumento do grau de saturação, reduz a resistência do solo, sendo a chuva acumulada um fator importante na deflagração do escorregamento.

De acordo com Lumb (1975) (a partir de Pedrosa, 1994) ao analisar dados de frequência e distribuição das rupturas com os dados de chuva acumuladas, entre 1950 a 1973, o mesmo associou a precipitação pluviométrica acumulada relativa à média anual, aos dias antecedentes e durante o evento. Após a análise foi verificado que é mais importante associar categorias de risco de deslizamento com a precipitação pluviométrica nas últimas 24 horas e a chuva acumulada nos 15 dias que antecedem o evento. Após concluir a análise Lumb (1975, *apud* Bandeira, 2003), propôs uma classificação que se divide em quatro zonas de previsibilidade de escorregamento ocorridos como: evento desastroso (> 50 mm), evento severo (10 mm – 50 mm), evento menor ou secundário (< 10 mm) e evento isolado.

Lumb (1975, *apud* Bandeira, 2003) também propôs uma classificação do evento em função da chuva acumulada (P_{ac}) de 15 dias que pode ser dividido em: evento menor ($P_{ac} < 200$ mm), evento severo ($200 \text{ mm} < P_{ac} < 350$ mm) e evento desastroso (> 350 mm) (Figura 17).

Figura 17 - Relação entre Chuva e Escorregamento em Hong Kong.



Fonte: LUMB (1975, *apud* BANDEIRA, 2003).

Brand *et al.* (1984), analisando os escorregamentos que ocorreram em Hong Kong chegaram a conclusões contrárias às de Lumb (1975). Os mesmos afirmam que existe uma relação entre precipitação e os escorregamentos que dependem da chuva horária, possuindo valores críticos em torno de 70 mm/h e por último que a precipitação acumulada tinha pouca influência nos eventos ocorridos em Hong Kong. Verificando as precipitações ocorridas em uma e 24 horas com o número de deslizamento, os autores propuseram apenas duas categorias de risco: principal (maior), com mais de 10 deslizamentos em 01 dia; e o secundário (menor), com menos de 10 deslizamentos em 01 dia (Tabela 6).

Tabela 6 - Categorias de Risco Associadas a Precipitação Pluviométrica.

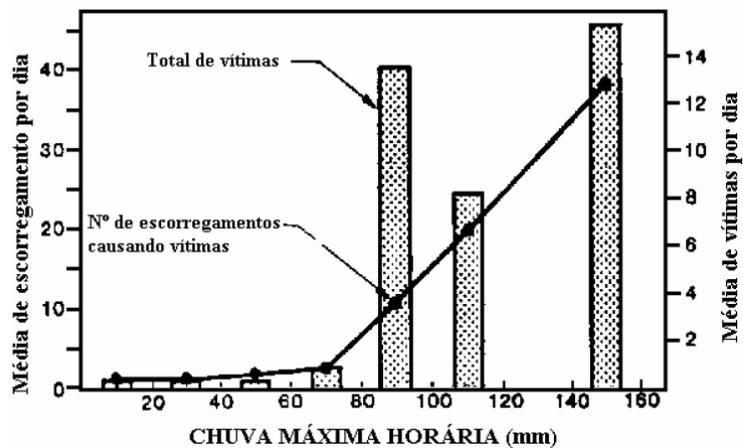
EVENTO	CHUVA (mm)		FREQUÊNCIA (anos)
	01 h	24 h	
PRINCIPAL (maior)	-	-	-
-Desastroso	>100	>300	1 em 5 anos
-Severo	>70 e <100	>200 e <300	1 em 2 anos
SECUNDÁRIO (menor)	>40 e <70	>100 e <200	3 em 1 ano

Fonte: Brand *et al.*, 1984, a partir de Pedrosa, 1994.

De acordo Brand *et al.* (1984, *apud* Bandeira, 2003) a alta permeabilidade dos solos residuais e o modo de ruptura tipo rápido são as causas mais prováveis dos deslizamentos induzidos pela intensidade de chuva horária. Segundo os autores as chuvas de 350 mm em 24 horas, 110 mm em 1 hora e 25 mm em 05 minutos, ocorrida em maio de 1992 em Hong Kong geraram mais de 300 deslizamentos e

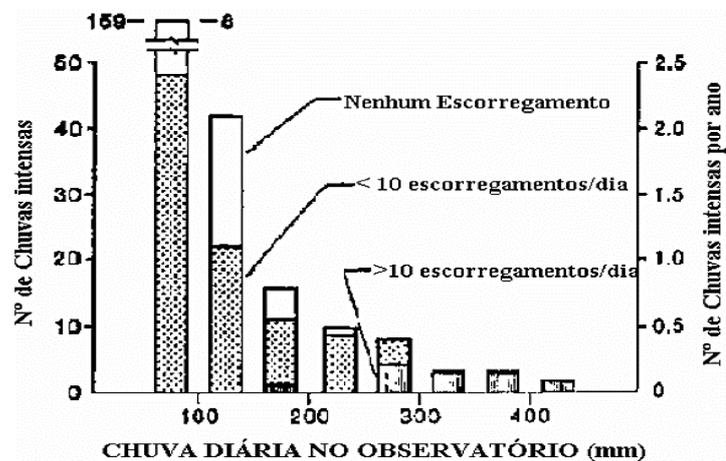
foram ocasionadas devido às chuvas de grande intensidade e curta duração. As Figuras 18 e 19, ilustram os resultados das análises de Brand *et al* (1984) apresentando as correlações entre deslizamentos e suas consequências com as chuvas horárias e diária respectivamente em Hong Kong.

Figura 18 - Correlação entre Chuva Máxima Horária e Escorregamentos em Solos Residuais, durante 1963 à 1982 em Hong Kong.



Fonte: BRAND (1984, *apud* Bandeira, 2003).

Figura 19 - Ocorrências Médias de Deslizamentos por Chuva de 24 horas



Fonte: BRAND (1984, *apud* Bandeira, 2003).

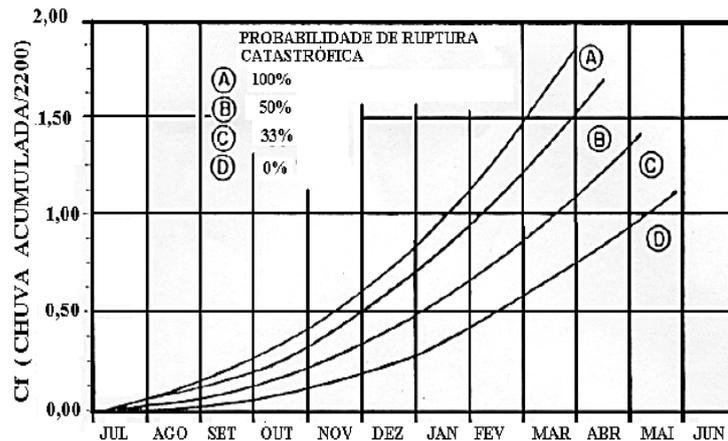
No Brasil, existem poucos estudos que envolvem esta correlação, e os existentes possuem características próprias de análise. Essas características se referem normalmente aos diferentes fatores geológicos, geotécnicos e morfológicos do maciço. A dificuldade encontrada para fazer a correlação está associada à falta

de: série histórica de dados pluviométricos da área a ser estudada e registros históricos dos escorregamentos. Deve-se levar em consideração as características de relevo, materiais naturais, vegetação e uso do solo. O modelo regional de interação é imposto por essas características que devem ser pesquisadas em cada caso (GUSMÃO FILHO, 1997).

Bandeira (2003), um dos primeiros estudos, neste tema, ocorrido no Brasil refere-se a Guidicini e Iwasa (1976), que desenvolveram correlações em nove áreas: quatro no Estado de São Paulo; duas no estado do Rio de Janeiro, uma no Estado do Ceará, uma no sul de Minas Gerais e uma no Estado de Santa Catarina. Em seguida vieram as propostas de COSTA NUNES (1982).

Guidicini e Iwasa (1976, *apud* BANDEIRA, 2003) estabeleceram para o estado de São Paulo uma carta que faz uma correlação entre a chuva e o escorregamento relativo às Encostas do Complexo Cristalino – Metamórfico da Serra Mar. Eles trabalharam com os seguintes coeficientes: C_c (coeficiente de ciclo = razão entre o registro acumulado até a data do evento e a média anual da pluviosidade); e C_e (coeficiente do episódio = razão entre o registro pluviométrico do episódio e a média anual da pluviosidade). A soma dos termos C_c e C_e fornece o coeficiente final C_f , no qual estabelece as condições de identificação da fenomenologia da ruptura. Os autores também propuseram 4 faixas de risco no gráfico do C_f : A, B, C e D, para caracterizar as zonas probabilidades de ruptura catastróficas correspondentes a 100 (A), 85 (B), 33 (C) e 0% (D) (Figura 20). Essas faixas foram definidas a partir dos episódios de chuva intensa, coeficientes, registro pluviométrico acumulado até a data do episódio e média anual de pluviosidade da região. Através da análise dos dados os autores concluíram que eventos pluviométricos superiores a 20% da pluviosidade média anual indicam alta probabilidade de deflagração de escorregamento significativo.

Figura 20 - Carta relativa às Encostas do Complexo Cristalino-Metamórfico da Serra Mar



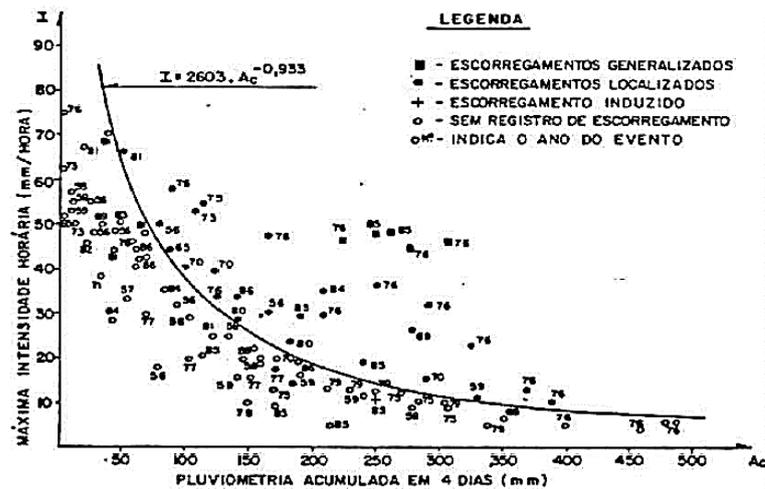
Fonte: GUIDICINI e IWASA (1977, *apud* BANDEIRA, 2003).

Costa Nunes (1982), propôs o valor de 40 mm/h como suficiente para deflagrar escorregamento, a partir da qual é possível o fechamento das estradas. Esse valor foi baseado em dados de escorregamentos ocorridos em condições de intensa pluviosidade.

Vargas *et al.* (1986) sugeriu o valor de 50 mm/h como a precipitação crítica no qual poderá ocorrer o deslizamento em taludes constituídos de solo residuais, condicionado pelo processo de infiltração das águas da chuva e através do avanço da frente de saturação.

Tatizania *et al.* (1987) encontraram uma correlação entre escorregamentos e índices pluviométricos para a Serra do Mar, região de Cubatão (SP). Obteve-se uma curva exponencial que define a envoltória correspondente à condição pluviométrica, a partir da qual a possibilidade de ocorrência de escorregamentos induzidos pela ocupação é elevada (Figura 21), correlacionando a chuva acumulada em quatro dias com a chuva horária.

Figura 21 - Gráfico da Envoltória de Escorregamentos Induzidos na Serra do Mar.



Fonte: TATIZANA *et al.*, 1987).

Almeida e Nakazawa (1991) (a partir de Pedrosa, 1994) fizeram um estudo probabilístico do risco de escorregamento baseado em índices pluviométricos no município de Petrópolis. Os autores classificaram o risco em cinco categorias de acordo a quantidade de deslizamento ocorridos, sendo divididos em: A (1 ocorrência), B (02 a 05), C (6 a 15), D (16 a 30) e E (acima de 30 ocorrências). O risco é considerado significativo quando é superior a 30 escorregamentos por evento. Analisando os dados do período de 1976 a 1989, os autores chegaram à conclusão que uma precipitação acumulada de quatro dias e com pluviosidade superior a 30 mm horaria, tinha uma maior probabilidade de ocorrer o escorregamento.

A partir da análise dos diagramas de dispersão do período entre 1980 e 1990 usando como parâmetro a precipitação acumulada de 4 dias, Elbachá *et al.* (1992) estudaram a cidade de Salvador (BA). Os autores encontraram as envoltórias de escorregamentos que representa a curva de intensidade crítica da cidade e verificaram que a causa responsável pela maioria dos acidentes de deslizamento foi a chuva (60% dos casos estudados). Ao analisar a curva encontrada os autores concluíram que o aumento da saturação do solo, provoca uma diminuição da intensidade horária necessária para desencadear os escorregamentos.

As envoltórias de escorregamentos obtidas por Elbachá *et al.* (1992) são semelhantes as obtidas por Tatizania *et al.* (1987) apresentando como principais

diferenças os índices horários e os acumulados críticos que são relativamente menores (Equação 2.2).

$$I = 1.1873,06 \times A_c^{-1,258} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde:

- I = Intensidade de chuva horária (mm/h);
- Ac = Precipitação acumulada – 4 dias/mm.

A proposta de Cerri (1993) baseia-se nas propostas de Guidicini e Iwasa (1976) e Tatizania *et al.* (1987). De acordo com a proposta de Tatizania *et al.* (1987), o autor estabelece o coeficiente de precipitação crítica expresso de modo adimensional e faz uma modificação no valor da chuva acumulada, levando em consideração o intervalo de 84 horas (03 dias e meio). Já na proposta de Guidicini e Iwasa (1976), Cerri (1993) estabelece o coeficiente de ciclo móvel (relação ente a chuva acumulada de junho até a data do evento e a chuva acumulada média no mesmo período).

Com o objetivo de propor um sistema de alerta para cidade do Rio de Janeiro Pedrosa (1994), analisou a correlação entre chuva e deslizamentos. Para análise foram utilizados dados de Hong Kong, pois apresentam características semelhantes ao do Rio de Janeiro. A autora selecionou 543 escorregamentos que foram registrados pelo GCO entre 1982 a 1989. Pedrosa (1994) também analisou as propostas de KIM *et al.* (1991), LUMB (1975), BRAND *et al.* (1984), TATIZANA *et al.* (1987) e GUIDICINI e IWASA (1976). A autora concluiu pelo fato de existir em inúmeras possibilidades para estimar a ocorrência de deslizamento ocasionado pelas chuvas, a escolha do método não deverá ser definitiva, pois terá que ser verificada e comparada com outros índices disponíveis.

Com o objetivo de verificar os coeficientes C_c e C_i , Pedrosa (1994) (a partir de Bandeira, 2003) avaliou a proposta de Guidicini e Iwasa (1976) com os dados do Rio de Janeiro de registro referente ao período de 1966 a 1967. A autora propôs um sistema de alerta e redefiniu o coeficiente (C_c) como sendo a razão entre a chuva acumulada até o dia anterior ao episódio e a média anual do posto pluviométrico da área em estudo.

Com bases nos dados citados acima Pedrosa (1994) (a partir de Bandeira, 2003, p. 26) definiu que o sistema alerta está dividido em três níveis:

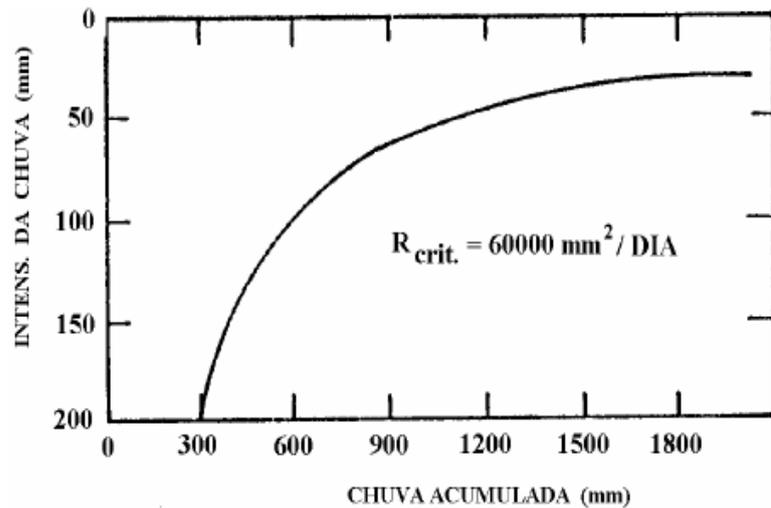
- Nível de Alerta I: o coeficiente de ciclo e o coeficiente final modificado estão localizados na faixa “C” (30% de possibilidade de ocorrência de deslizamentos), e o coeficiente de segurança na faixa “B” (70% de possibilidade de ocorrência de deslizamentos) – consulta ao banco de dados da área (registros anteriores de deslizamentos e chuvas críticas), vistorias técnicas e veiculação de informativos técnicos aos moradores de áreas de riscos;
- Nível de Alerta II: o coeficiente de ciclo está na faixa “C” e os coeficientes final modificado e de segurança estão na faixa “B” – consulta ao banco de dados (registros anteriores de deslizamentos e chuvas críticas), vistorias técnicas e veiculação de informativos técnicos aos moradores de áreas de risco;
- Nível de Alerta III: os coeficientes de ciclo e final modificado estão situados na faixa “B” e o coeficiente de segurança está localizado no início da faixa “A” (100% da possibilidade de ocorrência de deslizamentos).

Schuster e Kockelman (1996) afirmam que o sistema de alerta não é utilizado para evitar os escorregamentos, e sim proteger as pessoas e propriedades. O sistema alerta as autoridades governamentais e a população sobre a movimentação de massa no local onde encontra-se os instrumentos. Segundo os autores medidas preventivas deverão ser tomadas para reduzir os riscos imediatos ou a longo prazo, caso ocorra algum tipo de alerta.

Gusmão Filho (1997) contribui de forma significativa nas correlações da pluviosidade com os escorregamentos através dos seus estudos realizados nos morros de Olinda-PE (Figura 22). Esses morros possuem características geológicas similares às dos morros da zona norte do Recife, ou seja, são constituídos da Formação Barreiras. Segundo o autor o estudo teve o acompanhamento da variação do nível piezométrico medidos durante três anos. No estudo foi verificado que a estabilidade das encostas é reduzida com a elevação do nível do lençol freático e que sua instabilidade resulta da ação combinada entre a intensidade de chuva acumulada (P_{ac}), de janeiro até a data que ocorreu o evento, com a ocorrência de uma chuva diária de intensidade mínima (I) na mesma data. Definiu-se então o

parâmetro R como sendo o produto da chuva de 24 horas pela chuva acumulada até o dia do evento ($R = P_{ac} \times I$). Na pesquisa foi encontrado o valor de $R_{crit} = 60.000 \text{ mm}^2$ como indicador do movimento iminente.

Figura 22 - Correlação entre a Intensidade da Chuva e a Chuva Acumulada para as Encostas da Formação Barreiras da Cidade do Recife – PE



Fonte: GUSMÃO FILHO, 1997.

2.4.5.2 Processo de Infiltração em Perfil de Solo Residual

O solo residual do granulito-gnaiss encontrado na área de estudo tem sua origem as rochas metamórficas plutônicas que formam o embasamento cristalino de Salvador. De acordo com o IBGE, 1998, o granulito é uma rocha metamórfica com metamorfismo na altura das fácies granulito (rocha de alto grau de metamorfismo) e textura gnaiss, a qual se apresenta na sua maioria com granulação média a grossa, com níveis micáceos alternando com bandas de quartzo-feldspáticas.

Um dos principais agentes relacionados às rupturas de taludes e encostas em regiões de tropicais é a infiltração de água, ocorrendo principalmente em meios porosos não saturados. Nos trabalhos de Carvalho (1989), faz-se menção à redistribuição da umidade como agente preparatório do escorregamento, pelo fato de aumentar o grau de saturação e reduzir a sucção existente no solo. De acordo com os autores, caso ocorra uma precipitação com grande intensidade a frente de umedecimento atingirá maiores profundidades, aumento assim a possibilidade de ocorrência de deslizamento. Diversos autores vêm se esforçado para estudar o

assunto da infiltração através de simulações numéricas ou desenvolvimentos físicos e matemáticos obtidos experimentalmente em laboratório e instrumentação de campo.

Os primeiros a realizarem os estudos sobre infiltração foram Gardner e Widtoso (1921) que obtiveram uma equação de densidade de fluxo em meio não saturado. Em seguida Richards (1931), estabeleceu um modelo matemático para o movimento do fluido em meio poroso não saturado expresso pela Equação 2.1, tomando como referência a equação de Fokker para conservação de massa e a lei de Darcy. Essa equação leva em consideração a carga hidráulica, características de retenção e a condutividade hidráulica saturada do solo.

Para Carvalho (1989), ao avaliar a infiltração em solos residuais não saturados pela a equação 1, a mesma permite considerar as condições reais de teor de umidade, características de heterogeneidade ou anisotropia apresentada pelo solo.

$$\frac{d\theta}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(\Psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(\Psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(\Psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \text{Teor de umidade volumétrica com o espaço};$$

$k_x(\Psi), k_y(\Psi)$ e $k_z(\Psi) =$ Condutividade hidráulica na direção x, y e z;

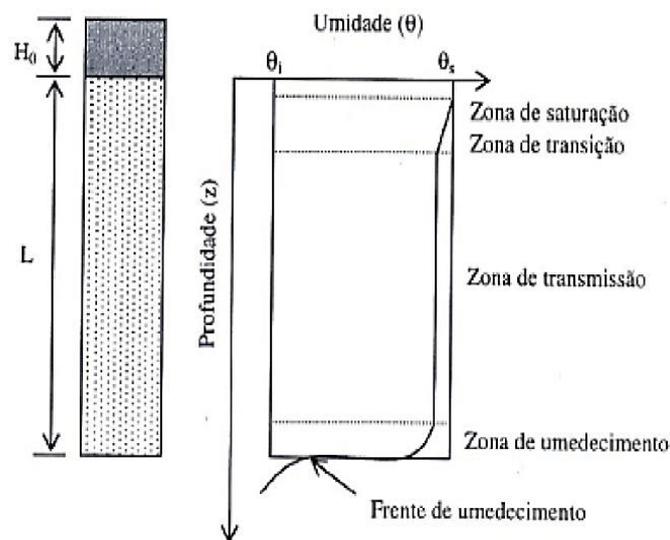
$$\frac{\partial h}{\partial x}, \frac{\partial h}{\partial y} \text{ e } \frac{\partial h}{\partial z} = \text{Taxa de variação da carga hidráulica na direção x, y e z};$$

$$\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \text{ e } \frac{\partial}{\partial z} = \text{Operador de derivada parcial.}$$

De acordo com os resultados obtidos por Bodmann e Coleman (1944), a coluna de solo granular ao sofrer a infiltração de água, não sofre saturação total do perfil, sendo que a distribuição de água durante o processo se divide em quatro zonas, conforme na Figura 23.

A primeira refere-se a zona de saturação ou retaguarda de saturação, que estende a uma profundidade de poucos milímetros onde ocorre o grau de saturação da ordem de 100 %, dependendo do tempo de aplicação de água no início do processo. A segunda é a zona de transição, onde a umidade diminui rapidamente em poucos centímetros de profundidades. A terceira zona é chamada de transmissão, que apresenta uma espessura maior (atingindo alguns metros) com teor de umidade quase que constante ao longo da profundidade. A quarta é a zona de umedecimento, onde a umidade volta a diminuir novamente oscilando entre o valor superior de umidade da zona de transmissão e valor inferior, igual a umidade inicial.

Figura 23 - Avanço da frente de umedecimento.



Fonte: Modificado de Bodmann e Coleman (1944).

3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS E MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS EM SALVADOR

Neste item, serão abordados temas referentes à resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, curva de retenção ou curva característica, mecanismos de instabilização das encostas na região metropolitana do salvador e análise da estabilidade em talude ou encosta.

3.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O modelo de resistência ao cisalhamento dos solos saturados apresentado por Terzaghi (1936) foi descrito usando o critério de Mohr - Coulomb (Equação 2), sendo utilizado na engenharia geotécnica para determinação da estabilidade do talude ou de uma escavação.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \operatorname{tg}\phi' \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

τ = Tensão cisalhante;

c' = Intercepto de coesão efetiva do solo;

σ = Tensão total normal;

u_w = Pressão neutra nos poros do solo;

$\sigma - u_w$ = Tensão efetiva normal;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo.

Terzaghi (1950), já tinha discutido a importância da sucção em solos não saturados, destacando a importância da coesão na estabilidade de talude, surgindo então, a necessidade de novas propostas para representar a resistência ao cisalhamento do solo não saturados. Dentre essas propostas tem-se a de Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978).

Para representar a tensão efetiva do solo, Bishop (1959) propôs a Equação 3.

$$\sigma = (\sigma - u_a) + x(u_a - u_w) \quad (\text{Equação 3})$$

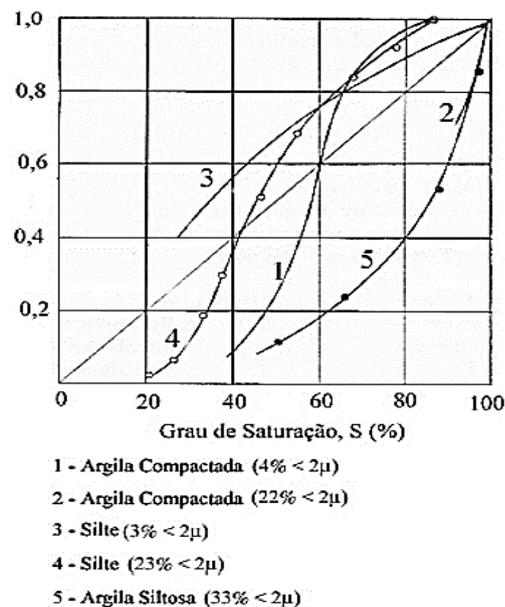
Onde:

U_a = Pressão de ar nos poros;

χ = Parâmetro relacionado o grau de saturação do solo.

O valor de χ varia de acordo com o tipo e estrutura do solo, considerando o mesmo grau de saturação. Para solo saturado χ terá valor 1, no caso do solo totalmente seco χ assumirá valor igual 0. A Figura 24, apresenta os valores de χ em função o grau de saturação para diferentes tipos de solos.

Figura 24 - Variação dos valore de χ em função do grau de saturação para diferentes solos.



Fonte: Jennings e Burland (1962).

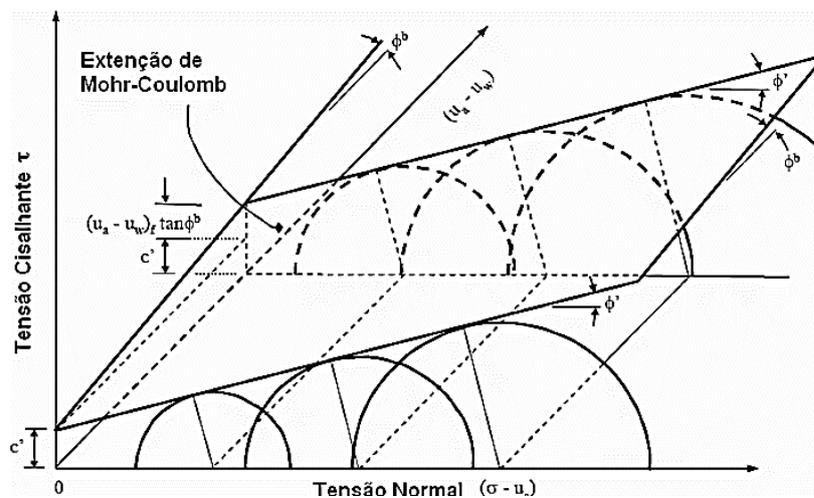
Ao substituir a Equação (2) no critério de Mohr-Coulomb para solos saturados (Equação 3), a resistência para os solos não saturados é representada pela Equação (4).

$$\tau = c' + \{(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)\} \operatorname{tg}\phi' \quad (\text{Equação 4})$$

Ao saturar o solo, χ será igual a 1 e a expressão (3) se transforma na equação (4) proposta por Terzaghi (1936).

Fredlund *et al* (1978), demonstram que o estado de tensão em um solo não saturado poderá ser definido pela combinação de duas variáveis de tensão ($u_a - u_w$), $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$. A Equação 4, pode ser representada em um gráfico em três dimensões de acordo a Figura 25. No eixo da ordenada é representada a tensão cisalhante (τ) e as variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$ são as abcissas. O plano formado pelos pares $(\sigma - u_a)$ versus (τ) representa a condição saturada (sucção igual à zero). O autor assume que a superfície de ruptura seja plana, ou seja, os valores de ϕ^b e ϕ' são constantes.

Figura 25 - Apresentação da equação de Fredlund *et al* (1978) para a resistência ao cisalhamento baseado no critério de Mohr-Coulomb.

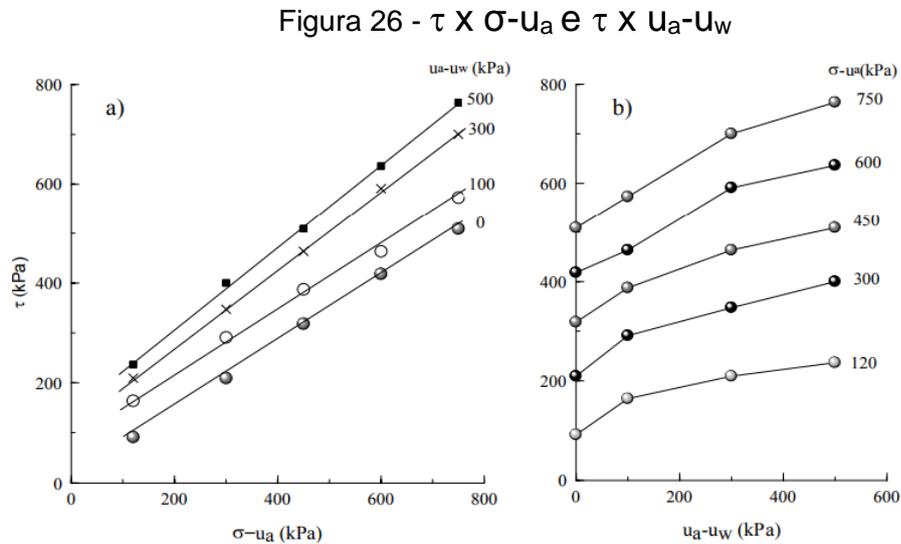


Fonte: FREDLUND *et al.*, 1978 *apud* TEIXEIRA, 2014.

Através da Figura 3 e Equação 2, o aumento da resistência cisalhante devido ao aumento na tensão normal é influenciado pelo o ângulo de atrito ϕ' . Já o crescimento da tensão cisalhante devido ao aumento da sucção será caracterizado por ϕ^b .

De acordo aos resultados experimentais obtidos por autores como Escário e Sáez (1986), Fredlund e Rahardjo (1993) e Abramento (1988), o aumento da resistência do solo não é necessariamente constante com o aumento da sucção, variando de acordo com a sucção encontrada no mesmo. Segundo o estudo realizado por Escário e Sáez (1986), para a argila vermelha de Guarlix (moldadas nas mesmas condições iniciais), através do ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada, as resistências das amostras aumentam com o crescimento da

sucção (Figura 26-a). Já no gráfico tensão cisalhante versus sucção para diferentes valores de tensões normais (Figura 26-b), os autores observaram que o aumento da resistência não é proporcional ao crescimento da sucção.



Fonte: ESCÁRIO e SÁEZ ,1986.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo na condição não saturada poderão ser encontrados através de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e triaxial com controle de sucção. Esses ensaios apresentam grandes dificuldades devido à utilização de equipamentos não convencionais e complexos, e também devido ao tempo excessivo para realização dos mesmos (VILAR, 2006). Devido a essas dificuldades, alguns autores têm buscado modelos para prever a resistência ao cisalhamento de acordo com a sucção, que se baseiam nas características das curvas características do solo e o ensaio cisalhamento direto convencional (Tabela 7).

Tabela 7 - Modelos de previsão da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção.

Autor	Modelo
Oberg e sallfors (1995)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \text{Tan} \phi' + S_r * (u_a - u_w) * \text{Tan} \phi'$
Fredlund et al (1995)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \text{Tan} \phi' + \frac{S - S_r}{1 - S_r} * (u_a - u_w) * \text{Tan} \phi'$
Vanapalli et al (1996)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) * \text{Tan} \phi' + (u_a - u_w) * \Theta^k * \text{Tan} \phi'$

Fonte: CARVALHO, JUNIOR e MACHADO *et al*, 2015.

3.2. CURVA DE RETENÇÃO

Define-se curva características como sendo a relação existente de umidade gravimétrica (W) ou umidade volumétrica (θ) ou o grau de saturação (S) e a sucção (pressão de ar menos pressão da água ou $u_a - u_w$). A mesma poderá ser utilizada para fornecer parâmetros de coeficiente de permeabilidade, resistência ao cisalhamento, variação volumétrica e transporte de contaminantes na zona não saturada, auxiliando na descrição do comportamento dos solos não saturados (VANAPALLI; FREDLUND; PUFHAL, 1999). Os valores de W, θ e S estão vinculados as seguintes equações:

$$\theta = \frac{S_e}{1 + e} = s_n \quad e \quad \theta = \frac{\gamma_d W}{\gamma_w} \quad (\text{Equação 5 e 6})$$

Onde:

e = Índice de vazios;

n = Porosidade;

γ_d = Densidade seca;

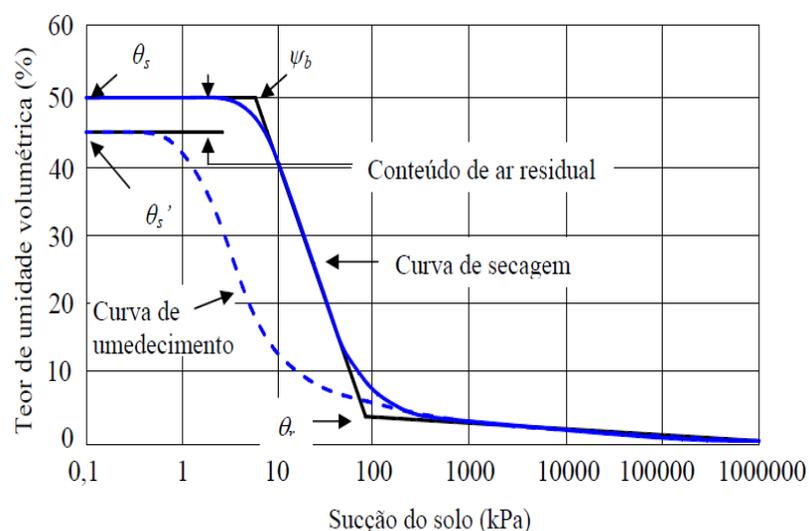
γ_w = Densidade da água.

Segundo Geogetti (2010), a trajetórias da curva característica é obtida a partir das trajetórias dos procedimentos de secagem e umedecimento das amostras do solo. Na secagem, amostra é inicialmente saturada em seguida submetida a

potenciais matriciais decrescentes, contribuindo para redução de umidade do solo. Já no umedecimento, a mostra é submetida a potenciais matriciais crescente que irá aumentar a umidade do solo. Quando se compara as curvas de secagem e umedecimento para o mesmo solo, percebe-se a curva de secagem apresenta maiores umidades para mesma sucção, fenômeno chamado histerese. Esse fenômeno está relacionado a não uniformidade geométrica dos poros, efeito do ângulo de molhagem em processo de drenagem e umedecimento, o aprisionamento de ar nos vazios do solo e alteração na sua estrutura expansão e contração (Figura 27).

Independentes do formato da curva retenção ou característica, alguns pontos notáveis podem ser encontrados na Figura 27. Os primeiros são θ_s e θ'_s que correspondem ao teor de umidade volumétrica de saturação na curva de secagem e umedecimento. O segundo ponto Ψ_b (pressão de entrada de ar), sucção na qual o ar inicia a sua entrada nos maiores poros encontrada no solo. O terceiro ponto θ_r (teor de umidade volumétrica residual), correspondendo à umidade em que é necessário um aumento na sucção para retirar água remanescente nos poros. Pode-se ainda determinar a quantidade de ar residual do solo através de $\theta_s - \theta'_s$ (GEOGETTI, 2010)..

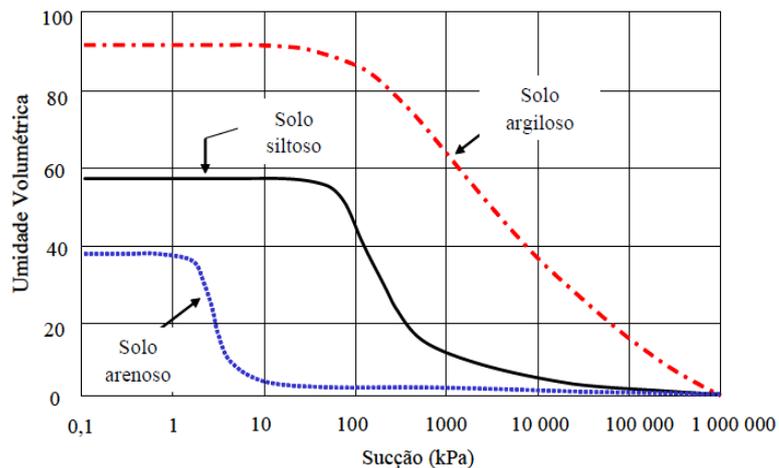
Figura 27 - Curva de retenção de água



Fonte: Adaptado de Fredlund e Xing, 1994.

Os valores de sucção encontrados durante a construção da curva característica e o seu formato serão influenciados pela textura, composição mineralógica e estrutura do solo (VANAPALLI; FREDLUND; PUFHAL, 1999). Segundo Fredlund e Xing (1994), o teor de umidade volumétrica na condição saturada e o valor da entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo (Figura 28).

Figura 28 Curvas de retenção típicas para solo arenoso, siltoso e argiloso.



Fonte: FREDLUND e XING, 1994.

De acordo do Ferreira (1995), existe várias técnicas de medir a sucção no solo, podendo ser realizada por métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos são divididos em: placa de sucção, tensiômetro, centrifuga e membrana de pressão; os métodos indiretos: dessecador de vácuo, célula de gesso, psicrômetro, condutividade térmica, condutividade elétrica e o papel filtro.

Para simplificar a utilização da curva característica na previsão da propriedade de alguns solos, alguns pesquisadores desenvolveram modelos matemáticos. Esses modelos são baseados em função empírica que relaciona o teor de umidade com a sucção, distribuição dos macroporos e microporos ou na distribuição granulométrica. Gerscovich (2001) reuniram as equações mais conhecidas na Tabela 8.

Tabela 8 - Modelos de curva de retenção proposto por vários autores.

Modelo	Equação	Parâmetros de Ajuste
Gardner (1958)	$\Theta = \frac{1}{1 + q\Psi^\eta}$	q e η
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\Psi_b}{\Psi}\right)^\lambda$	λ
Visser (1966)	$\psi = \frac{a \times (\theta_s - \theta)^b}{\theta^c}$	a, b, c
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \times \psi)^n} \right]^m$	α, m, n
Fredlund & Xing (1994)	$\theta = c_\psi \times \frac{\theta_s}{\left[\ln \left[\theta + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m}$	$c_\psi = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)}$ α, m, n

Fonte: Gerscovich, (2001).

Segundo Gerscovich (2001), destaca-se dentre os modelos apresentados o de Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

3.3 MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO SALVADOR

Segundo Coutinho e Bandeira (2012), as águas subsuperficiais ou provenientes de chuva geralmente são acionantes ou agravante que irá influenciar de forma significativa nos movimentos de massa de várias cidades brasileira e até do mundo. É no período chuvoso que a maioria dos deslizamentos de encosta ocorrem.

Os principais mecanismos de atuação das águas no desencadeamento da instabilização das encostas são:

- Avanço da frente de umedecimento, que reduz a resistência dos solos com o decréscimo da coesão aparente;
- Elevação do nível d'água, gerando aumento da poropressão que reduz a tensão efetiva e a resistência do solo ao cisalhamento;

- Elevação da coluna d'água em descontinuidades, decréscimo das tensões efetivas e gerando esforços laterais cisalhantes, podendo provocar ruptura;
- Erosão subterrânea retrogressiva (ruptura por pipping).

Segundo Carvalho (1989) (a partir de Coutinho e Bandeira, 2012) a umidade inicial em que se encontra o solo irá influenciar na velocidade do avanço das frentes de umedecimento, fator determinante para deflagrar os escorregamentos nas encostas.

Os acidentes por deslizamento que ocorrem com frequências em Salvador estão relacionados com a ocupação desordenada das encostas por habitantes de baixa renda. Essas ocupações contribuem com o aumento da parcela de água (esgoto primário e água servida) e acúmulo de lixo que, devido à falta de infraestrutura urbana, são lançados de forma ininterrupta nas encostas (ELBACHÁ, 1992). Esse tipo de ocupação espontânea predispõe as encostas a uma série de fatores causadores dos problemas de instabilidade, decorrentes de ações antrópicas, como retirada da proteção vegetal e escavações subverticais e escalonadas sem qualquer tipo de proteção contra erosão (SANTANA, 2004).

Campos (1984) destaca os deslizamentos ocorridos pela infiltração da água no subsolo que reduz a resistência ao cisalhamento do solo com perda parcial ou total da sucção. O autor cita alguns exemplos, como os trabalhos de Lumb (1975), que mostram um mecanismo de escorregamento de talude em solos residuais provocado pelo decréscimo da resistência ao cisalhamento do solo com perda da sucção causado pelo processo de umedecimento.

A região onde se encontra o maior índice de ocupação da cidade de Salvador possui o subsolo constituído de solo residual proveniente da decomposição de rocha metamórfica de fáceis granulito. O nível de água localiza-se em grandes profundidades e os solos pertencentes às encostas estão geralmente na condição não saturada, podendo ocorrer um deslizamento por infiltração de água (CAMPOS, 2002). Este tipo de mecanismo também foi verificado por Jesus *et al* (2005a), quando analisaram diversos tipos de rupturas ocorridos na cidade de Salvador, os autores afirmam que ocorre uma predominância dos deslizamentos relacionados ao processo de infiltração das águas de chuva ou esgotamento sanitário, pois os escorregamentos ocorrem com espessura de solo variando entre 2 e 4 metros,

enquanto o nível de água está localizado a uma profundidade maior do que 10 metros.

Um trabalho executado por Redivo *et al* (2003) no subúrbio ferroviário de Salvador que teve como objetivo determinar áreas suscetíveis a escorregamento rasos, chegou-se à conclusão que na área de estudo os escorregamentos foram controlados pela topografia. Segundo o autor, o movimento de massa predominante é o translacional possuindo as seguintes características: (a) são rasos e compridos, (b) o plano de ruptura geralmente encontra-se em profundidades que variam de 0,5 a 5,0 m, conforme também citado por Fernandes e Amaral (1996).

3.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EM TALUDE OU ENCOSTA

A análise da estabilidade tem como objetivo verificar se existe a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo em talude natural ou construído (GERSCOVICH, 2012). Essa análise permitir encontrar uma grandeza chamada Fator de Segurança (FS) que está associado a uma superfície potencial de deslizamento crítica, permitindo quantificar quão próximo da ruptura está a encosta ou talude, levando em consideração pressão, sobrecarga, geometria, natureza do terreno, etc. Esse fator faz a relação entre as tensões cisalhantes mobilizadas (τ_f) com a resistência ao cisalhamento (τ_{mob}) necessário para manter o equilíbrio (SOUZA, 2014).

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (\text{Equação 7})$$

- Caso: $FS > 1 \rightarrow$ Encosta estável;
- $FS = 1 \rightarrow$ Ocorreu a ruptura;
- $FS < 1 \rightarrow$ Não tem significado físico.

Para Carvalho (1991) a relação entre fator de segurança e condição de estabilidade pode ser observado na Tabela 9.

Tabela 9 - Fator de segurança e condições de estabilidade do talude ou encosta.

FATOR DE SEGURANÇA E CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DO TALUDE OU ENCOSTA	
FATOR DE SEGURANÇA (FS)	CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE
FS < 1	Talude instável: caso o talude venha a ser modificado geometricamente com cortes e ou aterros; nestas condições deverá sofrer rupturas.
FS = 1	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálise.
FS > 1	Condição estável: quanto mais próximo de 1 o FS, mais precária e frágil a condição de estabilidade do talude; quanto mais distante de 1 o FS, menores serão as possibilidades de o talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.

Fonte: CARVALHO, 1991.

Quando se determina um valor para o FS esse tipo de abordagem é denominada determinística. A abordagem é dita probabilística quando o FS é determinado envolvendo um tratamento estatístico para representação das incertezas decorrentes de um número limitado de amostras e da variabilidade dos parâmetros geotécnicos encontrados nos ensaios de campo e laboratório.

Para Gerscovich (2012) o fator de segurança admissível de um projeto (F_{adm}) é o um valor mínimo a ser atingido que poderá sofrer variações de acordo com o tipo e vida útil da obra e das consequências que podem ser geradas em termos de vida humana e/ou econômica devido uma eventual ruptura (GERSCOVICH, 2012). Já outros autores como Leroueil (2001) e Silva (2007) afirmam que ocorre essa variação devido:

- A mudança de local que irá depender de fatores associados à densidade populacional e condições econômicas de um determinado local (LEROUEIL, 2001);
- Ao risco estimado e aceitável associado a movimentos de massa, do grau de sofisticação da investigação e pela incerteza de qualidade dos parâmetros obtidos (SILVA, 2007).

Segundo Gerscovich (2012), para classificar inicialmente o projeto de acordo com o nível segurança a norma NBR 11682 (ABNT, 2008) estabelece três níveis a partir dos riscos de perdas humanas (Tabela 10) e perdas materiais (Tabela 11). A qualificação de risco leva em consideração as condições atuais e futuras da área do

talude, preservando o mesmo contra corte na base, desmatamento, sobrecarga e infiltração excessiva.

Tabela 10 - Nível de segurança desejado contra perdas humanas.

ALTO	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residências ou industriais, estádios, praças e demais locais urbanos, ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
MÉDIO	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
BAIXO	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: GERSCOVICH, 2012.

Tabela 11 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

ALTO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
MÉDIO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
BAIXO	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: GERSCOVICH, 2012.

A norma NBR 11682 (ABNT,2008) apresenta recomendação referente aos valores de fator de segurança admissível (FS_{adm}) que leva em consideração os níveis de segurança para projeto (Tabela 12).

Tabela 12 - Fatores de segurança mínimo para escorregamento.

NÍVEL DE SEGURANÇA CONTRA DANOS MATERIAIS E AMBIENTAIS	NÍVEL DE SEGURANÇA CONTRA DANOS A VIDAS HUMANAS		
	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

Fonte: GERSCOVICH, 2012.

Segundo Silva (2007) as incertezas encontradas na caracterização geotécnica estão relacionadas: a variação espacial dos parâmetros que caracterizam o solo e os fatores predisponentes e, a extensão e qualidade da investigação realizada, sendo que por último encontram-se as incertezas devido à variação temporal dos fatores agravantes ou acionantes.

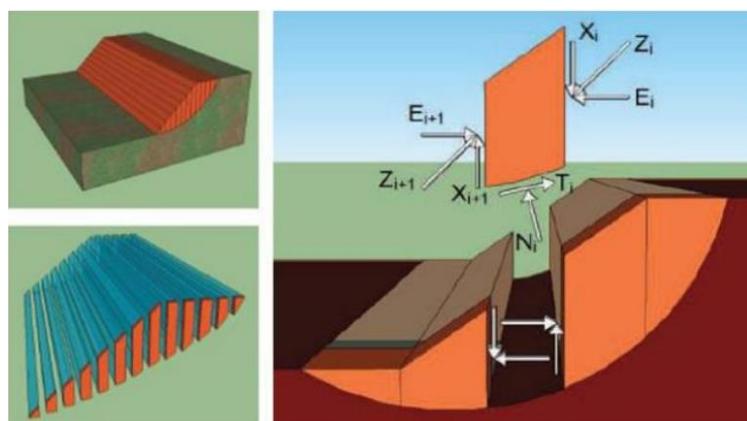
Segundo Gerscovich (2012, p. 35), de um modo geral, os estudos de estabilidade de taludes seguem a seguinte metodologia:

- Definição da topografia do talude;
- Definição das sobrecargas a serem aplicadas sobre o talude, caso existam;
- Execução das investigações de campo para definir a estratigrafia e identificar os elementos estruturais eventualmente enterrados na massa e os níveis freáticos;
- Definição das condições críticas do talude, considerando diversos momentos da vida útil da obra;
- Definição dos locais de extração de amostras indeformadas;
- Realização de ensaios de caracterização, resistência ao cisalhamento e deformabilidade (para estudos de análise de tensões);
- Análise dos resultados dos ensaios para definir os parâmetros de projeto;
- Adoção de métodos de dimensionamento para a obtenção do fator de segurança (FS) ou das tensões e deformações.

Gerscovich (2012), afirma que do ponto de vista determinístico as análises de estabilidade podem ser realizadas de duas formas: pelo método de análise das tensões e métodos de equilíbrio limite, sendo estes últimos os mais utilizados. Esse método assume que a ruptura ocorre ao longo de uma superfície pré-definida e que seus elementos mobilizam ao mesmo tempo a sua resistência, sendo determinado o fator de segurança a partir de equações que satisfaçam o equilíbrio estático de forças em duas direções ortogonais e/ou de momentos. Admite-se também que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério Mohr-Coulomb. Para o estudo da estabilidade do talude considera-se:

- Superfície potencial de ruptura conhecidos (circular, planar etc). O solo acima da superfície corresponde à mesma de modo que poderá romper.
- O equilíbrio é calculado pelas equações da estática. Para essa análise subdivide a massa de solo em fatias e verifica o equilíbrio de cada delas (Figura 29);
- Nas análises, as tensões cisalhantes mobilizadas ao longo da superfície de ruptura é determinada de forma que a massa esteja sempre em equilíbrio limite;
- Se admite que o fator de segurança - FS será constante em toda superfície e terá valor unitário implicando na adoção de um modelo construtivo rígido plástico, incompatível com o modelo elastoplástico do solo;
- A superfície potencial de ruptura é associada ao FS mínimo sendo determinada por um processo de tentativas;
- As hipóteses simplificadoras utilizadas pelo método de cálculo geram diferentes distribuições de tensão normal e conseqüentemente os valores FS são diferentes;
- A definição do FS é obtida a partir do confronto entre a resistência ao cisalhamento mobilizada é igual a assumir uma trajetória de tensão vertical.

Figura 29 - Forças normais e de corte numa fatia genérica.



Fonte: SILVA, 2011.

A teoria do equilíbrio limite assume que o material possua um modelo de comportamento rígido plástico, logo o solo é levado a ruptura de forma brusca sem apresentar qualquer sinal de deformação.

Para Gerscovich (2012), pela teoria do equilíbrio limite a ruptura é progressiva e ocorre em todos os pontos da superfície ao mesmo tempo, não se tendo o conhecimento se as forças máximas são mobilizadas em todos os pontos da superfície de deslizamento ao mesmo tempo. No caso das variáveis que se encontram nesse método das fatias, observa-se que as teorias que utilizam o equilíbrio de força (e não de momentos), apresentam valores de fator de segurança menos satisfatórios em termo de confiabilidade, do que aqueles que utilizam três equações de equilíbrio.

3.4.1 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

De acordo com Coutinho e Silva (2005) os principais métodos de cálculos de estabilidade de taludes, podem ser divididos em lineares e não linear. O não linear é subdividido em dois tipos de superfícies: circulares e não circulares. Na tabela 13, ilustra os principais métodos de cálculo.

Tabela 13 - Principais métodos de cálculo da análise de estabilidade de taludes.

MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE		
LINEARES (não considera fatias)	Método do momento $p/\varphi=0$	
	Taludes infinitos	
	Método de Culman	
	Método de Rendulic	
	Método do Círculo de Atrito	
NÃO LINEARES (considera fatias)	Superfície circular	Método de Fellenius
		Método de Bishop
		Método de Bishop Modificado
	Superfície qualquer	Método de Specer
		Método de Morgenstern e Price
		Método de Janbu
		Método de Sama
		Método dos Blocos

Fonte: SILVA, 2007.

Vale a pena ressaltar que serão apresentados apenas os métodos: Talude Infinitos, Fellenius, Bishop Simplificado, Spencer, Janbu Simplificado e Morgenstern e Price. Segundo Coutinho e Silva (2005) cada método tem as suas próprias características para equilibrar e solucionar o problema como:

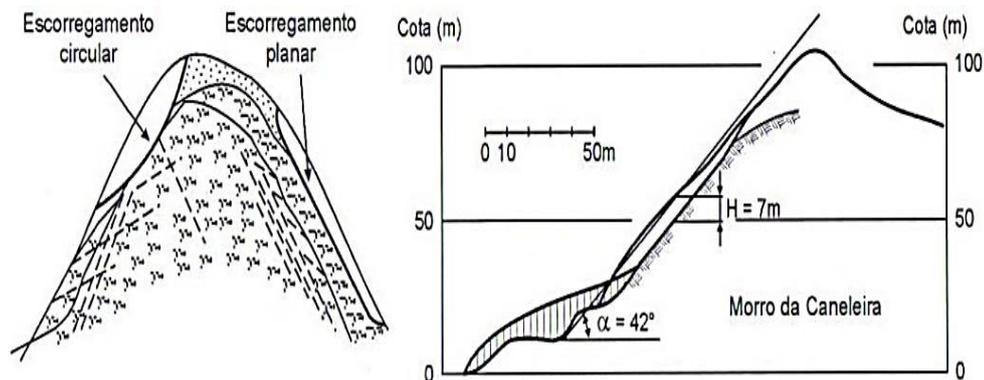
- Consideração das formas de superfície de ruptura circular e não circular;
- Na hipótese simplificadora de cálculo: a posição da força normal na base da fatia, definição sobre as forças (inclinação, posição, etc.);
- Equação de equilíbrio: ΣF_v ; ΣF_H e ΣM_0 .

3.4.1.1 Método de Talude Infinitos

Nesse método assume-se que ruptura ocorre pelo deslizamento de um bloco em uma superfície plana e paralela ao nível do terreno (COUTINHO e SILVA, 2005).

Um talude é denominado infinito, quando a relação existente entre as grandezas geométricas, extensão e espessura do talude for muito grande (Figura 30). O solo que constitui o talude poderá ser maciço homogêneo ou estratificado (MARAGON, 2009).

Figura 30 - Exemplo de trecho de escorregamento planar denominado de talude infinito



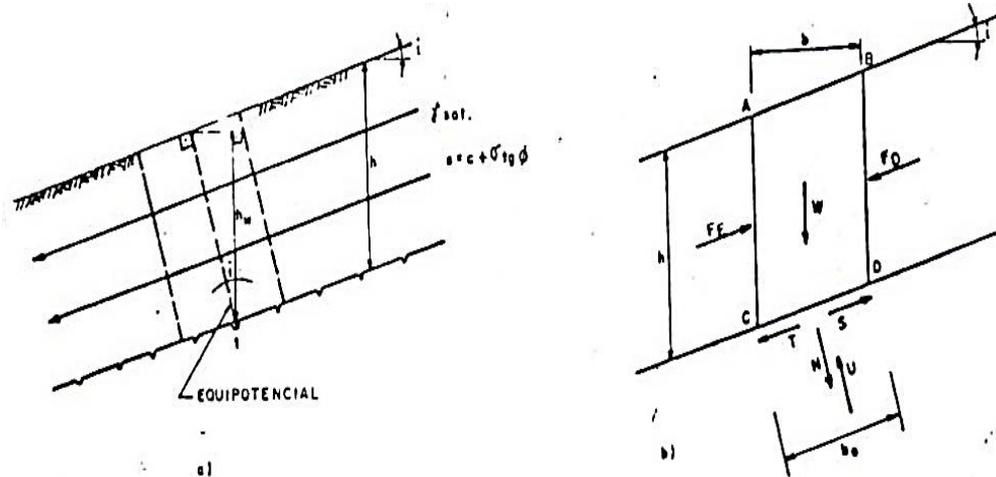
Fonte: MASSAD, 2003.

Para a análise das forças que atuam sobre um elemento de solo e admite que a cunha potencial de deslizamento se movimenta semelhante a um corpo rígido deve-se considerar a Figura 31 (MARANGON, 2009).

O peso da cunha ABCD gera tensões induzidas sobre a face CD que tem como força resultante W, que irá atuar sobre o centro do segmento CD. Estas forças

se opõem a reação que ocorre no maciço sobre a cunha, R. As forças do empuxo, lateral F_d e F_e devem ser iguais e ter linha de ação coincidente.

Figura 31 - Talude Infinito: a) geometria de rede de fluxo; b) Esforços sobre uma lamela isolada



Fonte: MARANGON, 2009.

As letras maiúsculas representam às resultantes das tensões. Podendo então determinar as diversas solicitações.

Pressão neutra U:

$$\frac{u}{\gamma_w} = hw = h \cdot \cos^2 i \text{ ou } u = \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 i$$

$$U = u \cdot b_0 = \gamma_w \cdot b_0 \cdot h \cos^2 i$$

Peso da lamela W:

$$w = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \quad \text{sendo } b = b_0 \cdot \cos i$$

$$N = w \cdot \cos i = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \cdot \cos i$$

$$T = W \cdot \sin i = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \cdot \sin i$$

$$\sigma = \frac{N}{b_0} = \gamma_{sat} \cdot h \cdot \cos^2 i$$

$$\sigma = \frac{T}{b_0} = \gamma_{sat} \cdot h \cdot \sin i \cdot \cos i$$

O fator de segurança é encontrado através da relação entre as forças resistentes e atuantes:

$$FS = \frac{FR}{FA} = \frac{s \cdot b_0}{T} = \frac{c + (\sigma - u) \cdot \text{tg}\phi}{\frac{T}{b_0}} = \frac{c + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot h \cdot \cos^2 i \cdot \text{tg}\phi}{\gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot \text{sen} i \cdot \cos i}$$

$$FS = \frac{c + \gamma' \cdot h \cdot \cos^2 i \cdot \text{tg}\phi}{\gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot \text{sen} i \cdot \cos i}$$

$$\text{Obs: } \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

3.4.1.2 Método de Fellenius

O método foi desenvolvido em 1936, e assume uma superfície de ruptura circular. Na análise da estabilidade o método de Fellenius leva em consideração, o cálculo do equilíbrio das forças na direção normal à base da fatia e as forças de atrito existentes entre as fatias são desprezadas, pelo que:

$$N'_i + U_i = w_i + \cos\alpha_i \quad \text{Equação 8}$$

Consequentemente, tem-se:

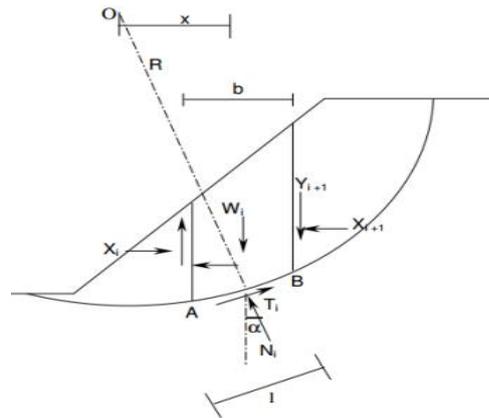
$$N' = w_i \times \cos\alpha_i - u_i \times \Delta l_i \quad \text{Equação 9}$$

Assumindo que o equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo de ruptura, chega-se a fórmula (10):

$$FS = \frac{\sum (c' \times \Delta l + (w_i \times \cos\alpha_i - u_i \times \Delta l_i) \times \tan\phi'_i)}{\sum w_i \times \sin\alpha} \quad \text{Equação 10}$$

O método de Fellenius é muito conservativo, devido às forças resultantes das pressões neutras atuantes nas faces verticais das fatias não serem consideradas, fator que irá gerar um valor do fator de segurança subestimado (Figura 32).

Figura 32 - Forças atuantes em cada fatia consideradas no Método de Fellenius



Fonte: MARANGON, 2009.

3.4.1.3 Método de Bishop Simplificado

De acordo com Oliveira (2014), esse método foi desenvolvido em 1955, que pode ser aplicado em solos homogêneos e heterogêneos, assumindo que a superfície de ruptura é circular.

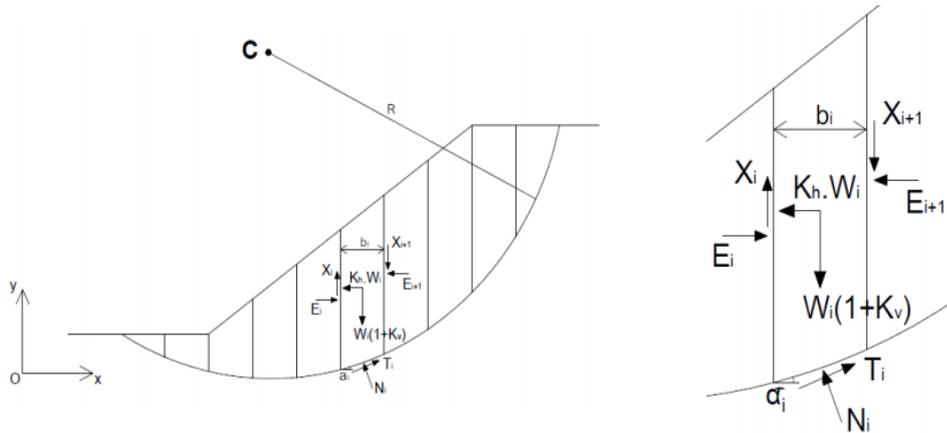
A Figura 33 ilustra uma genérica e as forças atuantes que são consideradas no método de Bishop. O equilíbrio de força só é verificado na direção vertical, e admite-se que as forças que interagem entre as fatias serão consideradas como horizontais. Para o cálculo do fator de segurança requer um processo iterativo, dado que o mesmo aparece duas vezes na expressão (11) logo abaixo:

$$F = \frac{\sum \{ [c'_i \times \Delta x_i + (w_i - u_i \times \Delta x_i) \times \tan \phi'_i] \times \left[\frac{1}{M_i(\alpha)} \right] \}}{\sum w_i \times \sin \alpha_i} \quad \text{Equação 11}$$

O valor de M_i é obtido através da equação (12):

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'_i}{F} \right) \quad \text{Equação 12}$$

Figura 33 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Bishop Simplificado.

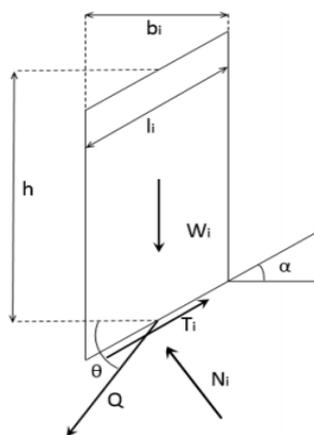


Fonte: OLIVEIRA, 2014.

3.4.1.4 Método de Spencer

O método de Spencer (1967) é um método mais rigoroso, pois satisfaz o equilíbrio de forças e de momentos. As forças que atuam entre as fatias são substituídas por uma força resultante Q_i , localizada no centro da fatia com inclinação θ_i sendo constante em toda massa, como apresentado na Figura 34.

Figura 34 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Spencer.



Fonte: OLIVEIRA, 2014.

As equações de equilíbrio de forças que agem na direção normal e tangencial à base de cada fatia podem ser representadas pelas seguintes expressões:

$$N - W_i \times \cos \alpha_i + Q_i \times \sin (\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad \text{Equação 13}$$

$$T - W_i \times \sin \alpha_i - Q_i \times \cos (\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad \text{Equação 14}$$

Através da manipulação das expressões 13 e 14 obtém-se a resultante Q_i , onde:

$$Q_i = \frac{\frac{c'_i \times \Delta l_i}{F} + \frac{(w_i \times \cos \alpha_i - u_i \times \Delta l_i) \times \tan \phi'_i}{F} - w_i \times \sin \alpha_i}{\cos(\theta_i - \alpha_i) \left[1 + \frac{\tan \phi'_i \tan(\theta_i - \alpha_i)}{F} \right]} \quad \text{Equação 15}$$

Para Matos (2011) a atuação das forças externas na massa, contribuirá para que o somatório dos momentos no ponto “O” seja nulo, logo para satisfazer o equilíbrio a soma dos momentos das forças Q_i terá que assumir o mesmo valor, ou seja:

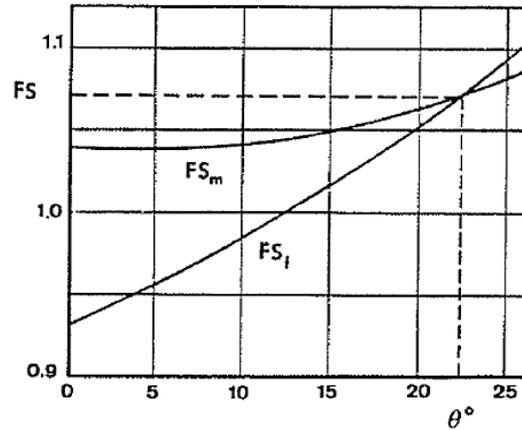
$$\sum Q_i \times r \times \cos (\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad \text{Equação 16}$$

As resultantes das forças de interação são paralelas, logo θ_i será constante devido ao raio da superfície onde ocorreu a ruptura “r” apresentar valor constante. Podendo concluir que:

$$\sum Q_i = 0 \quad \text{Equação 17}$$

O método permite calcular dois fatores de segurança na condição de equilíbrio associado a força e momento, obtidos em função de “ θ ”. A interseção das duas curvas (F_s, θ) fornece o valor do fator de segurança (FREDLUND, 1977). A Figura 35 representa o processo de obtenção do valor do fator de segurança pelo método de Spencer.

Figura 35 - Determinação dos Fatores de Segurança pelo Método de Spencer.



Fonte: OLIVEIRA, 2014.

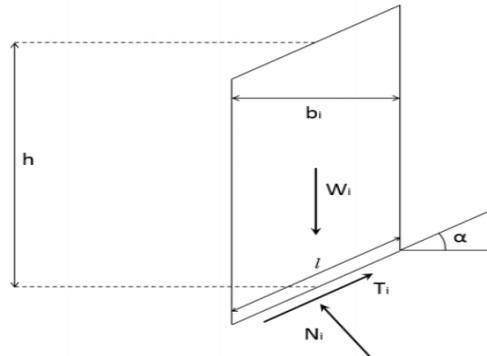
3.4.1.5 Método de Janbu Simplificado

Esse método assume que a ruptura ocorre em uma superfície não circular pela rotação de um bloco de solo (Figura 36). Para hipótese de cálculo despreza-se a força cisalhante entre as fatias, onde um fator de correção (F_0) é acrescentado Coutinho e Silva (2005). O valor de F_0 é definido em função da forma da superfície de deslizamento e do tipo de solo, estando relacionado com a coesão e ângulo de atrito ilustrado na Figura 37 (Oliveira, 2014).

O fator de segurança é encontrado através da expressão (18) através de um método iterativo.

$$FS = \frac{1}{\sum w \tan \alpha} \times \sum \left\{ [c' \times b + (w - u \times b) \tan \phi'] \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \phi'}{FS}} \right\} \quad \text{Equação 18}$$

Figura 36 - Forças aplicadas a uma fatia de solo consideradas no Método de Janbu.



Fonte: OLIVEIRA, 2014

Figura 37 - Método de Janbu simplificado – Fator Fo

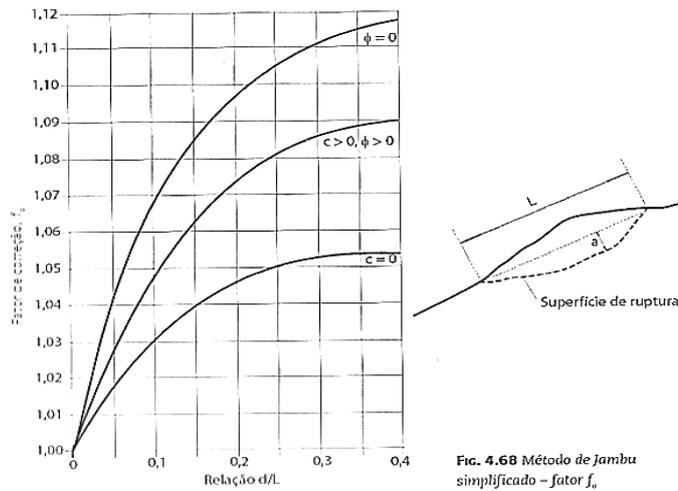


FIG. 4.68 Método de Janbu simplificado – fator f_0

Fonte: OLIVEIRA, 2014.

Com os valores de FS e F_0 calcula-se o fator de segurança total (F_t) pela expressão (19).

$$F_t = FS \times F_0$$

Equação 19

3.4.1.6 Método de Morgenstern – Price

Método geral de estabilidade dito rigoroso que satisfaz todas as equações de equilíbrio. Matos (2011) considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças que atuam entre as fatias será determinada através da função

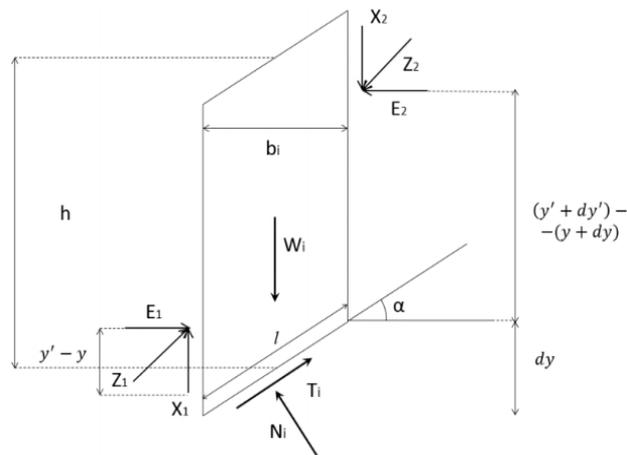
arbitraria de forma $F(X)$, sendo λ um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos, e as lamelas são de espessura finita (Figura 38). A aplicação desse método elimina a indeterminação existente associada à diferença entre o número de equações disponíveis e o número de incógnitas do problema, admitindo uma relação entre a componente tangencial e normal das forças de interação:

$$X = \lambda \times f(x) \times E \quad \text{Equação 20}$$

ou

$$\tan \theta = \frac{X}{E} = \lambda \times f(x) \quad \text{Equação 21}$$

Figura 38 - Forças aplicadas numa fatia genérica consideradas no Método de Morgenstern e Price.



Fonte: MATOS, 2011.

Admitindo que as forças atuantes agem numa fatia infinitesimal, o equilíbrio de momentos em relação ao ponto médio da base poderá ser calculado da seguinte forma:

$$E \left[y' - y - \frac{dy}{2} \right] - (E + dE) \left[(y' + dy') - (y + dy) + \frac{dy}{2} \right] + x \frac{dx}{2} + (x + dx) \frac{dx}{2} = 0 \quad \text{Equação 22}$$

Para $dx \rightarrow 0$ obtém-se:

$$\frac{dE}{Dx} (y' - y) + E \frac{dy'}{dx} = x \quad \text{Equação 23}$$

Para o equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia é encontrado a seguinte expressão:

$$dN - dw \cos \alpha - dx \cos \alpha + dE \sin \alpha = 0 \quad \text{Equação 24}$$

O equilíbrio de forças na direção tangencial à base da fatia é representado por:

$$dT - dE \cos \alpha - dX \sin \alpha - dW \sin \alpha = 0 \quad \text{Equação 25}$$

A força de resistência ao corte dT pode ser encontrada através da força tangencial resistente e do coeficiente de segurança F :

$$dT = \frac{c' \frac{dx}{\cos \alpha} + \left(dN - u \frac{dx}{\cos \alpha} \right) \tan \phi'}{F} \quad \text{Equação 26}$$

Ao substituir na expressão (24), encontra-se a seguinte expressão:

$$dN = \frac{dE \cos \alpha + dx \sin \alpha + dw \sin \alpha - \frac{c' dx}{F \cos \alpha} + u \frac{dx \tan \phi'}{\cos \alpha F}}{\frac{\tan \phi'}{F}} \quad \text{Equação 27}$$

Assume-se que dx tende para zero e substituindo a expressão na equação (28), obtém-se:

$$\begin{aligned} & \frac{c'}{F} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 + \frac{\tan \phi'}{F} \left\{ \frac{dw}{dx} + \frac{dx}{dx} - \frac{dE dy}{dx dx} - u \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} \right] \\ & = \frac{dE}{dx} + \frac{dx}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{dW}{dx} \frac{dy}{dx} \end{aligned} \quad \text{Equação 28}$$

A solução do problema é determinada, conhecendo os valores de λ e F . Esses valores são primeiramente arbitrados e substituídos no sistema de equações consideradas (20), (23) e (25), fatia a fatia, até se encontrar o par de valores que, para cada função $f(x)$, satisfazem as condições de fronteira.

De forma geral não segue um comportamento perfeitamente elástico do critério de Mohr-Coulomb e os métodos de cálculo utilizam hipótese simplificadora diferentes. No entanto essas diferenças nos valores do fator de segurança

encontrados em vários métodos na análise da estabilidade de talude são muito próximas, com exceção para o método de Fellenius que pode diferir em até 60% quando comparado com os valores dos demais. Os métodos Spencer (1967), Morgenstern e Price (1965) e Janbu (1954) são os mais utilizados. Já para rupturas circulares o método de Bishop Simplificado é o mais indicado, pois fornece bons resultados; enquanto os métodos de Spencer e Morgenstern e Price apresentam bons resultados para qualquer superfície de ruptura (WRIGHT *et. al.*, 1973).

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

No presente item serão apresentadas informações referentes à área de estudo divididas em duas etapas. Na primeira etapa será abordada temas como localização e uso e ocupação do solo. Já na segunda, aspectos climáticos, fitogeográfico (vegetação), bacia hidrográfica, pedológicos (solos), geológicos – geotécnicos e geomorfológicos.

4.1 LOCALIZAÇÃO

O município de Salvador apresenta uma extensão territorial de 308 Km², sendo que 90% corresponde a sua parte continental, composta por dois sítios urbanos classificados como Cidade Alta e Cidade Baixa, separados pela escarpa referente à Falha de Salvador, os quais são envolvidos pela Bahia de Todos os Santos (BTS) e pelo Oceano Atlântico. Os 10% restantes do território são constituídos pelas ilhas (Maré e Frades) localizadas na BTS a noroeste da Cidade Baixa, nas proximidades dos municípios de Madre de Deus e Candeias (PMS, 2004). A área de estudo faz parte da Falha de Salvador, localizando-se no bairro do Comércio, na Ladeira do Pilar, nas proximidades do bairro do Santo Antônio Além do Carmo, tendo como coordenadas UTM são 553603 e 8566639 (ponto P-03) conforme as Figuras 39 e 40.

Figura 39 - Localização da área de estudo



Fonte: O autor.

Figura 40 - Área de estudo



Fonte: O autor.

4.2 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO DA ÁREA DE ESTUDO

Segundo o PMS (2004), os assentamentos humanos ocupam uma área superior a 60% do município de Salvador. De acordo com a ocupação, referência ao padrão habitacional, classe de renda, densidade, tipo e estágio de implantação, que associados determinam reflexos no tocante à área de risco geológico (risco de deslizamento de encostas, estabilidade dos terrenos e construções), o local de estudo é classificado como: Ocupação predominantemente vertical de baixa renda em estágio inicial de implantação. Este tipo de ocupação ocorre constantemente na periferia, em áreas de crescimento que apresentam carências de serviços básicos e infraestrutura. Essas áreas são ocupadas de forma irregular, descendo encostas declivosas e promovendo cortes e aterro no terreno (Figura 41).

Figura 41 - Ocupação da encosta da Ladeira do Pilar – Comércio



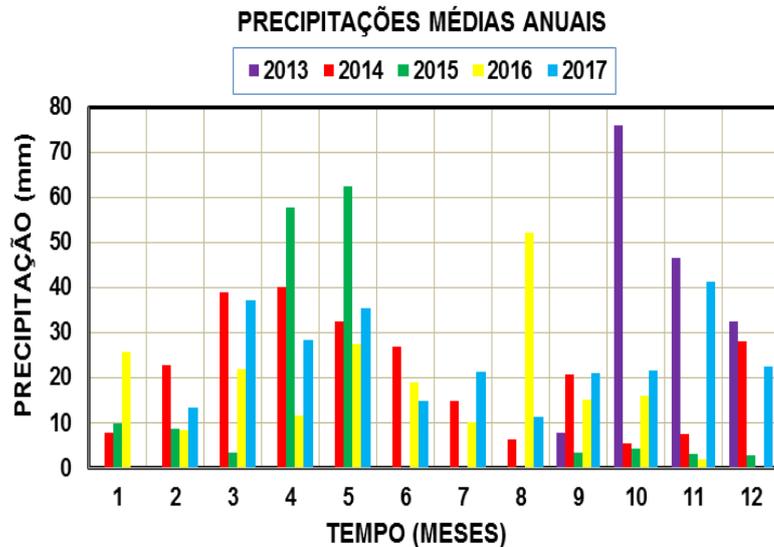
Fonte: O autor.

4.3 ASPECTOS CLIMÁTICOS

O clima de Salvador é do tipo úmido a superúmido, com precipitações médias anuais de 2.099 mm. Os meses compreendidos entre setembro e fevereiro são os menos chuvosos com precipitações entre 111 e 132 mm. Os meses de abril, maio, junho e julho são considerados os meses mais chuvosos, apresentando uma precipitação média mensal variando de 251 mm a 325 mm e excedente hídrico superior a 100 mm. Em contrapartida os meses de janeiro e fevereiro registra-se deficiência hídrica com 8,5 mm e 3,9 mm (PMS, 2004). De acordo com a proposta de Koppen-Geiger (1928), o clima é classificado como Af. Segundo Simões (1991), a variação sofrida pela precipitação média mensal para os meses mais chuvosos, é ocasionada pela ação dos ventos alísios de sudeste resultante da frente equatorial atlântica, que apresenta uma velocidade moderada no interior e intensa no litoral, variando entre 3,0 a 5,0 m/s.

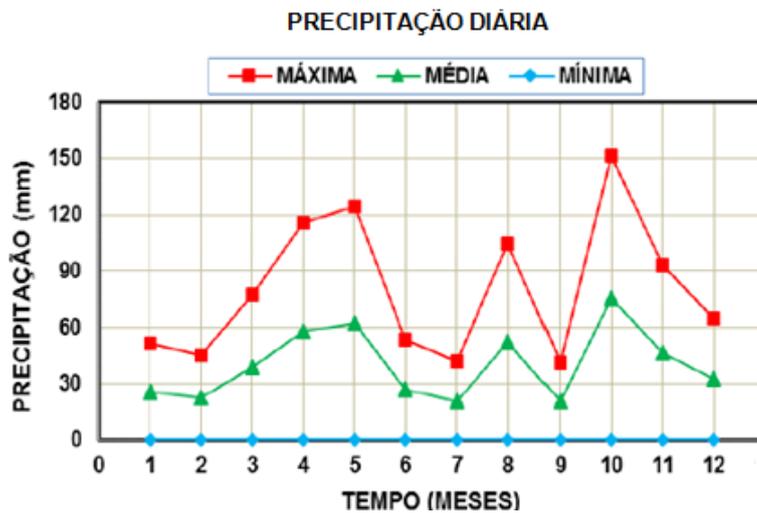
Para área de estudo, os dados de precipitações medidas (Figura 42) foram obtidos através do Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos - INEMA (2018), referente aos 5 últimos anos (2013, 2014, 2015, 2016 e 2017). O pluviômetro mais próximo da área de estudo, localizado no bairro Dois de Julho - Centro registrou a precipitação mais elevada de 75,80 mm em outubro de 2013, e mais baixa de 1,95 mm em novembro de 2015. Na Figura 43, estão registradas as precipitações diárias máximas, médias e mínimas.

Figura 42 - Precipitações médias mensais dos anos de 2013, 2014, 2015, 2016 e 2017 medidas na estação Dois de Julho (Centro).



Fonte: O autor.

Figura 43 - Precipitações máximas, médias e mínimas diárias dos anos de 2013, 2014, 2015, 2016 e 2017 medidas na estação Dois de Julho (Centro).



Fonte: O autor.

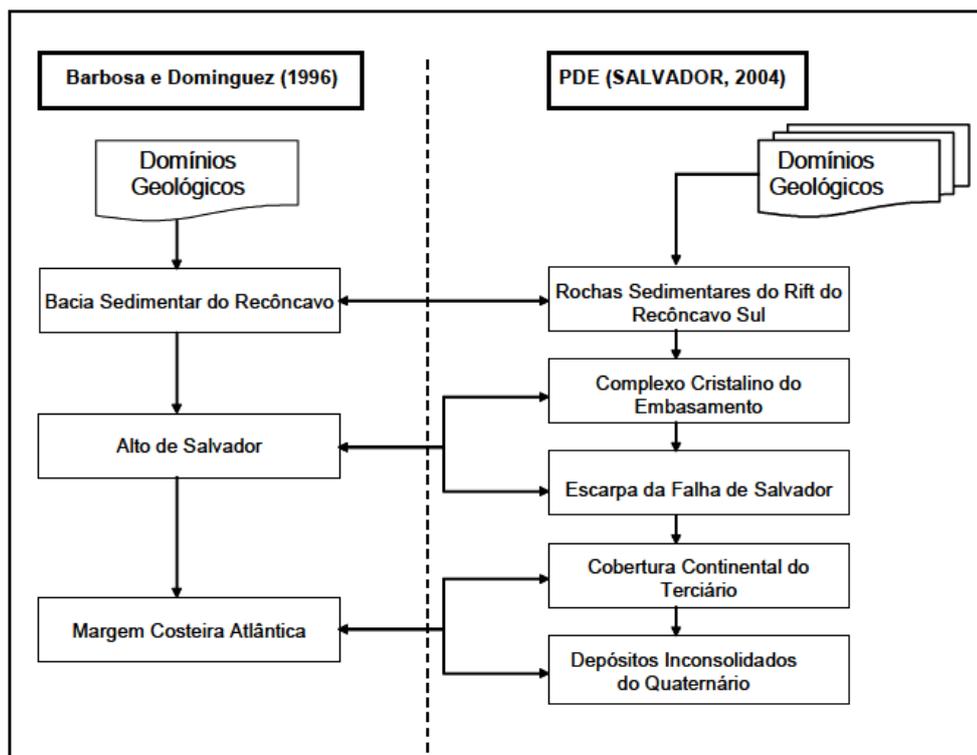
4.4 ASPECTOS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS

Segundo o Plano Diretor de Encosta (PMS, 2004), as características geológicas - geotécnicas das áreas existentes do município de Salvador podem ser divididas em cinco domínios, que definem ambientes distintos como: Depósitos Sedimentares Inconsolidados Quaternário (Domínio 1); Domínio da Cobertura

Continental do Terciário - Formação Barreiras (Domínio 2); Rochas Sedimentares do Rift do Recôncavo (Domínio 3); Complexo Cristalino do Embasamento (Domínio 4) e por último a Escarpa da Falha de Salvador (Domínio 5) onde encontra-se o local da pesquisa.

Segundo Barbosa *et al.*, (2005), a cidade de Salvador e arredores pode ser subdividida em três domínios geológicos principais: (i) a Bacia Sedimentar do Recôncavo, que faz parte do sistema Recôncavo-Tucano-Jatobá, sendo limitada à leste pela Falha de Salvador; (ii) a Margem Costeira Atlântica ou Planície Litorânea, formada por acumulações pouco espessas de sedimentos argilosos, arenosos e areno-argilosos, e (iii) o Alto de Salvador ou Maciço de Salvador, um horst de rochas metamórficas de alto grau que separa a Bacia do Recôncavo do Oceano Atlântico. A Figura 4.6, apresenta os domínios geológicos de Salvador de acordo com Barbosa *et al.*, (2005) e PMS (2004).

Figura 44 - Apresenta os domínios geológicos de Salvador de acordo Barbosa *et al.*, (2005) e o PDE (PMS, 2004).



Fonte: SILVA, (2005).

- Domínio dos Depósitos Sedimentares Inconsolidados Quaternários

Domínio formado por um conjunto de unidades de acumulações nas regiões inferiores e ao longo da zona costeira, em resposta aos processos geológicos continentais e marinhos no período do Quaternário. Essas unidades deposicionais são locais úmidos de relevo suave.

Os depósitos de ocorrências marinha e eólicas são arenosos, apresentando camadas de solo com espessura inferiores a 10 m, podendo desenvolver solos hidromórficos de baixa coesão e alta permeabilidade (PMS, 2004).

Os depósitos continentais de ocorrências fluvial variam a proporção de areia-silte-argila em função do ambiente deposicional. Os solos gerados por esse tipo de depósito são formados por um “capa” de solos hidromórficos, com índices físicos e outros parâmetros geotécnicos dependentes da proporção relativa de argilas e/ou matéria orgânica, profundidade do lençol freático e do grau de saturação.

- Domínio da Cobertura Continental do Terciário - Formação Barreiras

Domínio que aparece na parte continental de Salvador em altitude acima a 60 m em relação ao nível do mar, constituído de sedimentos arenosos, mal graduado, arrançados em camadas sub-horizontais, com espessura máxima acima de 50 m.

Com a atuação do processo erosivo nesse domínio, surgiu dois cenários morfológicos integrados: O Subdomínio dos Tabuleiro, modelados em litossolos arenos-siltosos e/ou sedimentos sub-horizontais e o Subdomínio da Interface Barreiras/Embasamento. As Formações Barreiras são compostas por areias seixosas grossa e média, esbranquiçadas a amareladas, mal selecionadas, textura granular, estratos planos, cruzados e estruturas de canal contendo raras intercalações de corpos descontínuos de argila maciça de tamanho reduzidos (PMS, 2004). O restante é formado por camadas de areias com uma grande variação de granulometria, friáveis, constituída de quartzo, fragmentos de rochas, clastos de argilas, estratificação planar paralela e cruzada contendo várias intercalações de siltes e corpos argilosos avermelhados e lenticulares e/ou descontínuos acima e abaixo com materiais arenosos. Essa constituição forma solos arenosos desestruturados de elevada porosidade e permeabilidade, baixa resistência ao

cisalhamento, favorecendo aos efeitos erosivos e surgimento de voçorocas (VIEIRA *et al.*, 2005).

- Domínio das Rochas Sedimentares do Rifte do Recôncavo

O domínio é composto por dois volumes líticos de propriedades geológicas e geotécnicas diferentes: a Formação Pojuca e Formação Salvador.

A formação Pojuca é formada em três blocos bem definidos pelos seus limites geográficos, classificados como: Bloco do Subúrbio Ferroviário, Bloco da Ilha de Maré e Bloco da Ilha dos Frades.

Bloco do Subúrbio Ferroviário é constituído por arranjo interestratificado de siltitos argiloso e folhelhos cinza esverdeado, laminação paralela e múltiplas intercalações de arenito médio a fino com espessuras variáveis. Com a atuação do intemperismo, geram-se de modo geral um solo expansivo, chamado de “massapê”.

A Prefeitura Municipal de Salvador - PMS, afirma que:

No setor sul do Bloco da Ilha de Maré observa-se intercalações de arenitos de granulação média, siltitos arenosos esverdeados e camadas centimétricas de folhelhos. Os arenitos e siltitos contêm lascas de lama e marcas de fluidização, estruturas de cargas e ondulações calgantes. A parte central é composta por um pacote de arenitos finos e arenitos siltosos de cor acinzentada, estrutura maciça contendo fragmentos de lama, marcas de fluidização, estruturas de cargas. Na parte norte destaca-se um pacote com espessura não-definida, composto, nessa ordem de importância, de arenitos, siltitos e folhelhos (PMS, 2004, p. 31).

Na parte Leste do Bloco da Ilha dos Frades, o mesmo é formado por arenitos médios de cor clara, em forma de maciço, ocorrendo em camada de espessura variável, podendo alcançar a profundidade de 30 metros sobre os arenitos finos, siltitos ou mesmo folhelhos. De modo geral é constituído por fragmentos angulosos de lama, carvão fóssil, intensa fluidização, estrutura de carga e solo resultante da escavação do leito deposicional e registro micro conglomerado (PMS, 2004).

A atuação do intemperismo sobre a rocha sedimentar do rifte do recôncavo cria um perfil de rocha alterada – solo jovem – solo maduro avermelhado com textura arenoso-siltosa e parâmetros de resistências próximos dos solos residuais

provenientes do granulitos. As encostas formadas apresentam perfis de solos arenosiltosos que diferencia uma das outras pelo grau de evolução do solo amadurecido ou através dos recortes de taludes. Nos solos recortados acidentes ocorrem na interface solo jovem/solo maduro ou na parte rasa do solo maduro, ocasionada por problema de drenagem (VIEIRA *et al.*, 2005).

- Complexo Cristalino do Embasamento

É formado pela associação de rochas cristalinas com arranjo estrutural e estratificado complexo e paragêneses minerais metamórficos de grau alto, chamado de “granulitos”. Essas rochas apresentam uma trama foliada e/ou gnaissificada, registros de deformação repetida e marcas de retrogradação metamórfica, com destaque a um conjunto homogêneo de ampla ocorrência territorial, composição compatível com os TTG (Tonalitos, Trondhjemitos e Granodioritos), representado pelos termos charnoquíticos a enderbíticos e uma outra associação de ascendência supracrustal, representada pelos gnaisses félsicos bandados ricos em granada, diopsiditos dentre outros. As fraturas e a zonas de cisalhamentos são preenchidas por bolsões graníticos de pouco volume e alta frequência, pegmatitos e aplitos completando assim, o arcabouço litoestrutural da unidade.

O índice de fraturamento do maciço rochoso é moderado a alto com a presença de 5 a 6 famílias sistemáticas, apresentando forte presença de fraturas com mergulhos altos. Quando o maciço está exposto ao talude de corte avaliação preliminar sobre a estabilidade revelou uma maior potencialidade para ruptura em cunha de pequenos blocos, podendo ocorrer o mecanismo de tombamento e translação (PMS, 2004). Segundo Deere e Patton (1971), esse tipo de maciço desenvolve um manto de alteração típico com espessura de até 30 m, com horizontes com alteração progressiva da rocha sã até o solo maduro. Os solos residuais formados são classificados como siltosos a silte-argilosos, apresentando valores médios de índice de plasticidade de 19,7%, limite de liquidez 52,1% e nível d'água que varia entre 0,2 e 30,9 metros, com valores médios de 10,3 metros (PMS, 2004).

- Escarpa da Falha de Salvador – Área de Pesquisa

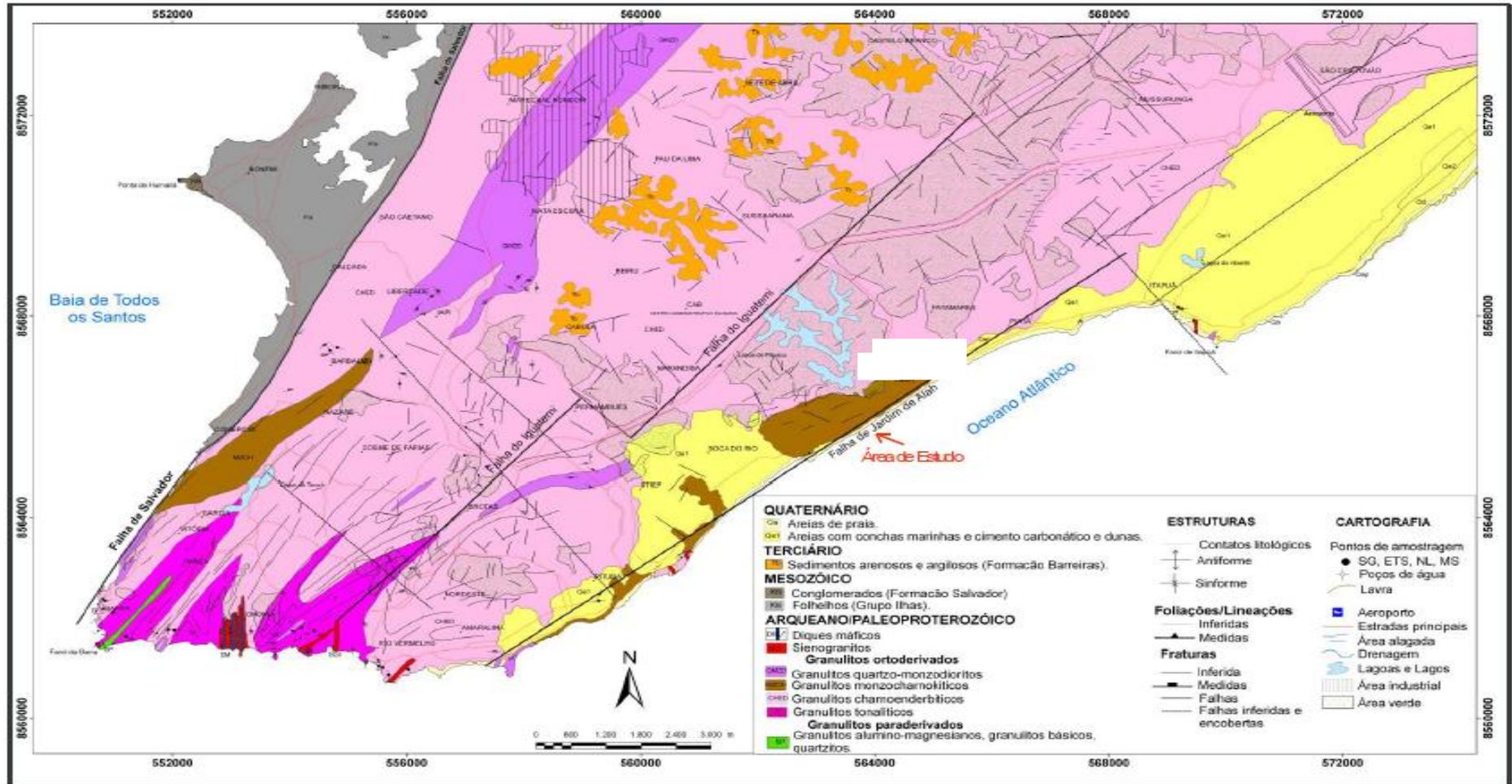
Sua história geológica está relacionada com a formação do Rifte Recôncavo-Tucano-Jatobá durante a abertura do Oceano Atlântico Sul. O movimento da Falha de Salvador aconteceu há cerca de 145 milhões de anos, no início do Cretáceo. As rochas do embasamento cristalino que foram afetadas pela Falha, são muito mais antigas, Pré-Cambrianas, com mais de 1,6 bilhões de anos, sendo representadas predominantemente por granulitos, rochas metamórficas de alto grau, que constituem o embasamento cristalino do Alto Salvador. A Falha de Salvador tem aproximadamente 150 km de extensão, rejeito de 6000 metros e localiza-se na borda Leste da Bacia do Recôncavo (BARBOSA *et al.*, 2005).

As rochas metamorizadas, graníticas e basálticas do embasamento cristalino arqueano-paleoproterozóico que compõem esse domínio, aparecem no mapa geológico (Figura 4.7) sinalizado pela cor salmão (BARBOSA e SOUZA *et al.* 2009).

Segundo PMS (2004), o domínio é formado por rochas do Embasamento Cristalino, Falha de Salvador e rochas sedimentares da Bacia do Recôncavo. O relevo é sustentado por um maciço rochoso que possui um sistema de fraturas constituído de pelo menos 5 famílias que segmentam a rocha, formando um padrão de descontinuidades intercruzadas com predominância das fraturas com mergulho elevado.

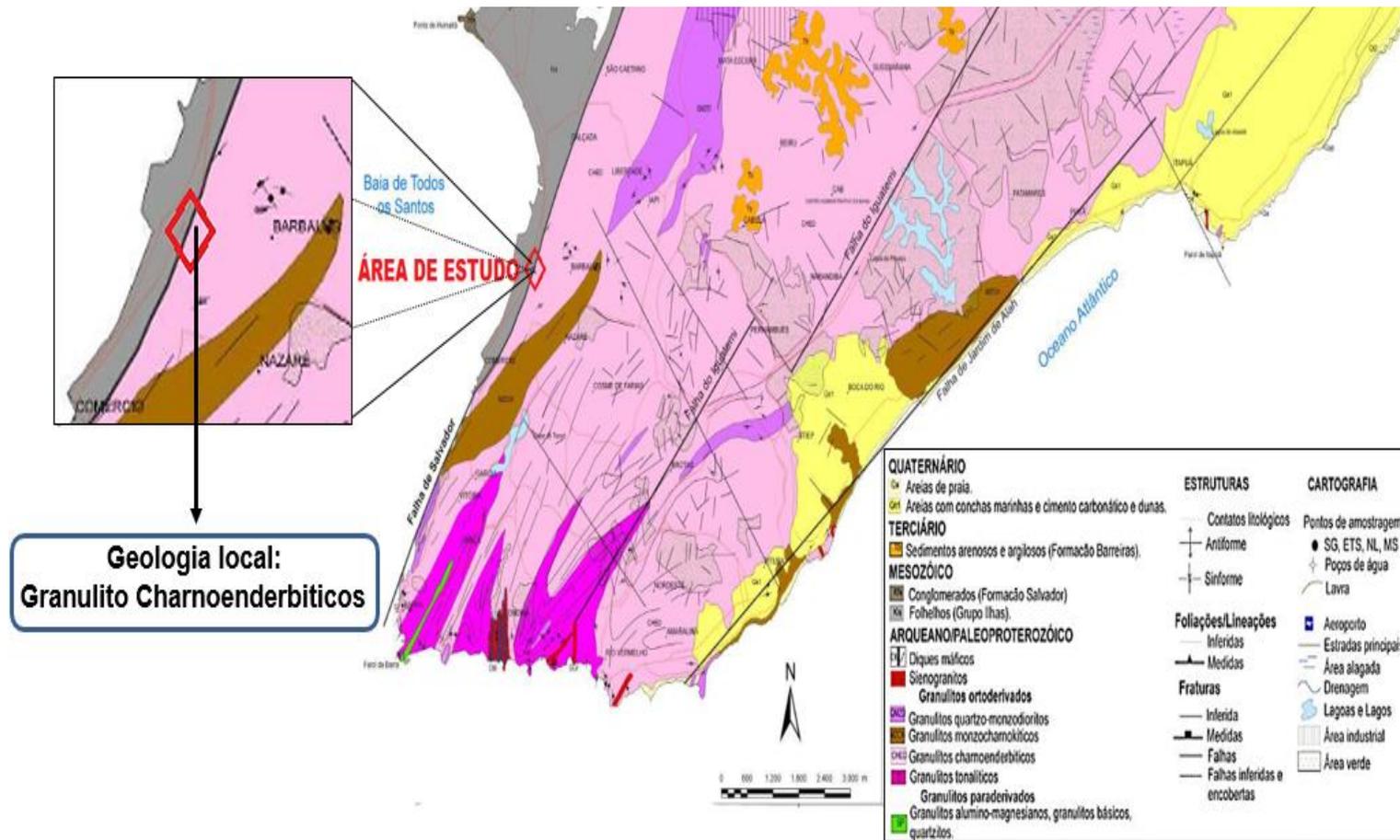
A área dessa pesquisa está inserida regionalmente na entidade geotectônica denominada Cráton do São Francisco (CSF) na Bahia (Figura 46), sobre as rochas metamórficas da fácies granulito-anfibolito (granulito charnoenberbiticos) que se estendem da região de Itabuna-Ilhéus ao sul, até a região de Curaçá ao norte do Estado e representam as raízes de um orógeno de orientação NS e de idade paleoproterozóica, denominado Itabuna-Salvador-Curaçá (BARBOSA *et al.*, 2005 apud BARBOSA; SABATÉ, 2002 e BARBOSA; SABATÉ, 2004).

Figura 45 - Mapa geológico de Salvador



Fonte: Barbosa e Souza et al. (2009).

Figura 46 - Geologia da área de estudo

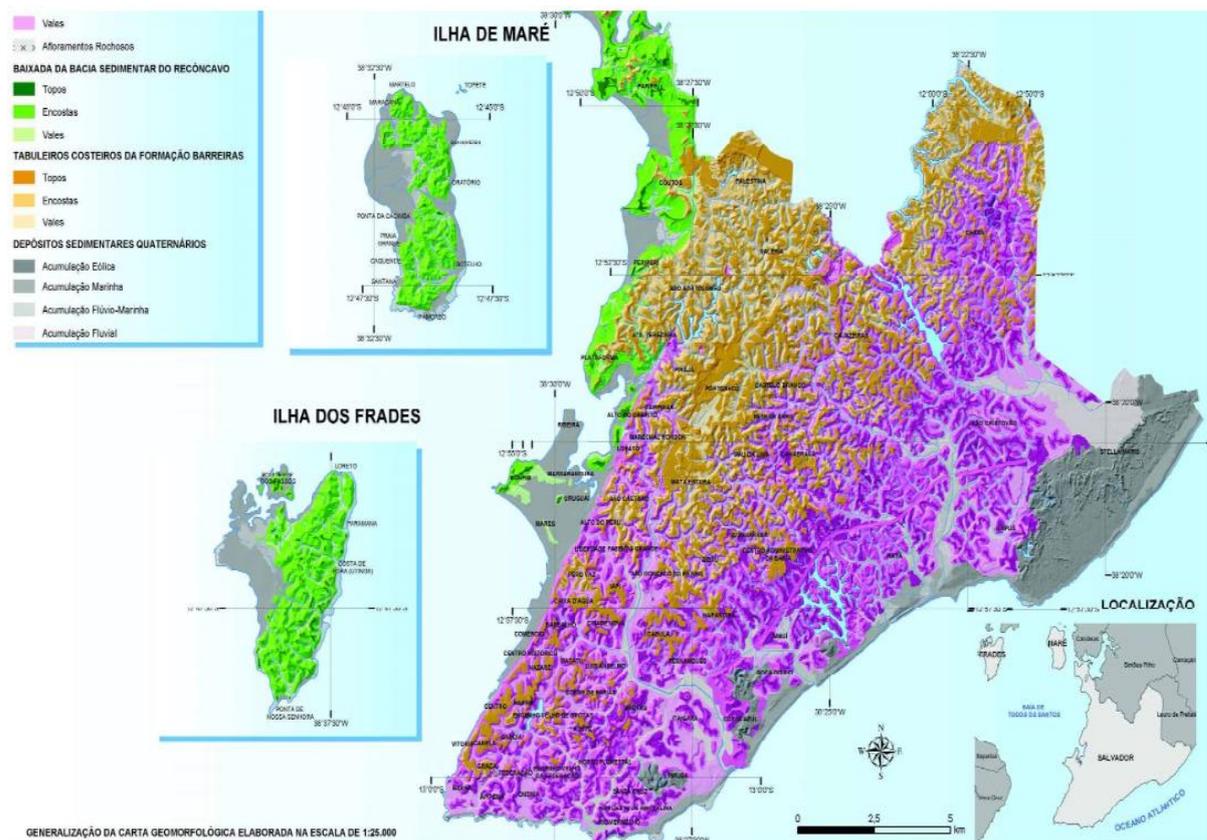


Fonte: Modificado de Barbosa e Souza *et al.* (2009).

4.5 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Segundo o PMS (2004), a geomorfologia de Salvador está dividida em quatro compartimento que definem as seguintes unidades: Depósitos Sedimentares Quaternários, Tabuleiros Costeiros da Formação Barreiras, Baixada da Bacia Sedimentar do Recôncavo Baiano e Planalto Dissecado no Embasamento Cristalino (Figura 47).

Figura 47 - Geomorfologia de salvador



Fonte: PMS, 2004.

- Depósitos Sedimentares Quaternários

Feição representada por áreas de acumulação fluvial, marinha e eólica que formam planícies, terraços, praias e dunas fixadas ou não por vegetação. Os processos mais atuantes morfodinâmicos são representados pela sedimentação marinha e/ou fluvial; solapamento da faixa costeira por ação das fortes ondas; variação do lençol freático; deflação (erosão eólica) e erosão provocada por ação antrópica. Esses processos causarão uma instabilidade nas áreas de acumulação fluvial, devido à elevação do lençol freático, em alagamentos, e na instabilidade em áreas de acumulação fluvial, marinha e eólica que se encontram desnudadas pela ação antrópica PMS (2004).

- Tabuleiros Costeiros da Formação Barreiras

Formada por superfície plana levemente rampada em posição de topo, com altitudes entre 60 e 117 m e declives inferiores a 10%. Encontra-se ainda incluso dentro desse compartimento, topos de morros e colinas aplainados e abaulados, encostas convexas de declives variáveis entre 11 e 70% e vales encaixados de fundo chato.

Os principais processos morfodinâmicos estão associados ao escoamento superficial difuso e concentrado, ao movimento de massa (fluxo), à infiltração e erosão decorrente da intervenção antrópica. Observa-se que a instabilidade morfodinâmica está relacionada com a formação de sulcos, ravinas, terracetes (pequenas áreas planas, situadas ao longo de uma encosta, que representam alterações localizadas na continuidade do perfil topográfico de uma vertente) e desmoronamentos em alguns topos e encostas, principalmente nas áreas de contato litológico e áreas antropizadas e desnudadas PMS (2004).

- Baixada da Bacia Sedimentar do Recôncavo Baiano

Compartimento localizado na zona intermediária composta na sua maioria por rochas gnáissicas, graníticas e migmatíticas situados a leste da Falha do Iguatemi, apresentando uma morfologia com predominância de colinas e lombadas com topos abaulados e/ou aplainados com declives inferiores a 10%, encostas de formas côncavas e convexas com declives médios variáveis entre 10 e 45%, e vales alargados com cotas diferenciadas. Nas ilhas predominam colinas e morros com topos aguçados e encostas convexas-côncavas de declives dominantes entre 25 e 45% (PMS, 2004). Nesse compartimento as altitudes situam-se entre 10 e 34 metros a partir do litoral até a parte mais interna a oeste, onde os morros mais altos perlongam o planalto costeiro (SACRAMENTO, 1975).

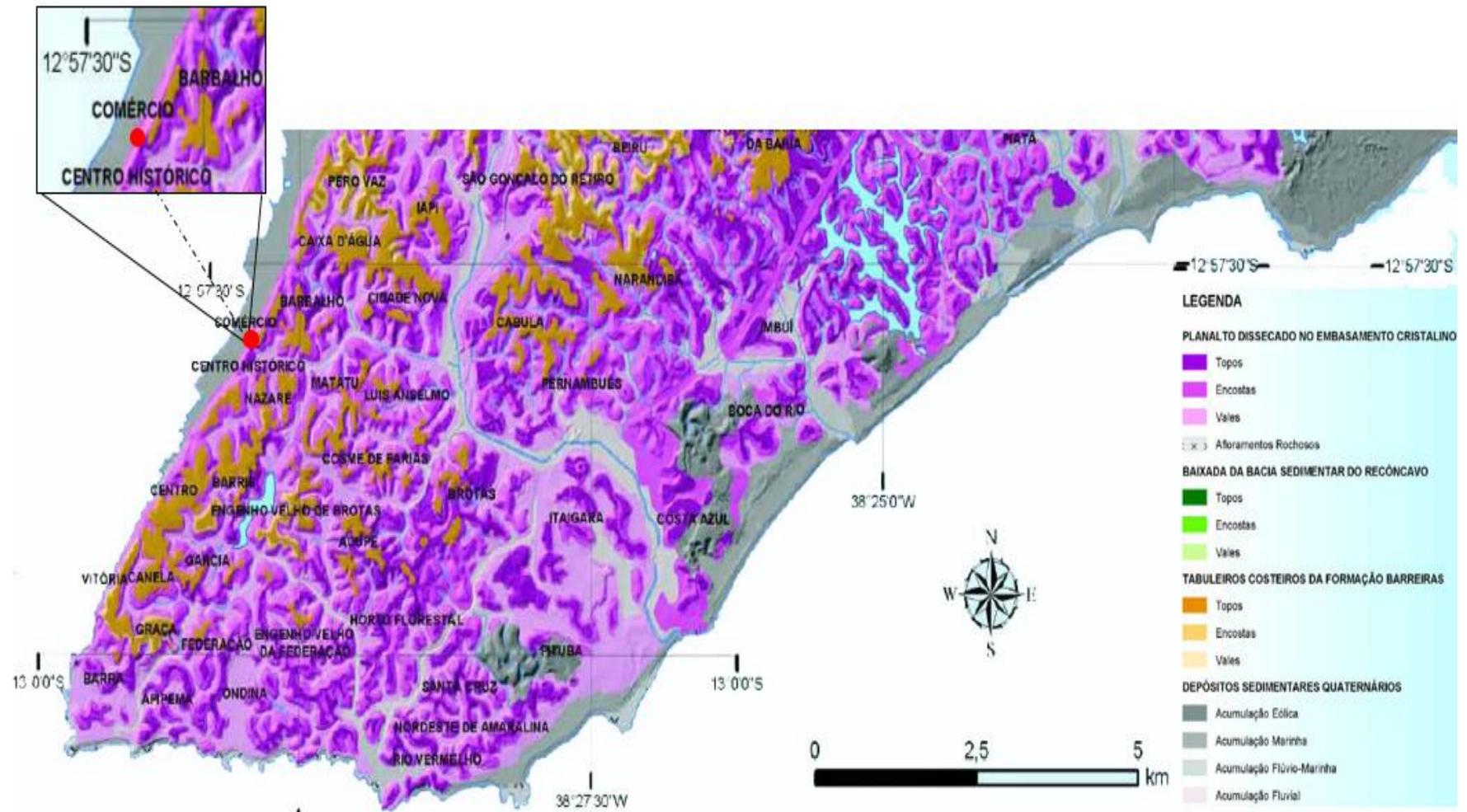
Os processos morfodinâmicos consistem nos mesmos referente ao Tabuleiros Costeiros da Formação Barreiras já citado anteriormente.

- Planalto Dissecado no Embasamento Cristalino

De acordo com Sacramento (1975), esse compartimento encontra-se localizados a oeste da falha do Iguatemi na faixa NE-SW, nas áreas dos granulitos tonalíticos e charnoenderbíticos (Figura 48), onde se localizam bairros como Cabula, Brotas, Federação, Barris, Liberdade, Barbalho, Santo Antônio, Nazaré, Valéria, Castelo Branco, Cajazeiras, Pau da Lima e Mata Escura. Apresenta altitude entre 34 a pouca mais de 100 m, com bordas caindo sobre vales entalhados com profundidade superior a 40 metros e encostas que variam de 9 a 45° de inclinação, apresentando na sua maioria vertentes que variam de 16 a 27°. Escarpas erosivas e rochosas completam a estrutura morfológica dessa unidade.

Segundo PMS (2004), os processos morfodinâmicos mais atuantes são o escoamento superficial difuso e concentrado, a infiltração e a erosão associada à intervenção antrópica. Verifica-se nessas unidades uma instabilidade forte nos taludes de cortes, quando desprovidos de drenagem superficial e/ou de contenções, com presença de sulcos, ravinas e deslizamentos de terra, áreas localizadas de desequilíbrio morfológicos. A seguir será descrito sobre a área da pesquisa, que encontra-se inserida na Escarpa da Falha de Salvador, pertencente ao compartimento Planalto Dissecado no Embasamento Cristalino (Figura 48).

Figura 48 - Geomorfologia das áreas próximas ao local de estudo.

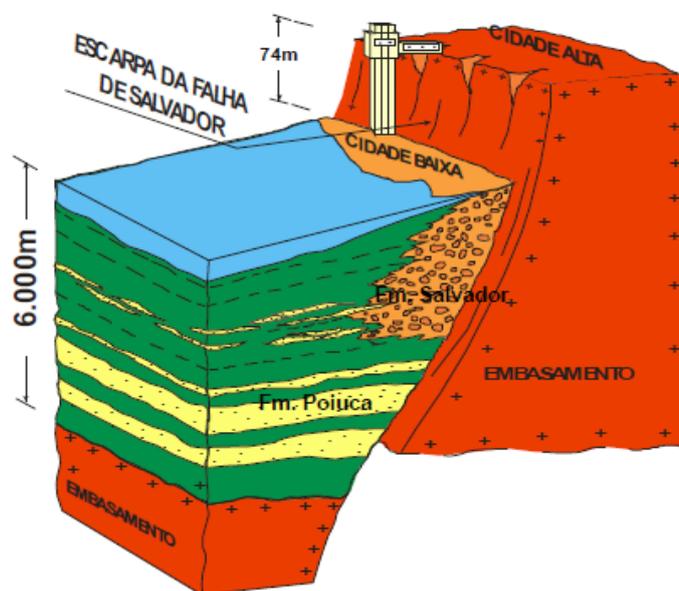


Fonte: Modificado de PMS, 2004.

- Escarpa da Falha de Salvador

Voltada para a orla da Baía de Todos, a Escarpa da Falha separa a Cidade Alta (Alto de Salvador) da Cidade Baixa (Planície Litorânea), sendo formada pelo resultado do longo processo de separação continental que afastou o Brasil da África (Figura 49), representada por rochas do embasamento cristalino e um pacote de rochas sedimentares da Bacia do Recôncavo (MAGNAVITA et al. 2005). A mesma apresenta desnível variando entre 60 a 80 metros, de aspecto contínuo e direção SW / NE, correspondente a uma encosta abrupta de perfil retilíneo de vertentes com declives superiores a 56° ($>150\%$). A parte superior da escarpa verifica-se a presença de solos residuais argilosos ou argilo-siltosos, sustentado por matacões, com exposição da rocha intensamente fraturada (SILVA, 2005). Vários trechos da vertente acomodam colúvios e/ou solos transportados, dispostos sobre rocha cristalina muito fraturada ou solos residuais mais lixiviados PMS (2004). De acordo Silva Filho (2008), solos residuais argilosos ou argilo-siltosos apresenta um manto de intemperismo possuindo espessura média variável entre de 10 e 20 metros.

Figura 49 - Bloco diagrama mostrando a zona da escarpa da Falha de Salvador e sedimentos da Bacia do Recôncavo.



Fonte: Modificado de Sanches e Pedreira, 2003.

4.6 ASPECTOS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

As principais e maiores bacias hidrográficas da porção continental do município do Salvador são a de Ipitanga 59 km², Jaguaribe 58 km², Camaragibe com 52 km², Rio das Pedras / Pituaçu com 28 km², Lucaia 18 km² e Cobre 17 km² (NASCIMENTO, 2008).

O rio Ipitanga utilizado para abastecimento de água de Salvador localiza-se na bacia hidrográfica do Recôncavo Norte, nasce no município de Simões Filho, estende pela parte central da Região Metropolitana de Salvador (RMS) e deságua em Lauro de Freitas, no rio Joanes, sendo o seu principal afluente (Santos *et al.*, 2010).

A bacia do rio Jaguaribe possui nascente nos bairros de Águas Claras, Valéria e Castelo Branco possuindo foz localizada na praia do Piatã (terceira ponte) no bairro de Patamares (Santos *et al.*, 2010). O rio Camaragibe nasce nos bairros de Marechal Rondon, Boa Vista de São Caetano, Calabetão e Mata Escura. Seu curso d'água percorre 14 Km, passando pelos os bairros Pero Vaz, IAPI, Caixa d'Água, Pau Miúdo e Saramandaia até chegar na foz localizada no bairro do Costa Azul (Santos *et al.*, 2010).

O Rio das Pedras é composto pelos Rios Cascão, Saboeiro e Cachoeirinha (margem direita) e do Rio Pituaçu (margem esquerda). O primeiro rio nasce nos grotões da área verde onde está localizado o Quartel do Batalhão de Caçadores – 19 BC, do Exército, no bairro do Cabula, o segundo nos grotões da localidade CABULA VII, bairro Beiru/Tancredo Neves, o terceiro no bairro de Sussuarana e o quarto próximas ao divisor de drenagem da Bacia do Camarajipe, próximo à BR-324, percorrendo aproximadamente 9,4 km, os bairros de Pau da Lima, Sussuarana, Nova Sussuarana, CAB e Pituaçu. O Rio das Pedras deságua no bairro da Boca do Rio (Santos *et al.*, 2010).

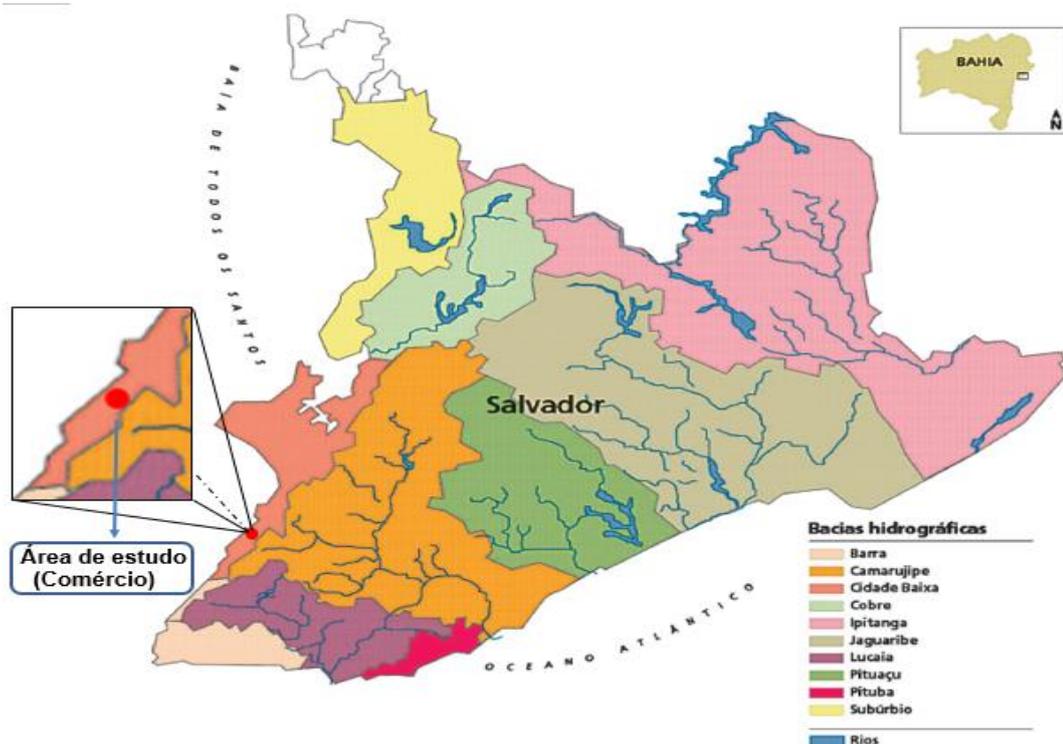
A Bacia do Lucaia tem suas nascentes nas encostas e grotões do lado leste da Av. Joana Angélica, recebendo contribuições do Campo Grande e parte dos bairros do Garcia, Barris, Tororó e Nazaré, percorrendo o canteiro central de toda a Av. Vasco da Gama, sendo alimentada pelas redes de drenagem das localidades de Alto do Gantois, Vales da Muriçoca e do Ogunjá, e também pelos bairros do Engenho Velho da Federação, Engenho Velho de Brotas, Acupe e Rio Vermelho,

além do riacho que passa na Av. Anita Garibaldi, por último desaguardo no Largo da Mariquita, no bairro do Rio Vermelho.

O Rio do Cobre tem sua principal nascente na Lagoa da Paixão, localizado no bairro Moradas da Lagoa. É represado em seu médio curso, separando alguns bairros da margem direita (Alto da Terezinha e Rio Sena), de Pirajá, na margem esquerda, passa pelo Parque São Bartolomeu e deságua na Enseada do Cabrito (Santos *et al.*, 2010).

A área da pesquisa de acordo com Santos *et al.*, (2010), faz parte da Bacia de Drenagem Natural do Comércio (Cidade Baixa) localizada a sudoeste do município de Salvador, ocupando uma área de 1,735 km². Essa bacia é composta por partes dos bairros do Comércio e Barbalho, Centro Histórico, Santo Antônio e Lapinha. Suas principais referências são a Baía de Todos os Santos e a escarpa da falha geológica de Salvador. A mesma apresenta semelhanças topográficas e morfológicas, em relação à bacia de drenagem natural de Itapagipe, com o paredão da falha geológica a montante e os caminhos naturais das águas interceptados pela declividade. A Figura 4.12, ilustra as bacias hidrográficas do município de Salvador.

Figura 50 - Bacias hidrográficas do município de Salvador



Fonte: Modificado PDDU, 2010.

4.7 ASPECTOS PEDOLÓGICOS (SOLOS)

De acordo com a EMBRAPA (1973), os solos encontrados no município de Salvador, são classificados como Podzól (P), Podzólico Vermelho - Amarelo (PV), Areia Quartzosa Marinha (AM) e Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico (LVd).

- Podzol (P)

Solos de textura arenosa não hidromórficos e hidromórficos, com presença de horizonte “B” espódico, precedido por horizonte “E” álbico. Podendo encontrar o horizonte E cimentado e endurecido, rico em matéria orgânica e em sesquióxidos, com predominância de alumínio e ferro.

Nos Podzóis de baixada quando hidromórficos, o horizonte B apresentará uma camada cimentada, dura, compacta e impermeável à água denominada de “ortstein”. Quando este ocorre no topo poderá atuar como aquífero superficial, acumulando a água na cor escura que se movimenta lateralmente entre os horizontes arenosos e a camada endurecida (CAVEDON, SHINZATO e JACQUES, 2000).

- Podzólico vermelho - amarelo (PV)

Apresentando cores avermelhadas nos horizontes subsuperficiais e uma distinta individualização em todo o perfil o solo Podzólico Vermelho-Amarelo, podem ser álbico ou distrófico com textura média/argilosa, às vezes cascalhenta e argilosa/muito argilosa, sempre com atividade de argila baixa (Tb), pertencente ao Grupo Barreiras que recobrem as rochas do Pré-Cambriano. A estrutura do horizonte A na maioria das vezes é fraca a moderada granular e, a dos horizontes B, é moderadamente desenvolvida, em blocos angulares e subangulares. Localiza-se nos terços médio e inferior dos vales encaixados em “V”, já nos relevos ondulados a montanhosos encontra-se nos topos, encostas de morros e colinas SILVA *et al.* (1981).

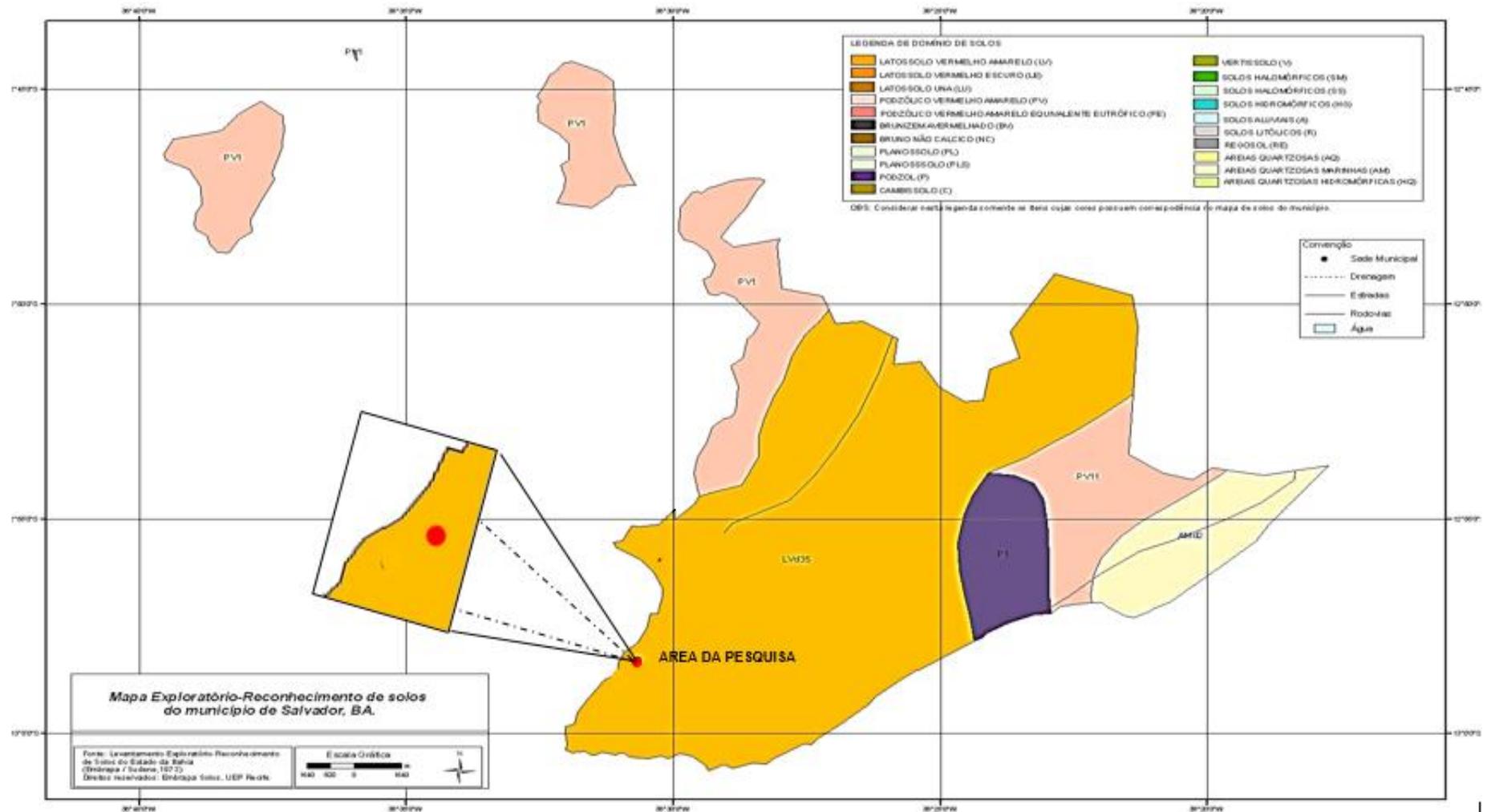
- Areias quartzosas marinhas

Situada nos terrenos da baixada litorânea, constituindo uma estreita faixa paralela à orla marítima ou em lençóis de dunas antigas, as Areias Quartzosas Marinhas são solos hidromórficos, profundos a muito profundos, excessivamente drenados e essencialmente quartzosos. São desenvolvidos exclusivamente de sedimentos areno-quartzosos não consolidados, de origem marinha referidos ao Holoceno, apresenta-se em relevo plano, suave ondulado e ondulado SILVA *et al.* (1981).

- Latossolo vermelho-amarelo distrófico (LVd)

De acordo com o mapa da EMBRAPA, 1973, o solo residual encontrado na área de estudo é um Latossolo vermelho - amarelo distrófico – LVd (Figura 51). Durante o desenvolvimento da dissertação não se fez a classificação do solo referente à área da pesquisa. O LVd encontra-se distribuído nos relevos planos até os montanhosos, possuindo argila de baixa atividade, elevada concentração de alumínio e baixa permeabilidade devido a diferença textural marcante.

Figura 51 - Mapa pedológico do município de Salvador.



Fonte: Modificado da EMBRAPA, 1973.

4.8 ASPECTOS FITOGEOGRÁFICO (VEGETAÇÃO)

De acordo com MMA (2002), o município de Salvador encontra-se dentro do domínio do Bioma da Mata Atlântica. Esse Bioma de acordo com a Lei nº 11.428, de 22 de Dezembro de 2006, da Constituição Federal, disposto no seu Art. 2º, integra as formações florestais e ecossistemas associados como Floresta Ombrófila Densa; Floresta Ombrófila Mista; Floresta Ombrófila Aberta; Floresta Estacional Semidecidual; e Floresta Estacional Decidual, manguezais, vegetações de restingas, campos de altitude, brejos interioranos e encraves florestais do Nordeste.

Afonso *et al.* (2010) e Oliveira *et al.* (2013) realizaram estudos, com a relação dinâmica da vegetação em Salvador para os períodos de 1995 a 2007 e em 2009, embora utilizando diferentes critérios de avaliação espacial chegaram a mesma conclusão. Foi constatado que ocorreu um avanço das áreas urbanizadas para dentro das áreas verdes no período compreendido entre 1995 e 2009. Afonso *et al.* (2010) utilizaram informações com base na delimitação das bacias hidrográficas existentes no município e Oliveira *et al.* (2013), trabalharam com a delimitação de bairros usualmente empregada por órgãos de planejamento urbano, nas esferas estadual e municipal. Segundo Almeida (2009), o município de Salvador não possui um Plano Diretor de Arborização.

A cidade de Salvador nos últimos anos sofreu um acelerado processo de expansão de área construída influenciado pelo mercado imobiliário, como incremento de ocupações espontâneas, gerando mudanças significativas na estrutura espacial da cidade, reduzindo assim as áreas verdes no perímetro urbano.

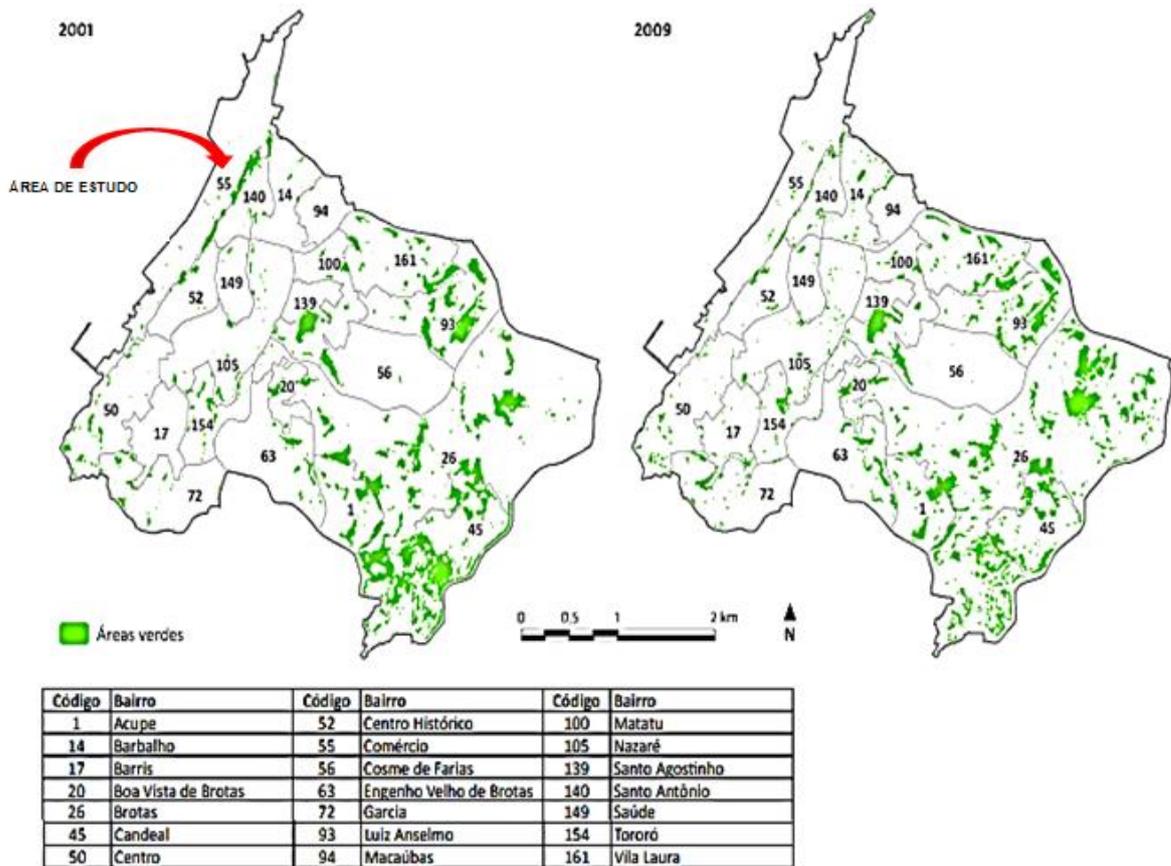
Segundo a CONDER (2016), o bairro em que encontra-se inserido o local de estudo no ano de 2009 apresentou de área verde 33.891,15 m², sendo que os valores de percentual e índice de cobertura vegetal foram de 2,43% e 25,20 m²/hab. Ao comparar os valores referente ao ano de 2009 com os de 2001, verificou-se que os valores de área verde, percentual e índice de cobertura vegetal sofreram reduções (Tabela 14). A Figura 52 mostra a variação de cobertura da vegetal área de estudo correspondendo, ao bairro do Comércio, cujo código é 55.

Tabela 14 - Índices de áreas verdes segundo o bairro Comércio do município de Salvador.

ÁREA DO BAIRRO (m ²)	ÁREA VERDE (m ²)		COBERTURA VEGETAL (%)		ÍNDICE DE COB. VEGETAL (m ² /hab)	
	2001	2009	2001	2009	2001	2009
1.404.535,10	65.692,97	33.891,15	4,68	2,43	32,75	25,2

Fonte: Modificado de CODER, 2016.

Figura 52 - Variação da cobertura vegetal para o ano de 2001 e 2009.



Fonte: Modificado de CODER, 2016.

As Figuras 53 e 54 indicam a vegetação encontrada na área de estudo. Foi verificado o plantio de muitas árvores frutíferas com destaque para as bananeiras.

Figura 53 - Bananeiras localizadas entre a base e o meio do talude



Fonte: O autor.

Figura 54 - Bananeiras localizadas no meio da encosta



Fonte: O autor.

5 METODOLOGIA – INVESTIGAÇÃO CAMPO E CAMPANHA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste item, serão apresentadas as metodologias de campo e laboratório utilizadas para fazer a caracterização geotécnica do solo encontrado na área de estudo. Na investigação de campo, foram realizadas as sondagens à percussão (SPT), determinação do coeficiente de permeabilidade através do Permeômetro de Guelph e retiradas de amostras deformadas e indeformadas (blocos). Em laboratório, realizou-se a caracterização física das amostras (Limite de Atterberg, Análise Granulométrica e Massa Especificados Grãos), Ensaio de Permeabilidade (TriFlex-II), Ensaio Edométrico Duplo, Cisalhamento Direto Convencional (condição natural e inundado), Cisalhamento Direto com Reversões Múltiplas, Triaxial CID, Curva Característica, Cisalhamento Direto com Sucção Controlada e Crumb Test.

5.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

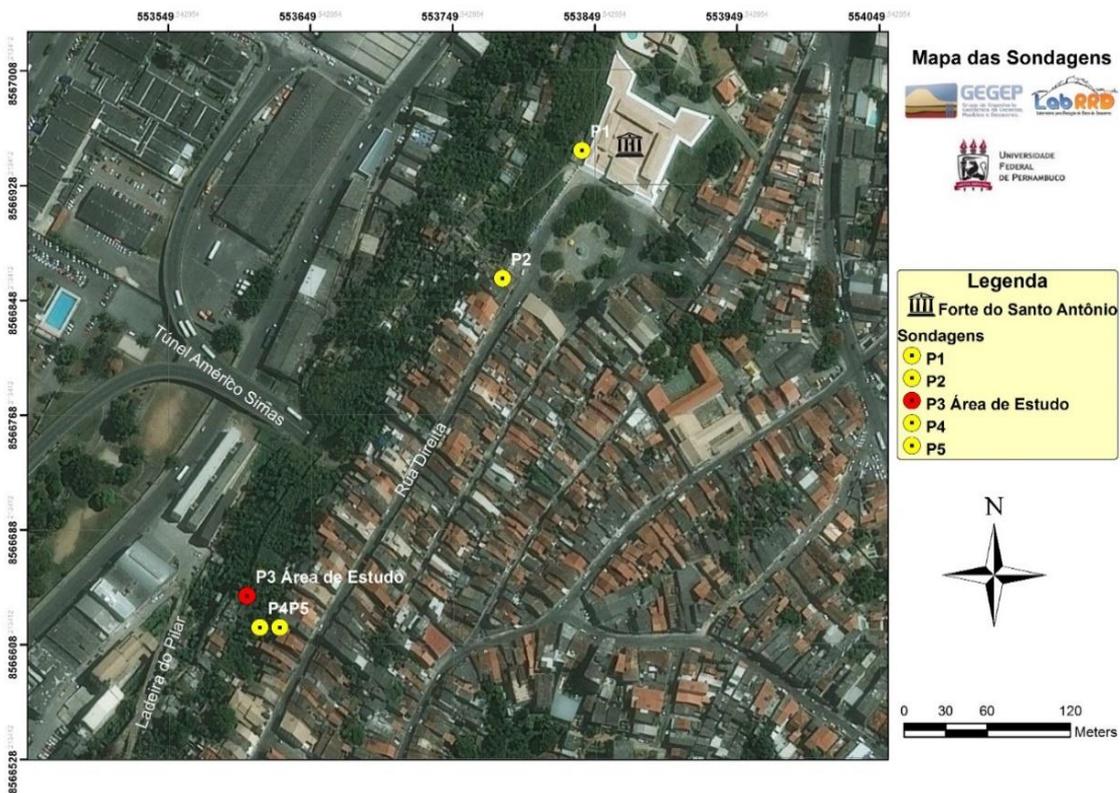
As investigações de campo realizada no presente trabalho foram divididas em sondagem de simples reconhecimento, retirada das amostras deformadas e indeformadas e ensaio com Permeômetro de Guelph.

5.1.1 Sondagem à Percussão SPT – (“*Standard Penetration Test*”)

As operações de sondagens de simples reconhecimento ocorreram entre os meses 11/2016 (estação primavera) e 02/2017 (estação verão), sendo realizados 5 furos de sondagens (Figura 55). As duas primeiras sondagens (P-1 e P-2) foram executadas nas proximidades da Praça do Santo Antônio Além do Carmo, bairro do Santo Antônio, possuindo coordenadas de localização apresentadas na Tabela 15. Já as três sondagens restantes (P-3, P-4 e P-5), foram efetuadas no bairro do Comércio - Ladeira do Pilar. Todas as sondagens foram executadas conforme a NBR 6484/01 – Sondagem de simples reconhecimento com SPT (Figura 56). As sondagens localizadas nos pontos P-01, P-02 e P-03 foram realizadas para

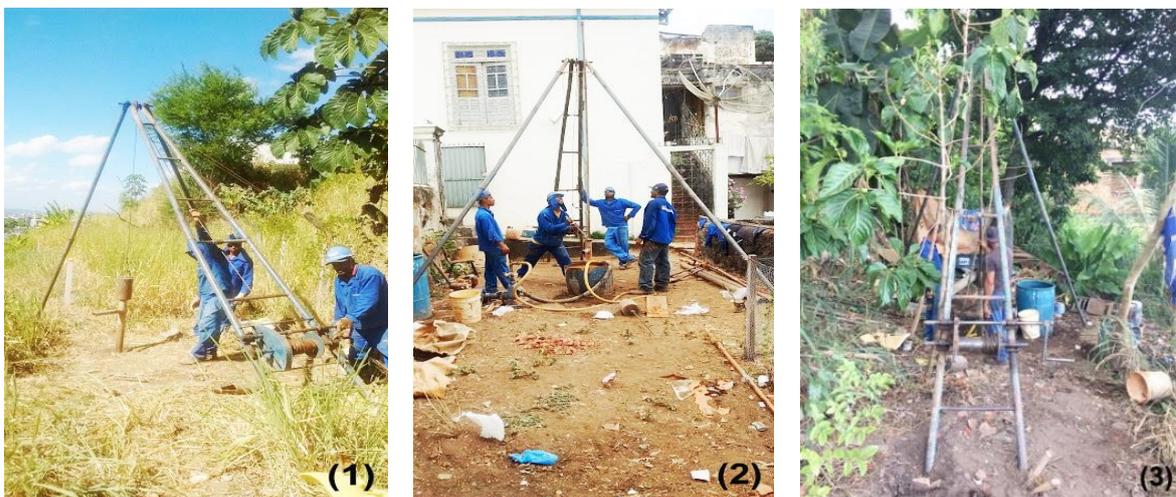
conhecer o perfil transversal do solo e em seguida, definir qual seria a área de estudo. Os perfis de sondagens realizadas nos pontos P-04 e P-05, foram obtidos do banco de dados da Universidade Federal da Bahia.

Figura 55 - Localização dos locais onde foram realizadas as sondagens.



Fonte: O autor

Figura 56 - Execução das sondagens a percussão P-1, P-2 e P-3.



Fonte: O autor.

Tabela 15 - Coordenadas UTM dos pontos de sondagens.

PONTOS DE SONDAGENS	MERIDIANO	E (m)	L (m)
P1	24 L	553840,77	8566952,79
P2		553784,80	8566863,12
P3		553603,00	8566639,00
P4		553613,43	8566620,45
P5		553627,32	8566620,42

Fonte: o autor.

5.1.2 Amostragem

As amostras deformadas e indeformadas foram retiradas no mês de maio de 2017 (estação outono) no ponto P-3, de acordo a NBR 9604/86 (Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas), nas seguintes profundidades: 1,20 m, 2,40 m e 7,10 m. Essas profundidades referem-se a distância entre o centro da amostra indeformada e a superfície. O poço foi escavado até 7,30 m de profundidade e interrompeu-se o mesmo, pois foi encontrado alteração de rocha. As profundidades para a retirada das amostras foram escolhidas em função do tipo de solo encontrado em cada camada e variação brusca do valor do N_{spt} com o aumento da profundidade.

De cada profundidade coletou-se duas amostras indeformadas na forma de blocos cúbicos com aresta de 30 cm e uma amostra deformada colocada em saco com aproximadamente 10 kg, proveniente do material resultante da talhagem dos blocos. As amostras deformadas (AM-01, AM-02 e AM-03) foram acondicionadas em sacos de boa resistência, etiquetadas e transportadas para o Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia (UFBA), onde se realizaram os ensaios para caracterização como: Limite de Atterberg, Análise Granulométrica e Massa Específica dos Grãos. Já as amostras indeformadas (BL-01, BL-02 e BL-03), foram transportadas para o Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, onde realizaram-se os ensaios de Condutividade hidráulica, Cisalhamento direto (condição natural e inundado), Cisalhamento com reversões múltiplas, Triaxial CID, Cisalhamento direto com sucção controlada, Curva característica, Compressão edométrica duplo e Dispersão rápida (Crumb Test ou Torrão).

Em resumo, ao chegar à cota desejada o bloco era obtido por escavação até chegar às dimensões 30 x 30 x 30 cm. Em seguida, o mesmo era envolvido com

uma camada de papel alumínio e tecido de morim. Posteriormente, aplicavam-se várias camadas de parafina até formar uma capa rígida. Após retirados, os blocos eram acondicionados em caixa de madeira com dimensões de 35 x 35 x 35 cm preenchidas com serragem e levadas ao Laboratório de Geotecnia da UFBA. As Figuras 57 (a), (b), (c) e (d) mostram alguns detalhes da retirada dos blocos.

Figura 57 - (a) Moldagem do bloco, (b) Fixação do papel laminado, (c) Bloco envolvido com tecido morim e parafina, (d) e (e) Bloco acondicionado na caixa de madeira com serragem e (f) Abertura do bloco.



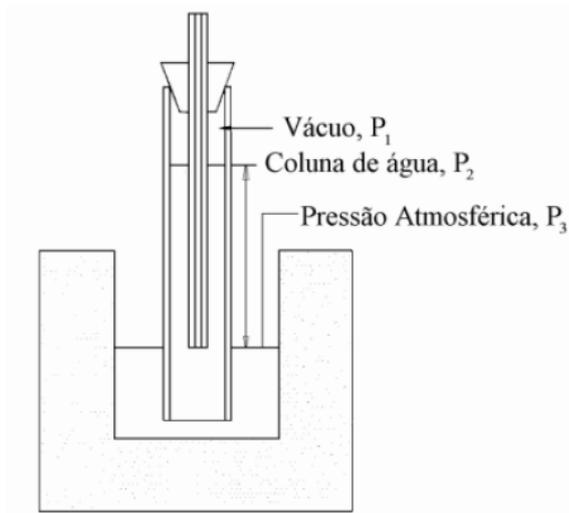
Fonte: O autor.

5.1.3 Ensaio do Permeômetro Guelph

A condutividade hidráulica do solo é uma propriedade do solo, relacionado com a sua capacidade de conduzir água. O conhecimento da mesma é de grande importância em estudos de modelagens de quaisquer fenômenos ligados ao movimento de água no solo (infiltração, drenagem, lixiviação de nutrientes, etc), sendo na maioria das vezes decisivo na escolha de uma solução de projeto geotécnico. A avaliação da condutividade foi realizada no ponto P1 (meio do talude), através do Permeômetro Guelph, que realiza um ensaio pontual de carga constante, no qual se encontra a permeabilidade saturada (K_{fs}) e o potencial de fluxo mátrico (ϕ_m) (LAFAYETTE, 2006). O valor da permeabilidade não saturada (K) também poderá ser determinado conhecendo-se os valores de sucção do solo “*in situ*” (SANTANA, 2006).

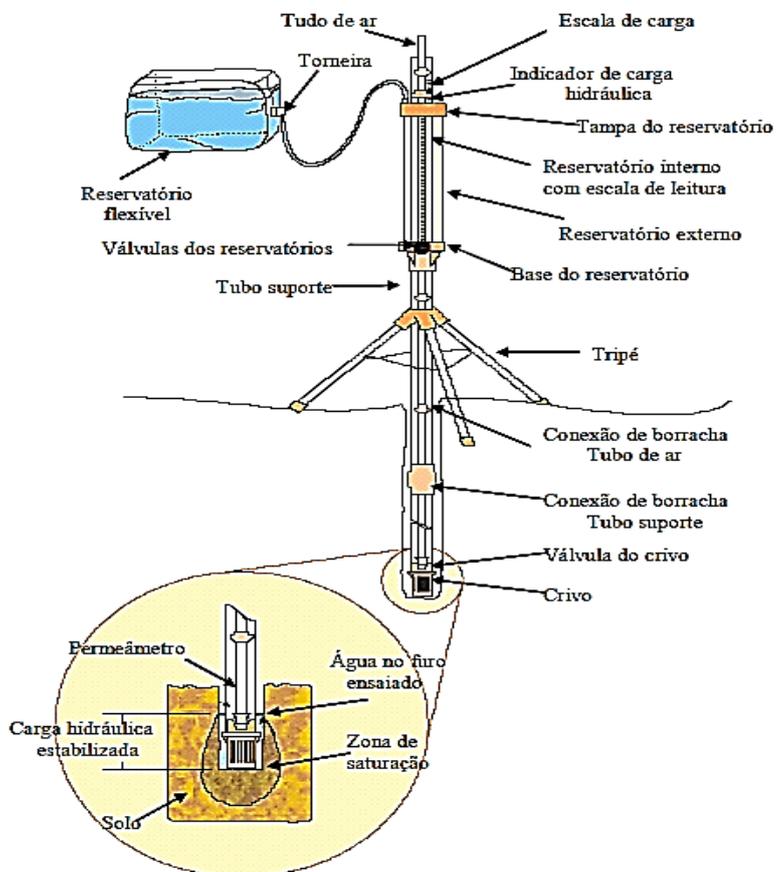
O princípio utilizado durante a realização do ensaio de permeabilidade com o Permeômetro de Guelph é o do tubo de Mariotte, sendo um método simples e rápido, para se estabelecer o equilíbrio de carga, ou seja, a soma da pressão reduzida (vácuo) no ar P_1 existente acima da água do reservatório do equipamento, junto com a pressão da coluna de água P_2 existente entre a superfície da água no furo do ensaio e a superfície da água do reservatório, sempre se iguala a pressão atmosférica P_3 (Ver Figura 58). A Figura 59, ilustra o princípio de funcionamento do equipamento que é constituído por três reservatórios: o primeiro é o flexível e permanece fechado durante o ensaio; o segundo é o interno com leitura escalar (utilizado para solo com baixa permeabilidade) e por último o reservatório externo (utilizado em combinação com o reservatório interno, quando o solo possui de moderada a alta permeabilidade).

Figura 58 - Princípio de Mariotte empregado no furo do Ensaio de Guelph.



Fonte: SANTANA, 2006.

Figura 59 - Esquema do Permeômetro Guelph.



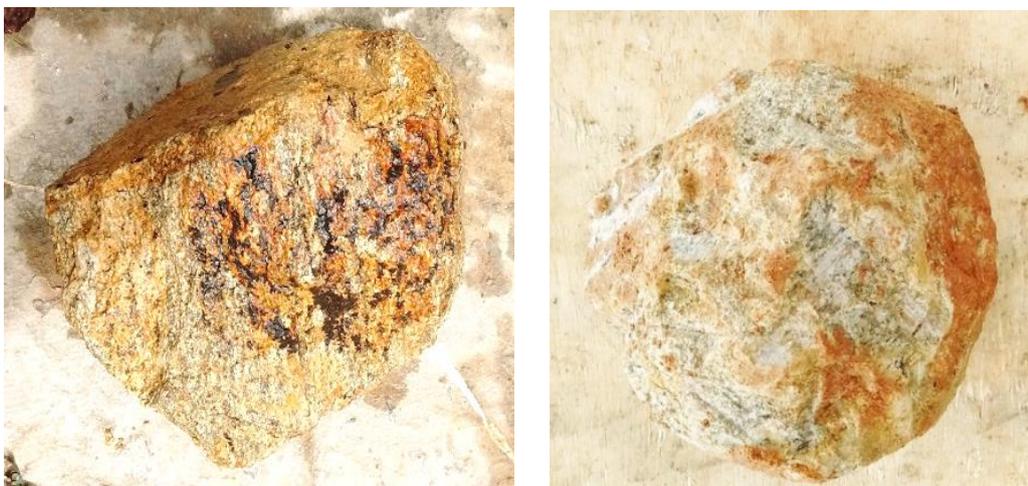
Fonte: LIMA, 2002.

Para esta pesquisa, o procedimento do ensaio foi realizado de acordo com o manual do equipamento Soilmoisture (1991), realizando as seguintes etapas:

- Abertura do furo

Para a escolha do local onde seria realizada a abertura do furo e as profundidades para execução dos ensaios de permeabilidade levou-se em consideração: a topografia do terreno e o perfil do solo. No caso dessa pesquisa, escolheu-se um ponto no meio do talude localizado a 1,20 m de distância da borda do poço (P1), onde foram retiradas as amostras deformadas e indeformadas (Figura 55). Os ensaios foram realizados de metro a metro, até alcançar 3 m de profundidade. Após atingir os 3,30 m foi verificada a presença de rocha alterada e interrompeu o ensaio. Fez um novo furo com o trato manual de diâmetro de 9 cm a uma distância 1,10 m da borda do poço em sentido oposto do primeiro. Ao iniciar a escavação foi verificada novamente a presença de rocha alterada no primeiro metro, que impossibilitou a continuidade da realização do ensaio (Figura 60).

Figura 60 - Alteração de rocha encontrada durante a fase de escavação do poço para retiradas das amostras indeformadas



Fonte: O autor.

- Procedimento de instalação

Ao atingir a profundidade desejada, iniciou-se a montagem do equipamento (Tripé, conexão dos tubos, abastecimento dos reservatórios com água e instalação do permeâmetro no furo). O equipamento de Guelph utilizado já era adaptado para atingir as profundidades de 2 e 3 m para a realização dos ensaios (Figura 61).

Figura 61 - Adaptação feita no equipamento Permeâmetro de Guelph da UFBA.



Fonte: O autor.

- Realização do ensaio

Aplicou-se, a partir da elevação do tubo de ar do Mariotte uma primeira carga constante de $H_1 = 3$ cm no furo do ensaio e foram efetuadas leituras do volume de água na escala de carga de tempos em tempos, até a taxa de rebaixamento d'água no reservatório se tornar constante (Figura 62).

As leituras das variações de volume de água foram feitas em intervalo de tempo iguais, iniciadas a partir da equalização da pressão no sistema, sendo indicada pelo surgimento de bolhas de ar em intervalos de tempo uniformes (fluxo constante). As leituras foram finalizadas quando a diferença entre três leituras se tornou constantes. Em seguida foi aplicada uma nova carga constante de $H_2 = 6$ cm e se repetiu o ensaio;

Todas as leituras foram lançadas em uma planilha em Excel, a fim de se realizar os cálculos necessários para obter os valores dos parâmetros de permeabilidade de campo a cada metro do furo.

Figura 62 - Ensaio de permeabilidade com Permeômetro Guelph – Ponto (P1).



Fonte: O autor.

5.2 CAMPANHA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A campanha de ensaios de laboratório realizada no presente trabalho foram caracterização física, condutividade hidráulica – Triflex II, edométricos duplo, curva de retenção ou característica, cisalhamento direto na condição natural e inundado, cisalhamento direto com reversões múltiplas, cisalhamento direto com sucção controlada, triaxial adensado drenado (CID) e dispersão rápida.

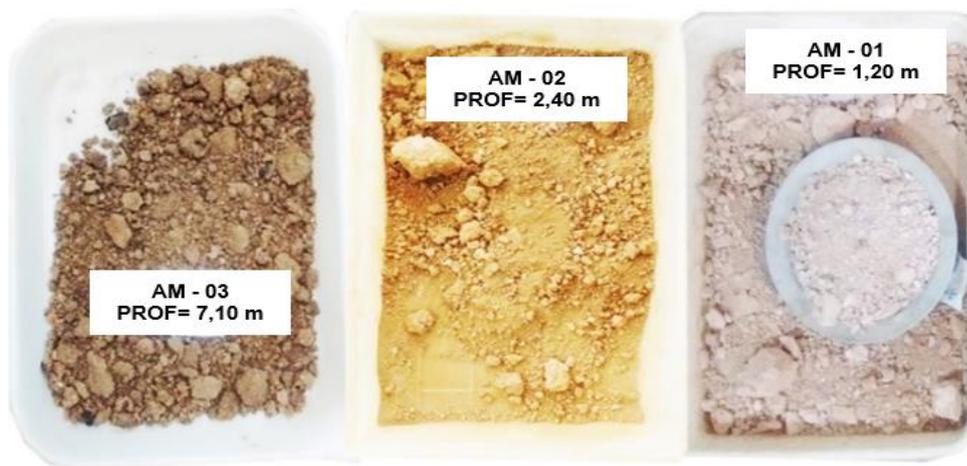
5.2.1 Ensaios de Caracterização Física

A análise da distribuição das dimensões dos grãos ou granulometria do solo foi realizado nas amostras deformadas (AM-01, AM-02 e AM-03) retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10m utilizando as seguintes normas:

- NBR 6467/2016 - Preparação de Amostras (Figura 63);

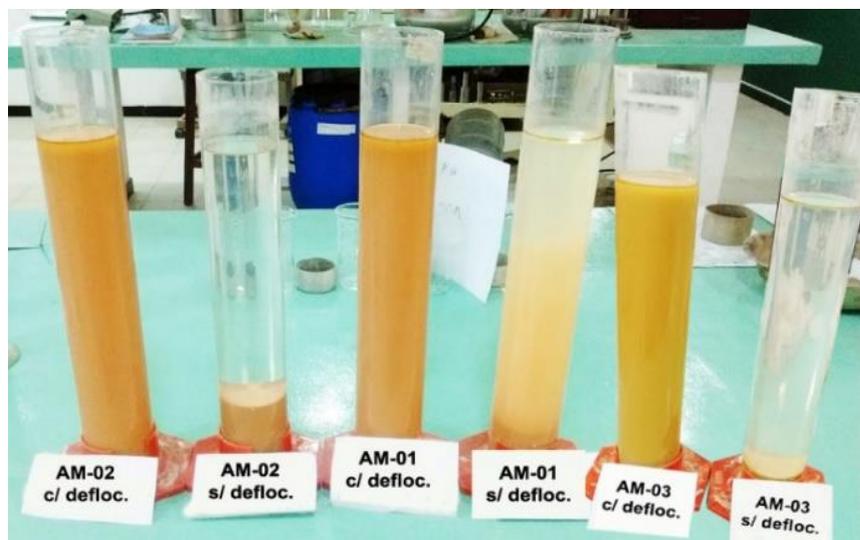
- NBR 7181/2016 - Análise granulométrica;
- NBR 13602/96 - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo (Figura 64);
- NBR 6508/2017 - Determinação da massa específica (Figura 65);
- NBR 6459/2016 - Determinação do limite de liquidez (Figura 66);
- NBR 7180/88 - Determinação do limite de plasticidade.

Figura 63 - Preparação de Amostras.



Fonte: O autor.

Figura 64 - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo



Fonte: O autor.

Figura 65 - Determinação da massa específica.



Fonte: O autor.

Figura 66 - Determinação do Limite de Liquidez.



Fonte: O autor.

5.2.2 Condutividade Hidráulica – Triflex II

O TriFlex II é um aparelho utilizado para se obter a condutividade hidráulica ou permeabilidade do solo em amostra indeformada (Figura 67). Uma das principais características do equipamento é realizar o ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões confinante, base e topo. Para a realização dos ensaios foram seguidas as seguintes etapas:

- Moldagem dos corpos de prova

Inicialmente foram moldados três corpos de prova, sendo retirada uma unidade por amostra indeformada referente AM-01, AM-02 e AM-03. Os mesmos foram moldados nas seguintes dimensões: diâmetro de 10 cm e altura de 12,7, 12,7 e 12,7 cm. A Figura 5.13, ilustra as etapas para realizar a moldagem do corpo de prova.

Figura 67 - Moldagem do corpo de prova



Fonte: O autor.

- Preparação do corpo de prova

Após a moldagem do corpo de prova, colocou-se em seu topo e base um conjunto constituído por pedra porosa e papel filtro, sendo acrescentado apenas na parte superior o “*top-cap*” (peça de acrílico com orifício que permite a saída de água durante a realização do ensaio). Em seguida o corpo de prova foi envolvido com uma membrana de látex, sendo fixado no mesmo na parte superior e inferiores ligas de borrachas com o objetivo de melhorar a segurança lateral evitando assim, o contato com a água. Por último o mesmo foi inserido em uma célula de acrílico para aplicara pressão confinante, semelhante a uma câmara triaxial (Ver Figura 68).

Figura 68 - Preparação do corpo de prova para realização do ensaio de permeabilidade



Fonte: O autor.

- Saturação do corpo de prova

Após a expulsão do ar do corpo de prova por fluxo ascendente, iniciou-se o processo de saturação da amostra por contra-pressão aplicando-se uma tensão confinante de 320 kPa (σ_{conf}), tensão de topo (σ_{topo}) e base (σ_{base}) de 300 KPa durante 24 h (Figura 69). Após esse período verificou-se se a amostra tinha saturado por meio do parâmetro \bar{B} (Equação 5.1), utilizando um transdutor com leitura externa de poro-pressão. Quando \bar{B} apresentava valores iguais ou superiores a 0,95, considerava que o solo encontrava-se saturado (SKEMPTON, 1954).

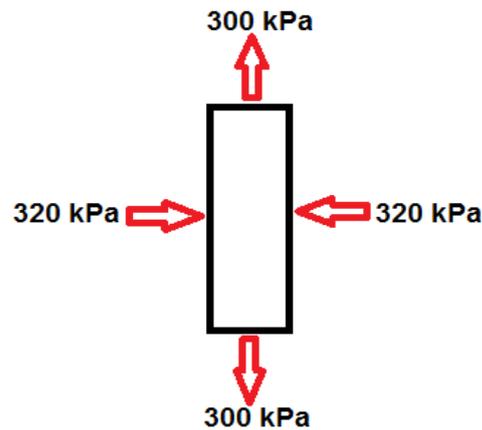
$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

Δu = Excesso de poro-pressão gerado;

$\Delta \sigma_3$ = Acréscimo de tensão confinante aplicado.

Figura 69 - Tensões aplicadas para a saturação do corpo de prova

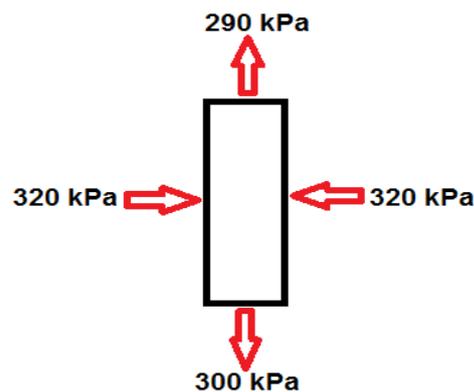


Fonte: O autor.

- Realização do ensaio

Confirmada a saturação do corpo de prova, iniciou-se o ensaio de permeabilidade aplicando as pressões na amostra (topo=290 kPa, lateral= 320 kPa e base= 300 kPa), observando que a pressão lateral deve ser maior do que as pressões atuantes na base e topo, sendo a pressão da base ligeiramente maior do que no topo de forma a promover o gradiente hidráulico (Figura 70). Em seguida liberou-se o fluxo constante e ascendente da base para o topo e mediu-se o tempo necessário para que um volume de 5 ml percolasse pelo corpo de prova (Figura 71). Repetiu-se o procedimento até que se observou no mínimo três leituras de tempo com pequenas variações $\pm 5\%$. Por último aplicou-se os dados na Equação 29.

Figura 70 - Tensões aplicadas para a realização do ensaio.



Fonte: O autor.

Figura 71 - Realização do ensaio de permeabilidade utilizando o equipamento Triflex II.



Fonte: O autor.

$$k = \frac{V.L}{h.A.t} \quad (\text{Equação 29})$$

Onde:

K= Coeficiente de permeabilidade (cm/s);

V= Volume de percolação (cm³);

L= Comprimento de percolação que igual a altura do corpo de prova (cm);

h= Altura da carga hidráulica constante durante o ensaio (cm);

A= Área da secção do corpo de prova (cm²);

t= Tempo de percolação para água percolar o volume "V" (s).

5.2.3 Edométricos duplo

Para avaliar as deformações de colapso em amostras indeformadas nas condições natural e inundada, submetidos a diferentes valores de tensões aplicadas no solo em estudo, realizou-se o ensaio edométrico do tipo duplo.

Caracterização do equipamento

O equipamento utilizado para a realização o ensaio edométrico do tipo duplo foi a prensa de adensamento fabricada pela empresa Ronald Top S.A, 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 (Figura 72).

Figura 72 - Prensa de adensamento Ronald Top S.A.



Fonte: O autor.

Moldagem dos Corpos de prova

Foram moldados 2 corpos de provas de cada amostra indeformada (AM-01, AM-02 e AM-03), em anéis de aço inoxidável com diâmetro de 76,2 mm e espessura igual a 20 mm (Figura 73).

Figura 73 - Moldagem do corpo de prova (AM-01).



Fonte: O autor.

Montagem da célula edométrica

Após a moldagem do corpo de prova põe-se o mesmo na base da célula de adensamento que contém pedra porosa e papel filtro. Em seguida, insere-se a parte superior um conjunto formado por pedra porosa e papel filtro. A pedra porosa utilizada para compor o corpo de prova na condição natural foi seca ao ar, antes da colocação do papel filtro, já para a condição inundada, a mesma foi imersa em água destilada para saturar. Posteriormente fixou-se a parte superior e inferior da célula de adensamento utilizando parafusos. Por último, colocou-se o colarinho metálico para a distribuição das tensões (Figura 74).

Figura 74 - Moldagem da célula edométrica.



Fonte: O autor.

Realização do ensaio

Nos ensaios edométrico duplo, foram utilizados dois corpos de prova submetidos às mesmas tensões e condições diferentes: um, na umidade natural, e outro, inundado.

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio no LSI/UFPE (Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE) estão de acordo com Ferreira (1995):

- Após a montagem dos corpos de prova nas células edométricas, as mesmas foram levadas às prensas de adensamento. Em seguida saturou-se uma das amostras com água destilada através da mangueira fixada na base da célula de adensamento com o auxílio de uma piceta. Posteriormente, envolveu parte superior da célula e a entrada de água da mangueira com filme plástico preso por ligas de borracha, para evitar perda de umidade durante a realização do ensaio;
- A prensa de adensamento foi nivelada;
- Colocou-se um contrapeso para nivelamento, e regulou-se o braço de alavanca através dos parafusos contidos na prensa de adensamento até tocar na célula de adensamento;
- Ajustou-se o extensômetro fabricado pela Mitutoyo com sensibilidade de 0,01 mm;
- Iniciou-se o carregamento e as leituras das deformações nos tempos 0,6, 15, 30 s, 1 min, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240 e 480 min, anotando as diferenças de leitura, após 15 min dobrou-se o tempo de leitura até que a diferença não excedesse 5% (FERREIRA, 1995). As cargas aplicadas foram 2.5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280 kPa. Já para a fase de descarregamento aplicou-se 640 kPa, 160, 40 kPa. Cada carregamento era aplicado durante um período de 24h.

5.2.4 Curva Característica de Retenção de Água

No presente trabalho foi utilizado o método do papel filtro para construção das curvas características, referente às amostras indeformadas AM-01, AM-02 e AM-03.

Moldagem dos Corpos de prova

Após talhagem das amostras indeformadas e sua determinação da sua umidade inicial foram moldados no total 18 corpos de prova em anéis com 76,2 mm de diâmetro e espessura igual a 20 mm (Tabela 16), sendo 6 anéis retirados de cada amostra indeformadas (AM-01, AM-02 e AM-03).

Tabela 16 - Quantidade de amostras para cada amostra indeformada.

AMOSTRAS	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	Nº DE AMOSTRA
AM-01	1,20	27,80	6
AM-02	2,40	26,60	6
AM-03	7,10	21,90	6

Fonte: O autor.

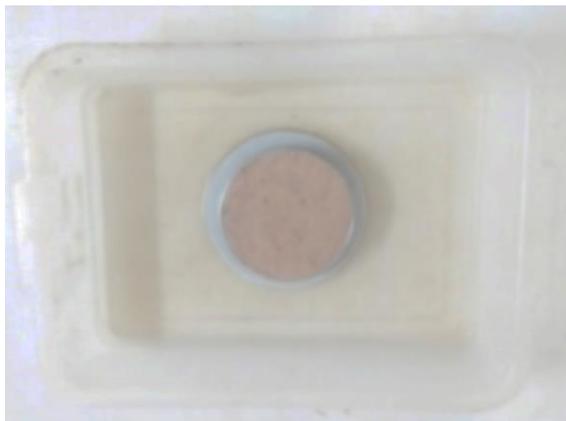
Realização do ensaio

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio no LSI/UFPE (Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE) estão de acordo com Souza Neto, 1998:

Primeira etapa

- Separou-se um corpo de prova de cada amostra indeformada, colocando sob o mesmo, um papel filtro e uma pedra porosa dentro de uma bandeja contendo água destilada para provocar a saturação por capilaridade (Figura 75). Após 24 horas, pesou-se o corpo de prova e verificou-se o grau de saturação. Inseriu-se em ambas as faces da amostra o papel filtro Watman Nº 42, em um dos lados o contato era direto com o solo (medida de sucção mátrica), e no outro o papel era inserido em cima do geotêxtil (medida de sucção total).

Figura 75 - Etapa de saturação do corpo de prova



Fonte: O autor.

- Em seguida, o corpo de prova era envolvido com o filme plástico e papel laminado, sendo acondicionado em uma caixa de isopor durante 7 dias;
- Após 7 dias embalado, retirava-se os papeis da amostra pesava na balança analítica de sensibilidade de 0,0001g e colocava em duas cápsulas metálicas, para posteriormente leva-los à estufa durante 24 horas com temperatura entre 105 - 110°C. O tempo decorrido entre a retirada dos papeis do corpo de prova e a sua pesagem variou entre 5 - 10 segundos (Figura 76);
- Passados às 24 horas removiam-se as cápsulas da estufa e colocavam-nas no dessecador para evitar perda de umidade até a sua pesagem. Em seguida, retiravam-se os papeis do dessecador e pesava-os em uma balança analítica. O tempo para o transporte do papel retirado da estufa até a pesagem não superou 30 segundos (SOUZA NETO, 1998);
- Calculava-se a umidade (w_p) em que se encontrava o papel Watman N° 42;
- Através da equação 30 e 31, referente a curva de calibração de Chadler *et al* (1992), encontrava-se os valores de sucção total e mátrica;

Para umidade do papel (w_p) > 47%

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w_p)} \quad (\text{Equação 30})$$

Para umidade do papel (w_p) \leq 47%

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 w_p)} \quad (\text{Equação 31})$$

Segunda etapa

- Moldou-se o segundo anel na umidade natural e repetiu-se o procedimento já citado na primeira etapa;
- Através das condições iniciais dos corpos de prova 3, 4, 5 e 6 (umidade e peso seco), calculou-se o peso bruto (peso da amostra mais peso do anel) para alcançar as umidades necessárias para a construção da curva característica por secagem. Adotou-se uma redução de umidade de 2% em 2% para cada corpo de prova, partindo da umidade de saturação do corpo de prova (referente a primeira etapa) até atingir 1%. Para perda da umidade as amostras eram expostas atmosfera do laboratório. Em seguida, repetiam-se os procedimentos citados na primeira etapa para cálculo da sucção total e matricial.

Figura 76 - Etapas e equipamentos utilizados na construção da curva características.



Fonte: O autor.

5.2.5 Cisalhamento Direto

A resistência ao cisalhamento de um solo consiste na máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Segundo Pinto (2006), dois tipos de ensaios são empregados na determinação da resistência ao cisalhamento dos solos: o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial.

De acordo com Souza Neto (1998), o ensaio de cisalhamento direto tem como objetivo encontrar a resistência ao cisalhamento em termos das tensões cisalhante de ruptura e normal no plano de ruptura, utilizando o critério de ruptura de Mohr Coulomb. Segundo Head (1994), o ensaio apresenta algumas limitações como: plano de ruptura pré-definida na amostra de solo, distribuição não uniforme de tensões na sua superfície, impossibilidade de medição da poro-pressão durante o ensaio e rotação dos planos das tensões principais. De acordo com Pinto (2006), é um ensaio prático, simples e útil quando se deseja medir apenas a resistência do solo e principalmente, quando se deseja encontrar a sua resistência residual.

No presente trabalho, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto convencional (condição natural e inundada), o ensaio de cisalhamento direto utilizando a técnica de reversão múltipla para encontrar o ângulo de atrito residual (ϕ_r) e o ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada nas amostras indeformadas AM-01, AM-02 e AM-03. Os ensaios de cisalhamento direto convencional tiveram como objetivo determinar a resistência de pico e pós-pico dos solos. Já os ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada foram realizados com o objetivo de encontrar a resistência solo levando em consideração à sucção. Todos estes foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

5.2.5.1 Cisalhamento Direto Convencional

Caracterização do equipamento

O equipamento utilizado para a realização do cisalhamento direto convencional foi o de fabricação da Ronald Top S/A, com sistema de cargas através de peso em pendural. As leituras das deformações verticais e deslocamento

horizontal das amostras foram efetuadas através dos extensômetros da marca Mitutoyo, com sensibilidade de 0,01 mm (Figura 77).

Figura 77 - Equipamento utilizado para a realização do ensaio de cisalhamento direto convencional e de reversões múltiplas.



Fonte: O autor.

Moldagem dos Corpos de prova

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto foram moldados 8 corpos de prova de cada amostra indeformada (AM-01, AM-02 e AM-03), com seções transversal quadrada de 10,16 cm (4") de lado e 4 cm de altura (Figura 78). Quatro amostras foram utilizadas para realizar o ensaio na condição natural e 4 amostras na condição inundada.

Figura 78 - Moldagem dos corpos de prova



Fonte: O autor.

Realização do ensaio cisalhamento direto convencional

Para a realização dos ensaios foram seguidas as recomendações propostas por Head (1994), da seguinte forma:

- Os corpos de prova foram adensados por um período de 24 horas até ocorrer a sua estabilização, sendo as leituras efetuadas 0; 0,10; 0,25; 0,50 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos. O critério utilizado para a estabilização do recalque foi o mesmo utilizado pelo ensaio edométrico;
- Após a estabilização das deformações iniciou-se o cisalhamento utilizando as tensões verticais de 25 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa;
- A velocidade de deformação adotada durante a realização do ensaio foi de 0,050 mm/min. Essa velocidade deve ter um valor que não permita o desenvolvimento da pressão neutra, para que o ensaio seja considerado drenado, sendo uma função da permeabilidade do solo e do tempo para que ocorra o adensamento primário (T_{100}). Para encontrar o valor de T_{100} foi utilizado o método do gráfico de Taylor, encontrado através da curva que relaciona deformação e raiz do tempo (HEAD, 1994);
- No início e no final de cada ensaio se determinou as umidades iniciais e finais de cada amostra;
- O critério de ruptura adotado nos ensaios foi baseado no valor de pico ou valor máximo do gráfico da curva tensão-deformação quando o mesmo não indicasse valor de pico bem definido.

5.2.5.2 Cisalhamento Direto com Reversões Múltiplas

Os procedimentos adotados para os ensaios de cisalhamento direto utilizando o método de reversões múltiplas estão de acordo às recomendações propostas por HEAD (1994), descrito da seguinte maneira:

- O ensaio foi iniciado logo após a realização do ensaio de cisalhamento direto convencional na condição inundada, que teve como o objetivo de determinar a resistência de pico, sob uma velocidade de deformação constante;
- Após um deslocamento de 14 mm da parte superior da amostra, retirou-se a água destilada e a carga vertical da mesma, para então iniciar a reversão da máquina (SKEMPTON, 1985). Dessa maneira a caixa de cisalhamento era retomada para sua posição inicial, através de movimentos manuais de rotação de uma manivela;
- Em seguida retirava-se a amostra da caixa de cisalhamento e dividia a mesma em duas partes iguais (superior e inferior), na direção horizontal com o auxílio de um arame. Após essa operação, a amostra era colocada na caixa de cisalhamento e levada ao equipamento, sendo inundada com água destilada e reaplicadas a carga na direção vertical;
- Realizou-se um novo adensamento por 12 horas e após esse período, aplicou um novo ciclo de cisalhamento.

5.2.6 Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Esse ensaio foi realizado apenas na amostra indeformada retirada na profundidade 7,10 m, onde se aplicou um valor de sucção de 100 kPa. Essa amostra foi escolhida, porque fazia parte de uma camada de solo (ver Figura 88) que sofreu uma redução brusca no valor do N_{spt} durante a investigação de campo (Sondagem à Percussão – SPT) próximo ao impenetrável. Já a sucção de 100 kPa foi escolhida porque apresentou um menor número de semanas para ocorrer à equalização da umidade das amostras nas câmeras de pressão quando comparada com as sucções de 25 e 300 kPa. O ensaio foi dividido em duas etapas: a primeira consistiu em descobrir o tempo de equalização do peso da amostra na câmera de pressão, e a segunda a realização do ensaio.

Equalização do peso da amostra

Com o objetivo de descobrir o tempo necessário para estabilização do peso da amostra quando submetida a uma sucção de 100 kPa, foram realizadas as seguintes etapas:

- Moldou-se uma amostra cujas dimensões foram aproximadamente 2x2x3 cm, inserindo-a na câmara de pressão composta por pedra porosa, papel filtro, membrana semipermeável e manômetro de 300 kPa (Figura 79).
- Posteriormente fechou a membrana de pressão, e aplicou uma pressão de ar 120 kPa de gás nitrogênio e outra de água de 20 kPa que resultou em uma sucção de 100 kPa;
- Após passar 7 dias, abria-se a câmara de pressão e voltava a pesar a amostra na balança analítica. Esse procedimento repetiu até encontrar uma constância de massa.

Figura 79 - Etapas realizadas para equalizar do peso da amostra





Fonte: O autor.

Realização do ensaio

Descrição do equipamento

O equipamento utilizado para a realização do cisalhamento direto com sucção controlada foi fabricado pelo laboratório do GRS/UFPE (Grupo de Resíduos Sólidos) (Figura 80), com sistema de cargas através de peso em pendural. As leituras das deformações verticais e deslocamento horizontal das amostras foram efetuadas através dos extensômetros da marca Starret, com sensibilidade de 0,01 mm. Já a pressão de gás foi controlada por um manômetro de 300 kPa.

Figura 80 - Prensa de cisalhamento direto com sucção controlada.



Fonte: O autor.

Moldagem dos Corpos de prova

Para a realização do ensaio foram moldados 4 corpos de prova da amostra indeformada (AM-03), com seções transversal quadrada de 5 cm de lado e 2,2 cm de altura (Figura 81).

Figura 81 - Moldagem do corpo de prova.



Fonte: O autor.

Realização do ensaio cisalhamento direto com sucção controlada

Para a realização dos ensaios foram realizadas as seguintes etapas:

- Colocou-se o corpo de prova dentro da membrana de pressão pertencente a pressa de cisalhamento durante 21 dias (definido na etapa de equalização do peso da amostra) para a equalização do peso submetido a sucção no valor de 100 kPa;
- Em seguida o corpo de prova foi adensado por um período de 24 horas até ocorrer a sua estabilização, sendo as leituras efetuadas 0; 0,10; 0,25; 0,50 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos;
- Após a estabilização das deformações iniciou-se o cisalhamento utilizando as tensões verticais de 25 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa;
- A velocidade adotada de deformação durante a realização do ensaio foi de 0,050 mm/min, a mesma do ensaio de cisalhamento convencional;
- No início e no final de cada ensaio determinou as umidades iniciais e finais de cada amostra;
- O critério de ruptura adotado nos ensaios foi baseado no valor de pico ou valor máximo do gráfico da curva tensão-deformação quando o mesmo não indicasse valor de pico bem definido.

5.2.8 Triaxial Adensado Drenado (CID)

Ensaio de compressão triaxial convencional

Esse tipo de ensaio é o que mais opção oferece para determinar os parâmetros de resistências (coesão e ângulo de atrito) e módulo de deformabilidade, para as condições de umidade natural e saturada do solo. No presente trabalho, foram realizados os ensaios de compressão triaxial na condição consolidado drenado (CID), nas amostras indeformadas AM-01, AM-02 e AM-03.

Caracterização do equipamento

Os equipamentos utilizados para a realização do ensaio de compressão triaxial foram prensas da marca Wykeham - Farrance com capacidade de 5 e 10 toneladas modelo WF10074 com exatidão 0,01 N e taxa de deslocamento de 50 a 0,05 mm por minuto na faixa de utilização rápida e de 0.5 mm a 0.0005 mm por minuto na faixa lenta; células triaxiais para corpo de prova com diâmetros de 5 ou 10 cm e altura duas vezes o diâmetro, confeccionadas com material de acrílico, alumínio naval anodizado e aço inoxidável; célula de carga externa; extensômetro vertical da marca Mitutoyo, com curso 10 e resolução de 0,01 mm; sistema de coluna de mercúrio e medidor de variação de volumétrica MVV com capacidade de 80 ml e transdutor com resolução 0,1 kPa de capacidade 1000 kPa (Figura 82).

Figura 82 - Prensa Wykeham - Farrance utilizada no ensaio de compressão triaxial.



Fonte: O autor.

Moldagem dos Corpos de prova

Para a realização dos ensaios foram moldados 4 corpos de prova de cada amostra indeformada (AM-01, 02 e 03), com seções transversal circular com diâmetro de 5,08 cm e altura 10 cm (Figura 83). Após a moldagem dos corpos de prova, estes eram pesados e tiravam a sua umidade inicial das amostras deformada.

Figura 83 - Moldagem do corpo de prova (AM-03)



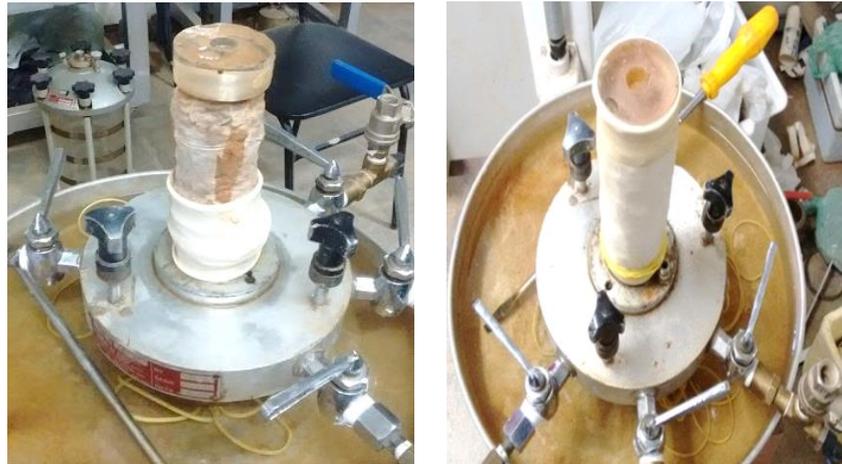
Fonte: O autor.

Montagem do ensaio

Durante a montagem dos ensaios foram realizadas as seguintes etapas:

- Primeiramente colocou-se um conjunto formado por papel filtro e a pedra porosa saturada nas partes superior e inferior dos corpos de prova;
- Revestiu-se o corpo de prova com uma membrana látex e um “*top cap*” ou cabeçote na parte superior, que contribui para a percolação da água de baixo para cima do mesmo. Levou-se o corpo de prova à câmara de ensaio (Figura 84), que posteriormente foi preenchida com água.

Figura 84 - Montagem do corpo de prova.



Fonte: O autor.

Realização do ensaio

Os ensaios triaxiais foram executados no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, seguindo as seguintes etapas propostas por Bishop e Head (1962):

- Saturação

O corpo de prova foi saturado através da técnica de percolação aplicando-se uma carga hidráulica na base e topo de 10 kPa e 30 kPa. Em seguida, mediu-se o parâmetro \bar{B} (Skempton, 1954) para verificar o grau de saturação do corpo de prova, semelhante ao ensaio de condutividade hidráulica. A amostra era considerada saturada quando o valor de \bar{B} atingisse valor próximo ou igual a 1, ou 0,98 na prática.

- Adensamento

Após a saturação do corpo de prova, ajustou-se tensão confinante e deu-se início a fase de adensamento isotrópico. As tensões confinantes efetivas utilizadas foram de 25, 100, 200 e 300 kPa. Durante 24 h de ensaio, obtiveram-se dados de variação de volume e deformação axial. Com os dados obtidos durante o ensaio foi

possível realizar a construção do gráfico variação de volumétrica versus raiz do tempo ($\Delta V \times \sqrt{t}$) e encontrar o valor t_{100} conforme a recomendação de Head (1986). Com o valor de t_{100} definiu-se a velocidade de carregamento igual a 0,050 mm/min.

- Fase de cisalhamento

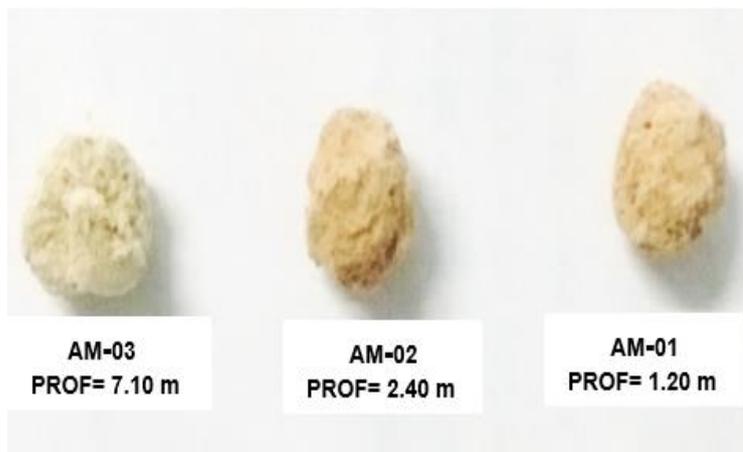
Ao término do adensamento, iniciou-se o cisalhamento do corpo de prova com velocidade de carregamento de 0,050 mm/min. Essa velocidade foi suficientemente pequena para evitar o desenvolvimento da poropressão. Durante a fase do cisalhamento foram feitas leituras de forças pela célula de carga e deslocamento vertical pelo extensômetro.

5.2.9 Dispersão Rápida (Crumb Test ou Torrão)

O ensaio de dispersão rápida foi realizado de acordo com NBR 13601/96. Segundo Bastos (1998) o ensaio foi desenvolvido por cientista australiano, que tinha como objetivo avaliar susceptibilidade de uma amostra de solo na umidade natural à dispersão, quando submersa em água destilada. Pelo fato do ensaio fornecer um resultado qualitativo, o mesmo deve ser entendido como um indicador e não como resultado definitivo, referente à dispersividade do solo. No entanto, o ensaio é indicado no início de estudo e anteprojeto.

Antes do início do ensaio foram moldados três torrões com formato aproximadamente esférico, com diâmetro compreendido entre 6 a 10 mm, retirados das amostras indeformadas (AM-01, 02 e 03). Em seguida inseriu-se os mesmos, em três diferentes beckeres contendo 150 ml de água destilada, cuja capacidade máxima era de 250 ml (Figura 85). Após o período de 1 hora, observou-se a reação ocorrida e classificou as amostras de acordo com o grau e padrões de dispersões de acordo com a Tabela 17.

Figura 85 - Amostras do ensaio de dispersão rápida.



Fonte: O autor.

Tabela 17 - Grau e padrões de dispersão.

Grau 1	Comportamento não-dispersivo	O torrão de solo pode absorver água, sofrer esboroamento e esparramar-se no fundo do béquer, formando uma pilha achatada, mas não se observa sinal de turvação no líquido, provocado por colóides em suspensão.
Grau 2	Comportamento levemente dispersivo	Há indícios de turvação na água, próximos à superfície do torrão (se a turvação for facilmente visível, registrar como grau 3).
Grau 3	Comportamento moderado dispersivo	Observa-se uma nuvem de colóides em suspensão, geralmente finos veios espalhando-se no fundo do béquer; em casos extremos, toda a água torna-se turva.
Grau 4	Comportamento fortemente dispersivo	Observa-se uma nuvem coloidal, geralmente uma película muito fina, cobrindo quase todo o fundo do béquer; em casos extremos, toda a água torna-se turva.

Fonte: Adaptada da NBR 13601,1996.

6 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nos itens a seguir, serão apresentados e discutidos os resultados da investigação de campo e campanha de ensaios de laboratório.

6.1 ATIVIDADES DE CAMPO

Primeiramente serão apresentados os resultados das sondagens à percussão (SPT) e, posteriormente, a determinação do coeficiente de permeabilidade através do Permeâmetro de Guelph.

6.1.1. Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT)

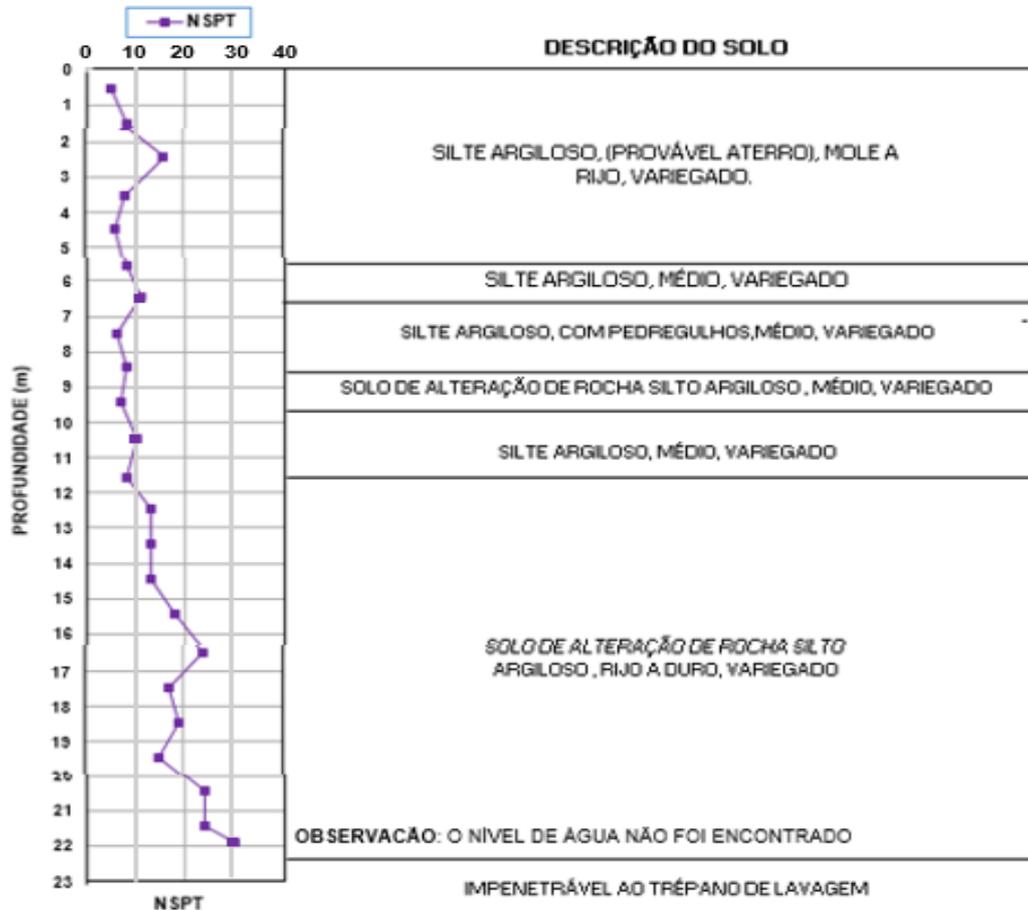
Na área estudada foram executadas cinco sondagens de simples reconhecimento em solo residual até alcançar o impenetrável, localizadas nos pontos P1, P2, P3, P4 e P5 (Figura 55), cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 5.1. Para traçar o perfil de sondagem transversal foram utilizadas as sondagens P3, P4 e P5.

A Figura 86 apresenta o perfil do solo para o ponto P1, constituído por seis camadas. A primeira apresenta espessura de 5,70 m, formada por solo silte argiloso (provável aterro) de consistência mole à rija e cor variegada. A segunda, com espessura de 0,95 m constituída de solo silte argiloso de consistência média e cor variegada. A terceira com 1,9 m de espessura, possuindo um solo silte argiloso com pedregulhos de consistência média e cor variegada. A quarta com 1,2 m de espessura, sendo um solo de alteração de rocha silto argiloso, médio e variegado. A quinta com espessura de 1,85 m formada por solo classificado como silte argiloso, médio e variegado. Já a sexta apresenta a maior espessura de 10,75 m constituída por solo de alteração de rocha silto argiloso, rijo a duro e cor variegada.

Ao analisar o perfil de sondagem para o ponto P1 (Figura 6.1), verifica-se que até os 2,45 m de profundidade, ocorre um crescimento no valor do $N_{SPT} = 16$. A partir de 2,45 a 21,90 m, o valor do N_{SPT} começou a sofrer oscilações ora crescendo, ora

diminuindo, o qual atingiu o maior valor na profundidade 21,90 m ($N_{spt}=30$) e o menor ($N_{spt}=6$) a 4,5 m.

Figura 86 - Perfis de sondagem a percussão ponto P1.



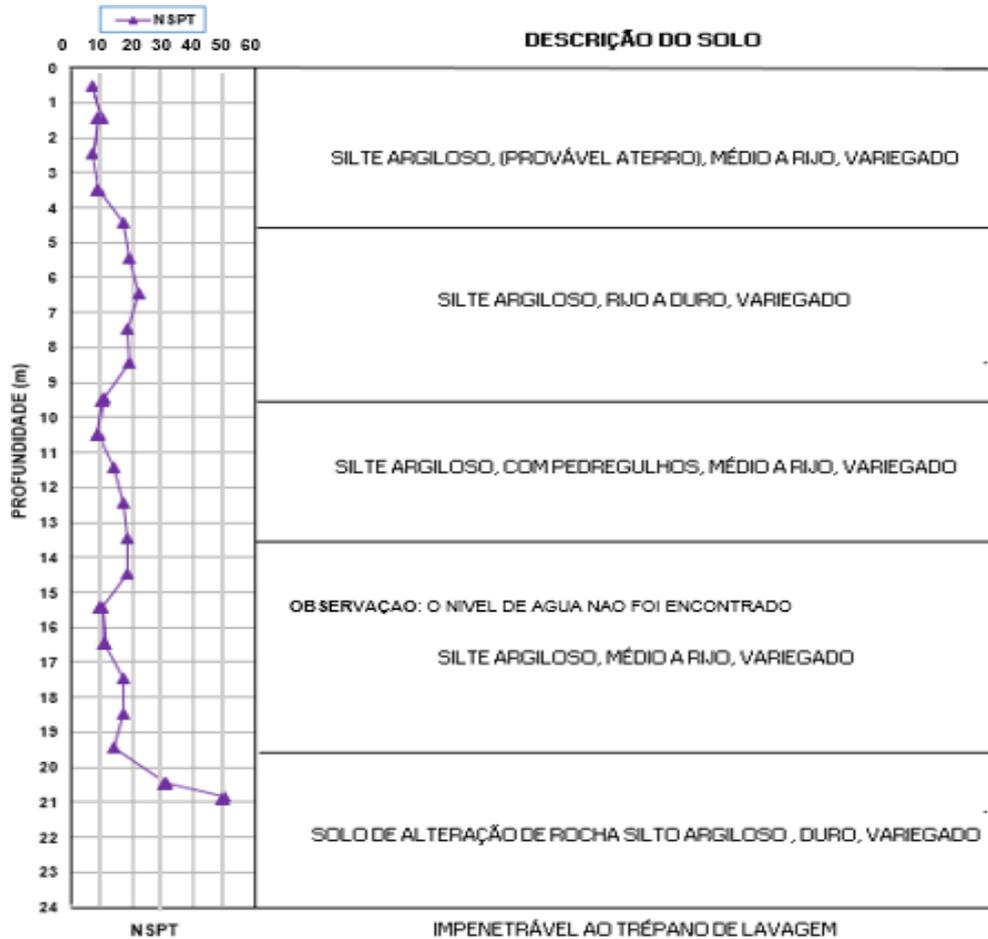
Fonte: O autor.

No ponto P2 (Figura 87), observa-se que o perfil do solo formado por 5 camadas. A primeira camada possui uma espessura de 4,65 m de solo silte argiloso (provável aterro) de consistência média a rija e cor variegada. A segunda apresenta uma espessura de 5,05 m, sendo constituída de um solo silte argiloso de consistência rija a dura e cor variegada. A terceira com 3,95 m de espessura com solo silte argiloso, com pedregulhos de consistência média a rija e cor variegada. A quarta com espessura de 5,95 m constituída de solo silte argiloso, médio a rijo e variegado. A quinta camada de 4,49 m de espessura, formada por solo de alteração de rocha silte argiloso duro e variegado.

Verifica-se através do perfil de sondagem no ponto P2 (Figura 87) que entre as profundidades de 0,45 – 19,45 m, o valor do N_{spt} começou a sofrer oscilações ora

crescendo, ora diminuindo, o qual atingiu o menor valor na profundidade 0,45 m ($N_{spt}=9$) e o maior ($N_{spt}=21$) a 6,5 m. Entre as profundidades 19,5 e 21,90 m o valor do N_{spt} voltou a crescer alcançando 31.

Figura 87 - Perfis de sondagem a percussão ponto P2.



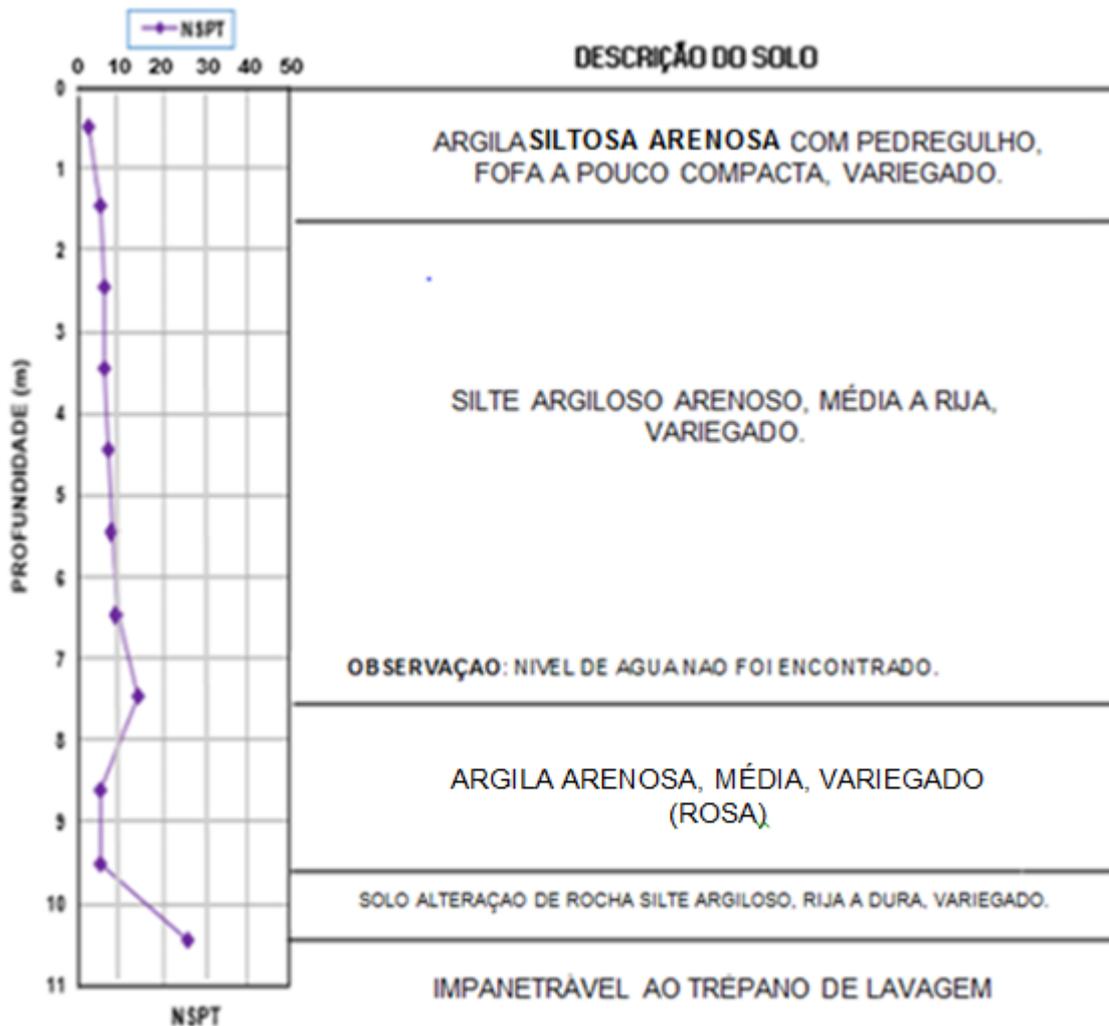
Fonte: O autor.

O perfil do solo no ponto P3 (Figura 88) é constituído por quatro camadas. A primeira apresenta espessura de 1,80 m, formada por argila siltosa arenosa com pedregulho, fofa a pouco compacta e cor variegada. A segunda, com espessura de 5,8 m constituída de solo silte argiloso arenoso de consistência média a rija e cor variegada. A terceira espessura igual a 2 m, possuindo um solo argilosa arenosa de consistência média e cor variegada. A quarta com 0,88 m de espessura, formada por solo de alteração de rocha silto argiloso, duro e variegado.

Por intermédio do perfil de sondagem para o ponto P3 (Figura 88), constatou-se que o N_{SPT} foi crescente do primeiro metro ($N_{SPT}=2$) até a profundidade de 7,5 m

($N_{SPT} = 14$), reduzindo seu valor bruscamente entre 7,5 - 9,5 m, alcançando valores de N_{SPT} entre 5 e 5/37, voltando a crescer, entre 9,5 - 10,5 m (36/28) no qual, atingiu o impenetrável.

Figura 88 - Perfis de sondagem a percussão ponto P3.



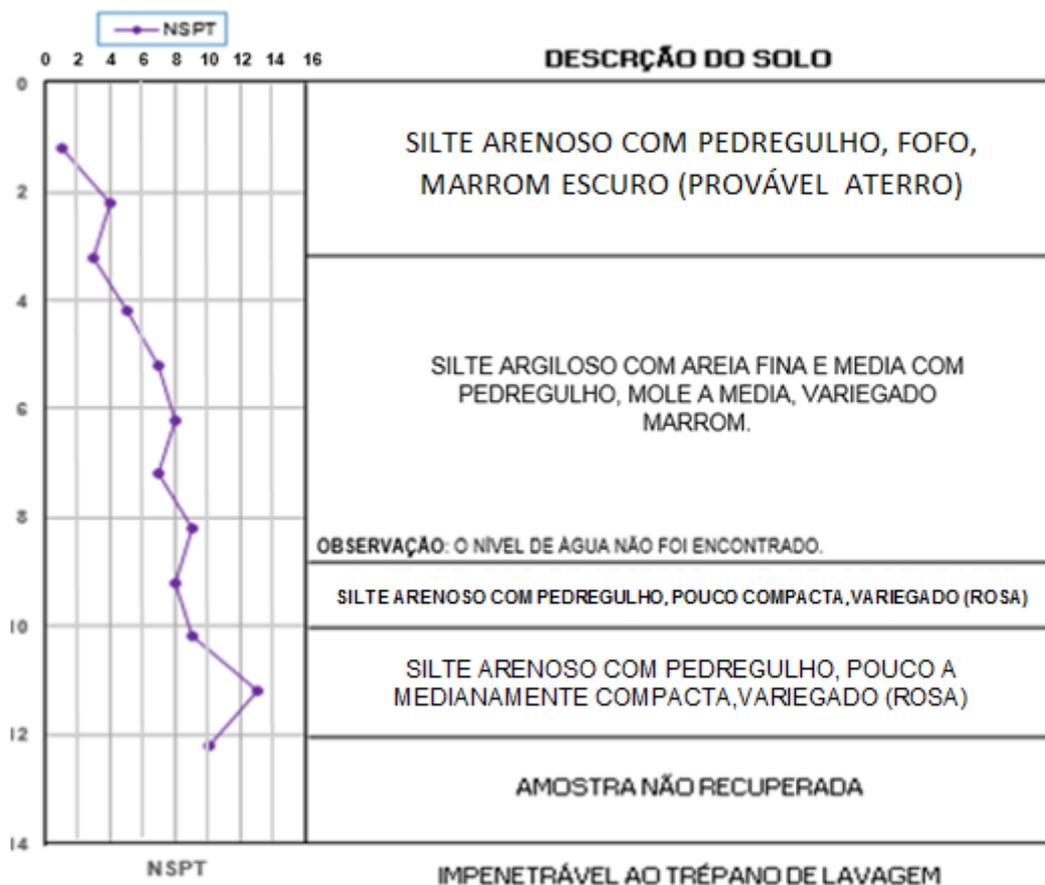
Fonte: O autor.

O perfil do solo P4 (Figura 89) é constituído por quatro camadas. A primeira apresenta espessura de 2,71 m, formada por solo silte arenoso com pedregulho de consistência muito mole a mole e cor marrom escuro, podendo ser um provável aterro. A segunda, com espessura de 0,94 m formada por solo silte argiloso com areia fina e média com pedregulho de consistência mole a média e cor variegada (marrom). A terceira com espessura igual a 5,27 m, possuindo um solo silte arenoso com pedregulho, pouco compacto e variegado. A quarta com 1,06 m de espessura,

silte arenoso com pedregulho, pouco a medianamente compacta, cor variegado (rosa).

Através do perfil de sondagem para o ponto P4 (Figura 89), constatou-se que o valor de N_{SPT} sofreu uma oscilação com a profundidade ora crescendo, ora diminuindo, alcançando valor maior na profundidade 11,20 m ($N_{spt}= 13$) e o menor em 1,20 m ($N_{spt}= 1$).

Figura 89 - Perfil de sondagem a percussão ponto P4.



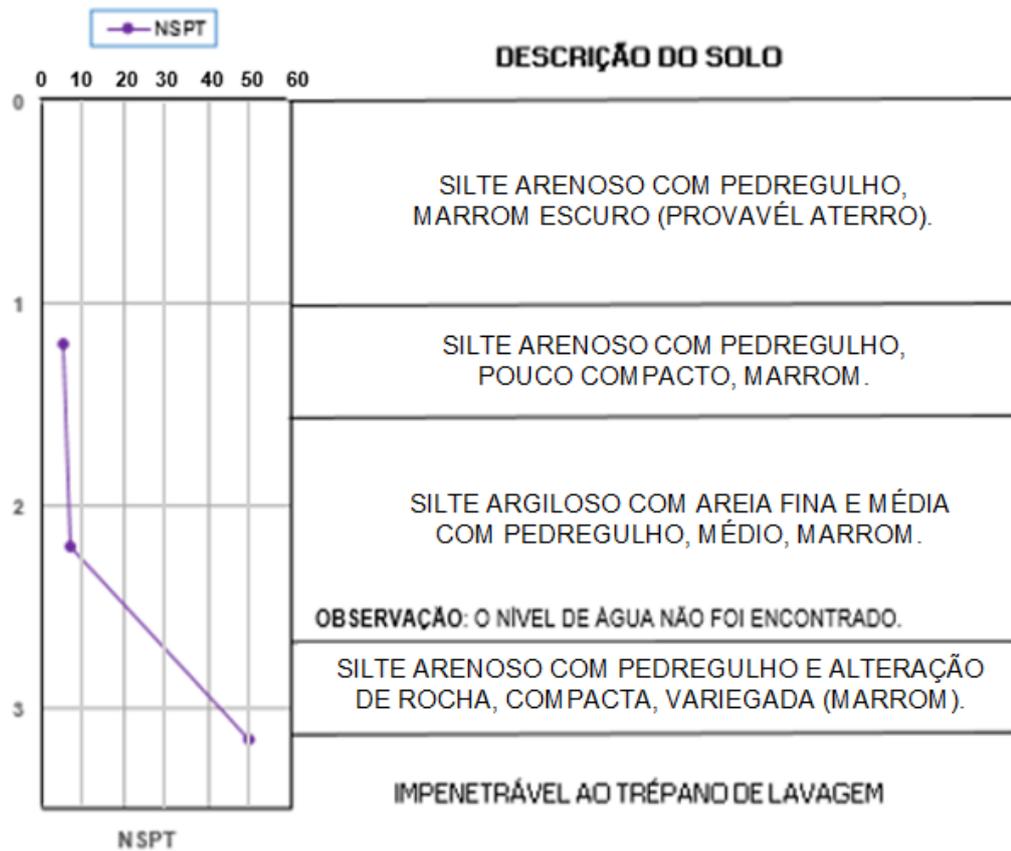
Fonte: O autor.

No ponto P5 (Figura 90), verifica-se que o perfil do solo é formado por 4 camadas. A primeira camada possui espessura de 1,00 m de solo silte arenoso com pedregulho, marrom escuro (provável aterro). A segunda possui espessura de 0,63 m, sendo composta por solo silte arenoso com pedregulhos, pouco compacto e cor marrom. A terceira com 1,09 m de espessura com solo silte argiloso com areia fina e média com pedregulhos, consistência média e cor marrom. A quarta com espessura

de 0,43 m constituída de solo silte arenoso com pedregulhos e alteração de rocha, compacto e variegado (marrom).

Observa-se mediante ao perfil de sondagem para o ponto P5 (Figura 90), verificou-se que o N_{SPT} foi crescente do primeiro metro ($N_{SPT}= 5$) até a profundidade de 3,15 m. Logo em seguida, atingiu-se o impenetrável.

Figura 90 - Perfil de sondagem a percussão ponto P5.

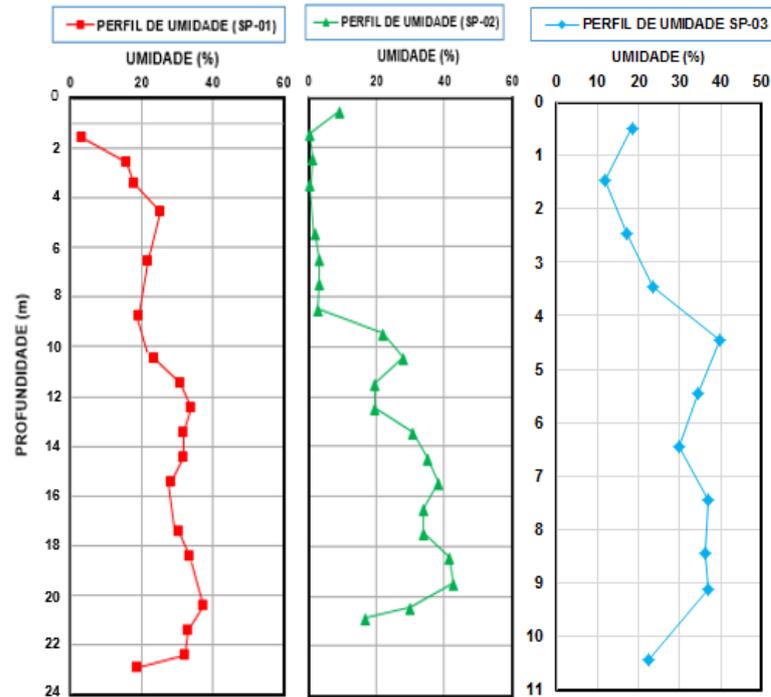


De modo geral, ao observar os perfis individuais de sondagem a percussão executadas nos pontos P1, P2, P3, P4 e P5 (Figuras 86 a 90), verifica-se que os solos que formam as diversas camadas do perfil transversal (Figura 91), são classificados ora como argila arenosa siltosa com pedregulho, silte argiloso arenoso e silte arenoso com pedregulho, variando a sua consistência de muito mole a dura.

A variação da umidade com a profundidade foi determinada através das sondagens de simples reconhecimento (SPT) localizadas nos pontos P1, P2 e P3 e através dos ensaios de permeabilidade com o Permeâmetro Guelph apenas para ponto P1 (Figura 55), realizados no período do verão (fevereiro e março de 2017). A construção dos perfis de umidade utilizando SPT foi realizada através das amostras retiradas do bico do amostrador padrão. Esses perfis de umidade estão representados na Figura 92.

De modo geral observa-se através da Figura 92, que os valores de umidades apresentam um comportamento variado com o crescimento da profundidade para P1, P2 e P3, ora crescendo e ora diminuindo. Os valores de umidade máxima encontrada para as sondagens P1, P2 e P3 foram 37,03 %, 42,48% e 39,67 %. Verifica-se que os maiores valores de umidade para P1 e P2 ocorrem entre as profundidades 19,8 – 21,0 m. Já os menores valores de umidade encontrados para SP-01, 02 e 03 foram 3,25%, 0,27% e 11,68%, sendo que, nas sondagens 02 e 03 os menores valores de umidade encontraram-se na profundidade de 1,45 m.

Figura 92 - Perfis de umidade obtidas através das sondagens P1, P2 e P3.



Fonte: O autor.

Durante o avanço do furo de sondagem (SP- 03) a peça de lavagem seguiu a norma 6484/01, e não afetou a umidade “*in situ*” das camadas onde foram retiradas as amostras indeformadas. Essas foram retiradas nas profundidades 1,20 m, 2,40 m e 7,10 m, apresentando umidades de laboratório próximas as de campo. Cabe-se ressaltar, que as amostras indeformadas foram retiradas em um período chuvoso (Tabela 18), já os solos coletados no bico do amostrador foram no período seco, logo a umidade e grau de saturação de laboratório (W_c e S_{rc}) apresentaram-se maiores do que a de campo (W_L e S_{rl}).

Tabela 18 - Valores de umidade e grau de saturação de campo e laboratório.

AMOSTRA	PROF (m)	γ_s (g/cm ³)	e	CAMPO		LABORATÓRIO	
				W_c (%)	S_{rc} (%)	W_L (%)	S_{rl} (%)
AM-01	1,2	2,65	0,70	12,7	48,1	16,8	63,6
AM-02	2,4	2,65	0,67	17,0	67,4	18,4	72,8
AM-03	7,1	2,66	1,28	37,0	77,0	38,7	80,4

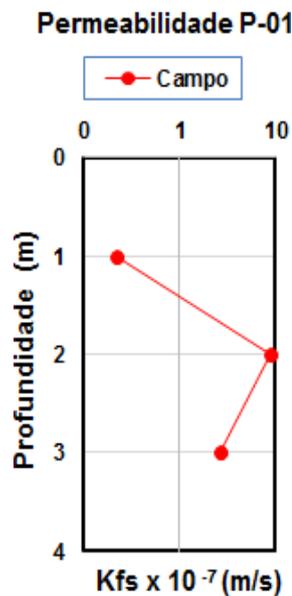
Fonte: O autor.

6.1.2 Ensaio de condutividade hidráulica

Para a avaliação da condutividade hidráulica não saturada “*in situ*”, utilizou-se o Permeâmetro de Guelph, de acordo com o descrito no item 5.1.3. Os ensaios foram realizados no ponto (P1) localizado a 1 m de distância do SP-03 nas profundidades 1, 2 e 3 m (Figura 91).

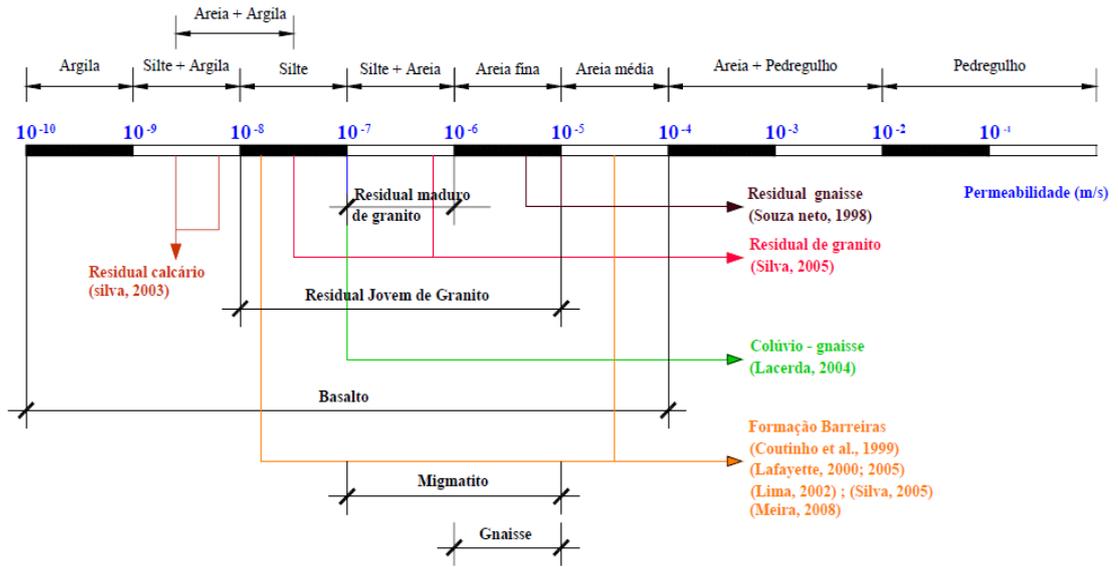
Os resultados estão apresentados na Figura 93 e na Tabela 18. Verifica-se um crescimento de permeabilidade de campo do primeiro ao terceiro metro de profundidade, variando de $2,21 \times 10^{-8}$ a $2,67 \times 10^{-7}$ m/s. Segundo Coutinho e Severo (2009), o solo encontrado no primeiro metro apresenta o comportamento de permeabilidade de silte argiloso (Figura 94). No segundo e terceiro metro de profundidade, o mesmo apresenta permeabilidade de silte.

Figura 93 - Condutividade hidráulica no ponto P1.



Fonte: O autor.

Figura 94 - Faixas de permeabilidades para diversos tipos de solos



Fonte: Coutinho e Severo, 2009 adaptado de Schnaid *et all*, 2004.

Tabela 19 - Resumo dos ensaios de condutividade hidráulica *in situ*.

PROF. (m)	K_{fsc} (m/s)	PERMEABILIDADE DO SOLO (COUTINHO e SEVERO, 2009)
1	$2,21 \times 10^{-8}$	Silte argiloso
2	$8,64 \times 10^{-7}$	Silte
3	$2,67 \times 10^{-7}$	Silte

Fonte: O autor.

6.2 ATIVIDADES DE LABORATÓRIO

Nos itens a seguir, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de laboratório, com o objetivo de identificar e classificar o solo pertencente a área de estudo ao longo do seu perfil, nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m. Primeiramente serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física para posteriormente, classificar o solo de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS) e Vargas (1988 e 1992).

6.2.1 Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física realizados no presente trabalho foram análise granulométrica com e sem defloculante (NBR 7181/16), limites de atterberg (NBR 6459/16) e peso específico dos grãos (NBR 6508/16).

Nas Figuras 95, 96 e 97, estão apresentadas as curvas granulométricas referentes às amostras retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m. Já composição granulométrica, limites de atterberg, peso específico dos grãos (γ_s) e atividade dos referidos solos, encontram-se nas Tabelas 19, 20 e 21.

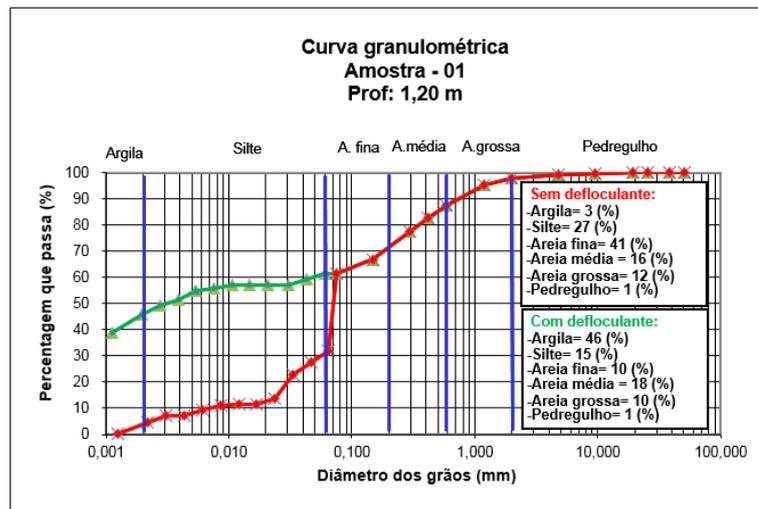
Tabela 20 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-01, retirada a 1,20 m de profundidade.

Amostra-01 (Com defloculante)												
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/m ³)	Limites Atterbergs (%)			Atividade	
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP	<2 μ	I _a = IP/%<0,002mm
			Fina	Média	Grossa							
1,2	46	15	10	18	10	1	2,65	46	30	16	46	0,35

Amostra-01 (Sem defloculante)										
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/cm ³)	Limite Atterbergs (%)		
	Argila	Argila	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP
			Fina	Média	Grossa					
1,2	3	27	41	16	12	1	2,65	46	30	16

Fonte: O autor.

Figura 95 - Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-01.



Fonte: O autor.

A amostra AM-01 ensaiada com defloculante retirada na profundidade 1,20 m, apresentou as seguintes proporções de 46 % argila, 15% silte, 10% areia fina, 18% areia média, 10% areia grossa e 1% pedregulho. Sem o uso do defloculante, ocorreu uma redução no percentual de argila para 3% e a areia média para 16%do total da amostra. Já a areia fina, aumentou para 41%, silte 27%, areia grossa 12% e o pedregulho se manteve em 1% (Figura 95).

De acordo com a curva granulométrica sem defloculante, o solo foi caracterizado como uniforme média e mal graduado, pois apresentaram valores de coeficiente de uniformidade de 8,33 e coeficiente de curvatura igual a 12 (PINTO, 2006).

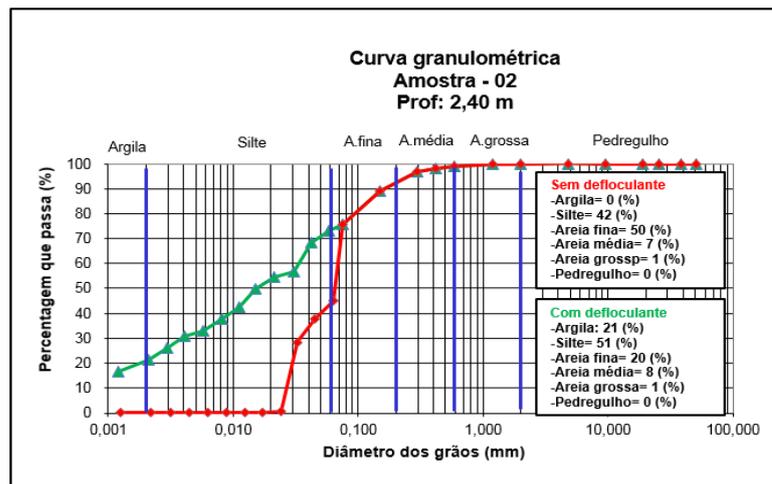
Tabela 21 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-02, retirada a 2,40 m de profundidade.

Amostra-02 (Com defloculante)												
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/m ³)	Limites Atterbergs (%)			Atividade	
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP	<2 μ	I _a = IP/%<0,002mm
			Fina	Média	Grossa							
2,4	21	51	20	8	1	0	2,65	46	29	17	21	0,81

Amostra-02 (Sem defloculante)											
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/cm ³)	Limite Atterbergs (%)			
	Argila	Argila	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP	
			Fina	Média	Grossa						
2,4	0	42	50	7	1	0	2,65	46	29	17	

Fonte: O autor.

Figura 96 - Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-02.



Fonte: O autor.

Considerando o ensaio com defloculante na construção da curva granulometria referente à amostra AM-02 retirada na profundidade 2,40 m, foram encontradas as proporções de 21 % argila, 51% silte, 20% areia fina, 8% areia média, 1% areia grossa e 0% pedregulho. Sem o uso do defloculante, o percentual de argila, silte e areia média diminuiram para 0% e 21% e 7% do total da amostra. A areia fina aumentou para 50% e a areia grossa e o pedregulho mantiveram-se em 1% e 0% do total da amostra (Figura 96).

Levando em consideração a curva granulométrica sem defloculante a amostra 02 foi caracterizada como solo muito uniforme e mal graduado (Figura 96), pois apresentaram valores de coeficiente de uniformidade igual 2,5 e coeficiente de curvatura 0,49 (PINTO, 2006).

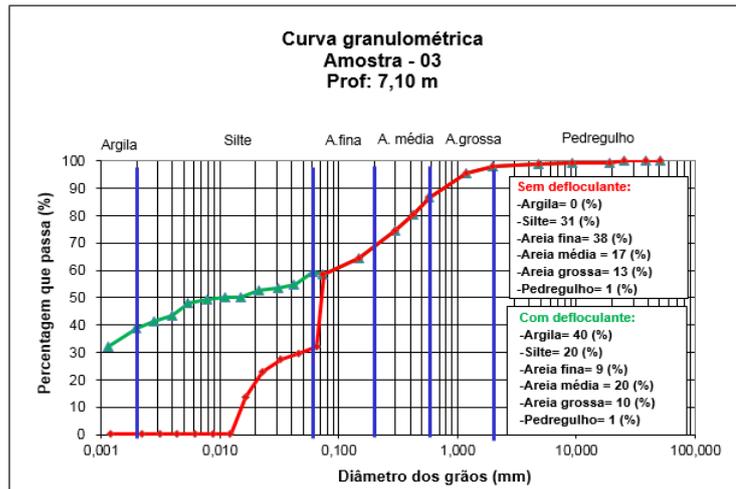
Tabela 22 - Composição Granulométrica, Limites de Atterberg, Peso Especifico do Grão da AM-03, retirada a 7,10 m de profundidade.

Amostra-03 (Com defloculante)												
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/m ³)	Limites Atterbergs (%)			Atividade	
	Argila	Silte	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP	<2 μ	$I_a = IP/\% < 0,002\text{mm}$
7,10	40	20	9	20	10	1	2,66	44	31	13	40	0,33

Amostra-03 (Sem defloculante)											
Prof. (m)	Composição granulométrica (%)						γ_s (g/cm ³)	Limite Atterbergs (%)			
	Argila	Argila	Areia			Pedregulho		LL	LP	IP	
7,10	0	31	38	17	13	1	2,66	44	31	13	

Fonte: O autor.

Figura 97 - Curva granulométrica com e sem defloculante da amostra AM-03.



Fonte: O autor.

Ao analisar a curva granulométrica com defloculante referente a amostra AM-03 retirada na profundidade 7,10 m foi encontrado 40 % argila, 20% silte, 9% areia fina, 20% areia média, 10% areia grossa e 1% pedregulho. Sem o uso do defloculante, o percentual de argila e areia média reduziram para 0% e 17% do total da amostra. Já o silte, areia fina e areia grossa aumentaram para 31%, 38%, 13% e o pedregulho se manteve em 1% do total da amostra (Figura 97).

Consideração à curva granulométrica sem defloculante a amostra 03 foi caracterizada como solo uniforme média e bem graduado (Figura 97), pois apresentaram valores de coeficiente de uniformidade igual 5,0 e coeficiente de curvatura 1,4 (PINTO, 2006). O argilo-mineral constituinte desse solo foi classificado como inativo (Tabela 6.4), pois apresentaram valores de 0 e 0,33 (SKEMPTON, 1953).

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as amostras com defloculante 01, 02 e 03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, são classificadas como silte de baixa plasticidade (ML), material encontrado no perfil de sondagem SP-03.

Esse tipo de solo foi encontrado no trabalho de Mendes, 2008 realizado no município Ubatuba estado de São Paulo (Tabela 23).

Tabela 23 - Classificação dos solos pela SUCS referente aos municípios do Salvador-Ba e Ubatuba-SP.

Referên/ Local	Geologia	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
Almeida <i>et al</i> / 2016 / Salvador	Granulito	77,8	41,8	36,2	MH - CH
Cardoso <i>et al</i> / 2011 / Salvador		65,5	38,0	25,5	MH - CH
Campos <i>et al</i> / 2003 / Salvador		77 - 77	39 - 44	36 - 36	MH - CH
Mendes, 2008 Ubatuba - SP		36 - 90	25 - 39	4 - 32	MH, SM, ML

Fonte: O autor.

Vargas (1988 e 1992) adaptou a classificação unificada SUCS para os solos tropicais. Para isso, utilizou o índice de atividade de Skempton com o objetivo de identificar a mineralogia da fração silte e argila como de natureza caulínica. Na

do grupo KL (argilas arenosas) pertencendo o subgrupo do tipo caulínítico, de baixa compressibilidade. Na tabela 24, são apresentados a classificação das amostras de acordo com a sua atividade.

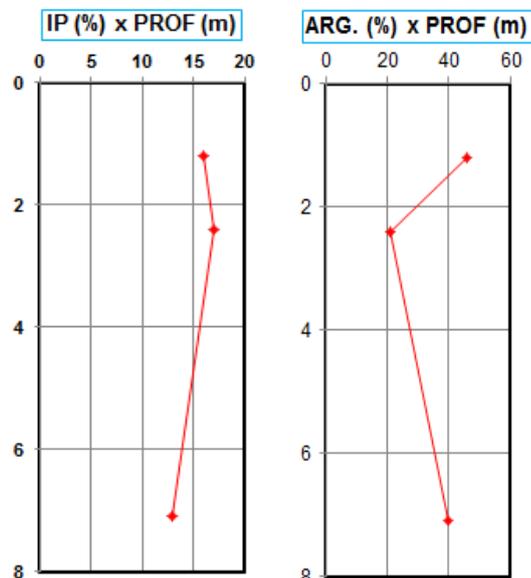
Tabela 25 - Classificação das amostras de acordo com a sua atividade.

CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO A SUA ATIVIDADE				
	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE (m)	ATIVIDADE	CLASSIFICAÇÃO
COM DEFLOCULANTE	AM-01	1,20	0,35	Inativo
	AM-02	2,40	0,81	Medianamente ativo
	AM-03	7,10	0,33	Inativo
SEM DEFLOCULANTE	AM-01	1,20	5,35	Ativo
	AM-02	2,40	0,00	Inativo
	AM-03	7,10	0,00	Inativo

Fonte: O autor.

De acordo com a Figura 99, os valores de índice de plasticidade (IP), as amostras AM-01 e AM-02 retiradas nas profundidades de 1,20 m e 2,40 m são classificadas como muito plástica. Já a AM-03 coletada a 7,10 m de profundidade como plasticidade média. Os valores de porcentagem de argila sofreram variação ao longo da profundidade, apresentando-se o maior valor na amostra AM-01 (46%) e o menor AM-02 (21%).

Figura 99 - Variação de índice de plasticidade e porcentagem de argila versus profundidade.



Fonte: O autor.

Ao analisar a Tabela 24, verifica-se que apenas a amostra 03, apresentou a classificação de solo como inativo para a situação com e sem defloculante. Já os demais solos apresentaram classificações diferentes. De acordo com a NBR 13602/96, todas as amostras foram classificadas como solo não dispersivo (Tabela 25).

Tabela 26 - Avaliação da dispersividade dos solos referentes às amostras AM-01,02 e 03.

Amostra	Prof. (m)	% Argila		(%) Dispersão	Classificação (NBR 13602/96)
		C/ defloculante	S/ defloculante		
AM-01	1,20	46	3	6,5	Solo não dispersivo
AM-02	2,40	21	0	0	Solo não dispersivo
AM-03	7,10	40	0	0	Solo não dispersivo

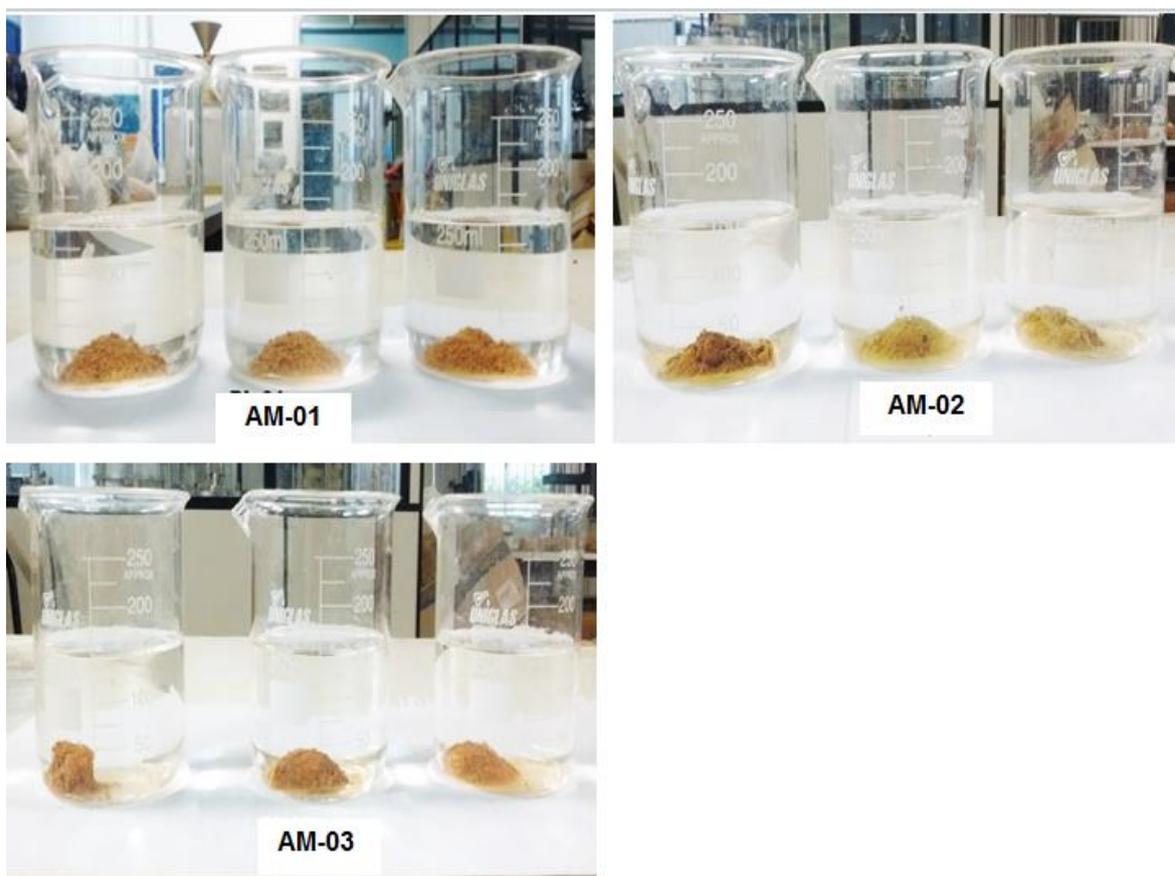
Fonte: O autor.

6.2.9 Ensaios Dispersão Rápida (Crumb Test ou Torrão)

De acordo a metodologia realizada descrita no item 5.2.9, o ensaio de dispersão rápida foi realizado colocando três torrões de cada amostra indeformada (AM-01, 02 e 03) com os dedos de forma cuidadosa na condição natural em beckeres contendo 150 ml de água destilada, com capacidade de 250 ml.

Durante a introdução das amostras com dos dedos, percebia-se que antes de chegarem ao fundo do becker, as laterais começavam a se desfazer de forma rápida. Essas foram observadas durante uma hora conforme os procedimentos da NBR 13601/96. De acordo a Tabela 26, proposta do Silveira *et al.* (1974) e Sherard *et al.* (1976.a) as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m são classificadas com grau de dispersão 1 e comportamento de solos não dispersivos. Essas classificações estão de acordo com os resultados encontrados na tabela 17 (avaliação da dispersividade do solo). Nas Figuras 100, estão apresentados os resultados obtidos após o termino dos ensaios ocorrido durante 1 hora. Verifica-se que não se observa sinal de turvação no líquido, provocado por colóides em suspensão.

Figura 100 - Apresentação dos resultados após o término do ensaio.



Fonte: O autor.

6.2.2 Coeficientes de Permeabilidade – Triflex II

Os coeficientes de permeabilidade das amostras AM-01, 02 e 03 coletadas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, foram obtidas através do permeâmetro de parede flexível (Triflex II), com ensaio realizado na condição saturado.

Os dados utilizados para determinação do coeficiente de permeabilidade encontram-se na Tabela 27. Já na Tabela 28, são apresentados os coeficientes de permeabilidade saturado obtidos para todas as amostras estudadas.

Tabela 27 - Dados utilizados para determinação dos coeficientes de permeabilidade saturado das amostras AM-01, 02 e 03.

AMOSTRAS	ALTURA (cm)	ϕ (cm)	ÁREA (cm ²)	VOL (cm ³)	TENSÕES DE SATURAÇÃO (kPa)			TENSÕES DE ENSAIO (kPa)		
					$\sigma_{confi.}$	σ_{topo}	σ_{base}	$\sigma_{confi.}$	σ_{topo}	σ_{base}
AM-01	12,7	10	78,54	785	320	300	300	320	290	300
AM-02					320	300	300	320	290	300
AM-03					320	300	300	320	290	300

Fonte: O autor.

Os valores de coeficiente de permeabilidade saturado (K_{fsi}) encontrado durante a realização do ensaio variaram entre $2,36 \times 10^{-6}$ a $4,03 \times 10^{-8}$, onde a amostra AM-01 apresentou o maior valor, seguida da AM-03 e por último AM-01.

Tabela 28 - Coeficiente de permeabilidade saturado de laboratório.

AMOSTRAS	PROF.(m)	K_{fsi} (m/s)
AM-01	1,20	$4,03 \times 10^{-8}$
AM-02	2,40	$2,36 \times 10^{-6}$
AM-03	7,10	$3,67 \times 10^{-7}$

Fonte: O autor.

De acordo com Coutinho e Severo, 2009 (Figura 94), as amostras apresentam o comportamento de permeabilidade dos seguintes tipos de solos: silte argiloso (AM-01), silte arenoso (AM-02) e silte (AM-03). Os valores do coeficiente de permeabilidade de laboratório encontrados para as amostras AM-01 (1,20 m), AM-02 (2,40 m) e AM-03 (7,10 m), foram muito próximos aos de campo referente às profundidades 1, 2 e 3 m. Segundo Coutinho e Severo, 2009 as amostras AM-01 e AM-03 (Triflex - Laboratório) apresentaram o mesmo comportamento de permeabilidade referente as profundidade 1 e 3 m (Guelph - Campo). Fato que não foi observado para a amostra de laboratório AM-02 (Triflex - Laboratório) e para profundidade de 2 m (Guelph - Campo).

Para Terzaghi e Peck (1967) e Melo e Teixeira (1967) (a partir de Sousa e Celligoi, 2011) (Tabela 29), as amostras podem ser classificadas como: de grau permeabilidade muito baixa pertencente ao grupo das argilas (AM-01); baixo grau de permeabilidade e pertencentes ao grupo das areias finas siltosas e argilosas e siltes

argilosos (AM-02), por último de permeabilidade de baixa a muito baixa pertencente aos grupos das areias (finas siltosas e argilosas) e siltes argilosos e argilas (AM-03).

Tabela 29 - Relação dos valores de condutividade hidráulica e tipos de solos.

COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE K (cm/s)	GRAU DE PERMEABILIDADE TERZAGHI E PECK (1963)	TIPOS DE SOLOS MELLO E TEIXEIRA (1967)
10^9 a 1	ALTA	PEDREGULHOS E AREIAS
1 a 10^{-1}	ALTA	AREIAS
10^{-1} a 10^{-3}	MÉDIA	AREIAS
10^{-3} a 10^{-5}	BAIXA	AREIAS FINAS E SILTOSAS E ARGILOSAS; SILTES ARGILOSOS
10^{-5} a 10^{-7}	MUITO BAIXA	AREIAS FINAS E SILTOSAS E ARGILAS; SILTES ARGILOSOS
$< 10^{-7}$	PRATICAMENTE IMPERMEÁVEL	ARGILAS

Fonte: Terzagui e Peck (1967); Mello e Teixeira (1967).

6.2.3 Ensaio de Compressão Edométricos Duplo

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios Edométricos Duplos, realizados nas condições de umidade natural e inundada, referente as amostras AM-01, AM-02 e AM-03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10, como avaliação do comportamento e características do solo e a sua colapsibilidade.

- Compressibilidade

Na tabela 30, estão apresentadas as condições iniciais e finais dos corpos de prova com umidade natural e inundada.

Tabela 30 - Condições iniciais e finais dos Ensaio Edométricos Duplos.

DADOS DE LABORATÓRIO - ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO - NATURAL									
AMOSTRA	PROF (m)	γ_s (g/cm ³)	γ_h (g/cm ³)	w (%)		e		Sr (%)	
				Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
AM-01	1,20	2,65	1,85	15,80	14,63	0,70	0,54	59,81	71,80
AM-02	2,40	2,65	1,89	16,70	12,16	0,67	0,46	66,05	70,05
AM-03	7,10	2,66	1,69	36,26	34,07	1,28	0,99	75,35	91,54

DADOS DE LABORATÓRIO - ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO - INUNDADO									
AMOSTRA	PROF (m)	γ_s (g/cm ³)	γ_h (g/cm ³)	w (%)		e		Sr (%)	
				Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
AM-01	1,20	2,65	1,86	15,80	18,29	0,72	0,53	58,15	91,45
AM-02	2,40	2,65	1,90	16,70	17,89	0,69	0,47	64,14	100,00
AM-03	7,10	2,66	1,71	36,26	38,01	1,27	1,03	75,95	98,16

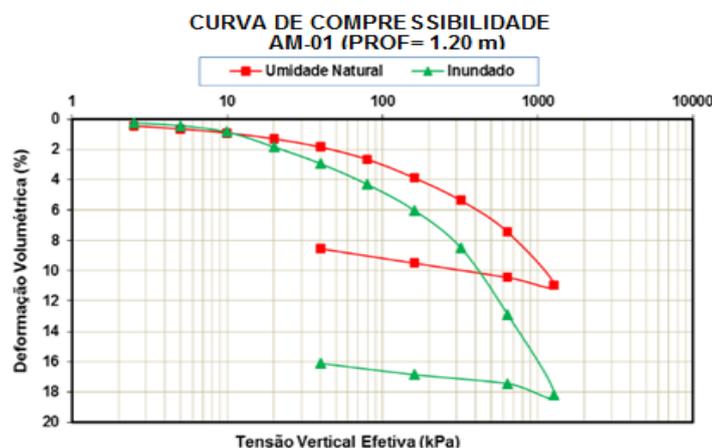
Fonte: O autor.

Ao analisar a Tabela 30, verifica-se que na realização dos ensaios nas condições natural e inundada os índices de vazios iniciais e finais sofreram variações. Para a condição natural e inundada a maior variação ocorreu na amostra AM-03, seguida da AM-02, por fim da AM-01.

Comparando os resultados finais e iniciais após a realização dos ensaios nas condições natural e inundado, observa-se que apenas a amostra AM-02 (condição inundado) atingiu a saturação.

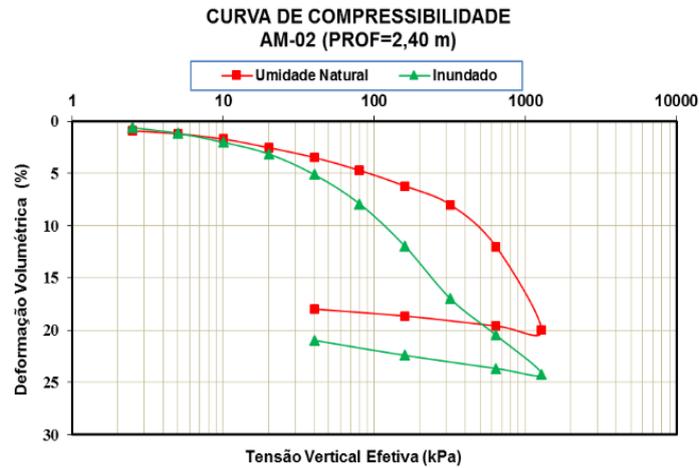
As Figuras de 101 a 103 mostram os resultados da Deformação volumétrica (ϵ) versus Tensão vertical de efetiva (σ'_v), referente às amostras AM-01, AM-02 e AM-03.

Figura 101 - Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-01.



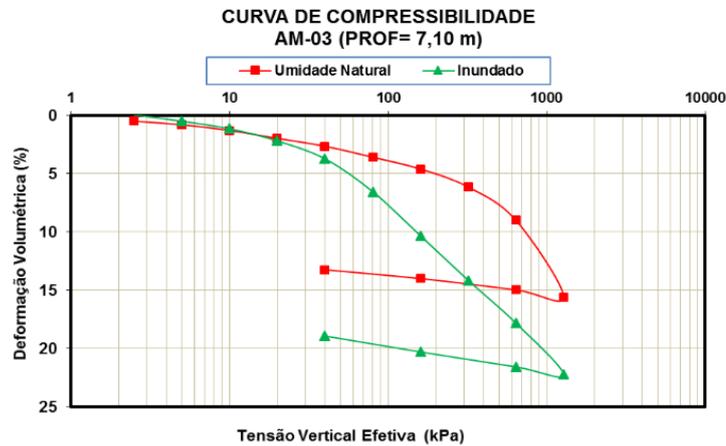
Fonte: O autor.

Figura 102 - Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-02.



Fonte: O autor.

Figura 103 - Deformação versus Tensão vertical de efetiva, amostras AM-03.

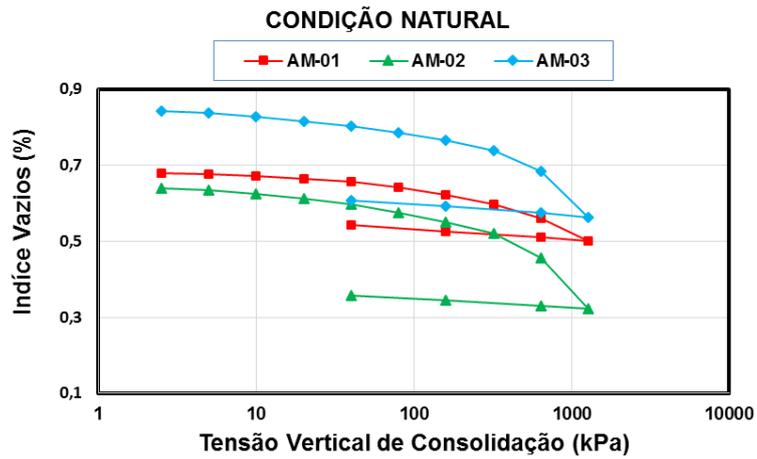


Fonte: O autor.

Observa-se através das Figuras 101 a 103, que as amostras ensaiadas na condição inundada, apresentaram maiores deformações do que as ensaiadas na condição natural. A amostra AM-02 apresentou maiores valores de deformação nas condições de ensaio de umidade natural e inundada, seguida pela AM-03 e por último AM-01.

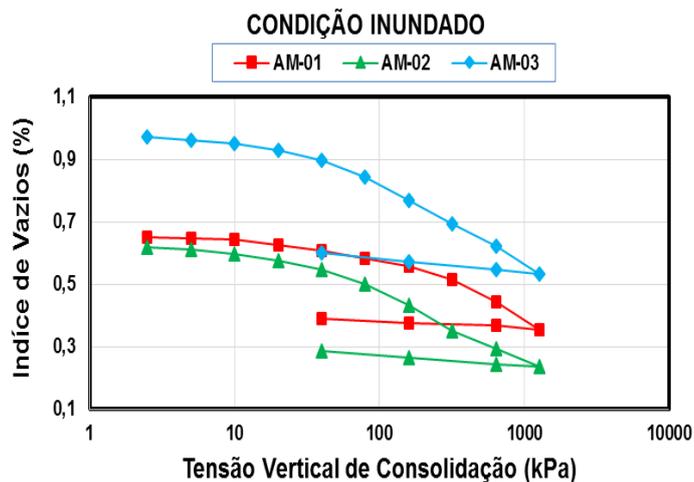
As Figuras 104 e 105 a seguir, apresentam os valores dos índices de vazios versus tensão vertical de consolidação das amostras AM-01, AM-02 e AM-03.

Figura 104 - Índice de vazios versus Tensão vertical de consolidação na condição de ensaio com umidade natural, nas amostras AM-01, 02 e 03



Fonte: O autor.

Figura 105 - Índice de vazios versus Tensão vertical de consolidação na condição de ensaio com umidade inundado, nas amostras AM-01, 02 e 03.



Fonte: O autor.

Verifica-se através das Figuras 104 e 105, que a amostra AM-02 na condição natural e inundada, apresentou os menores valores de variação de índice de vazios. Já os maiores valores de índice de vazios foram encontrados na amostra AM-03, referentes às duas condições de ensaio natural e inundado, sendo que, o ensaio na condição inundado registrou as maiores variações.

- Colapssibilidade

Segue na Tabela 31, os valores encontrados no ensaio Edométricos Duplos para o índice de vazio inicial (e_o), o índice de compressão (C_c) e o índice de descompressão (C_r).

Tabela 31 - Parâmetros dos Ensaio Edométricos.

AMOSTRAS	PROF. (%)	NATURAL			INUNDADO		
		e_o (%)	C_c	C_r	e_o (%)	C_c	C_r
AM-01	1,20	0,70	0,1572	0,028	0,72	0,27	0,024
AM-02	2,40	0,67	0,3295	0,025	0,69	0,18	0,031
AM-03	7,10	1,28	0,2904	0,032	1,27	0,27	0,043

Fonte: O autor.

Na Tabela 31, verifica-se que as maiores deformações ocorreram no trecho de compressão virgem, no trecho de recompressão do solo as deformações foram pequenas. As maiores deformações considerando o ensaio na condição natural ocorreram na amostra AM-02, seguida de AM-03, por fim, a AM-01. De acordo com os resultados de uma série de ensaios edométricos duplos na condição natural e inundada apresentada na Tabela 32, classificou-se as amostras AM-01, 02 e 03 referente à suscetibilidade ao colapso dos solos através do cálculo do coeficiente de colapsibilidade (C) utilizando a equação 6.1 para uma determinada tensão vertical, segundo Reginatto e Ferrero (1973).

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{vo}} \quad (\text{Equação 6.1})$$

Onde:

C = Coeficiente de Colapsibilidade;

σ_{vps} = Tensões de pré-consolidação dos solos na umidade inundado;

σ_{vo} = Tensões geostáticas devido ao peso próprio do solo em campo;

σ_{vpn} = Tensões de pré-consolidação dos solos na umidade natural.

Segundo esses autores, os solos podem ser classificados de acordo com o colapso, em: verdadeiramente colapsível se $\sigma_{Vps} < \sigma_{Vo}$ e $C < 0$ (solo sofre colapso com o peso próprio ao ser saturado); solo condicionado ao colapso se $\sigma_{Vpn} > \sigma_{Vo}$ e $0 < C < 1$ (solo sofre colapso dependendo do valor de σ_v); o solo pode ser não colapsível se $\sigma_{Vpn} = \sigma_{Vps}$ e $C = 1$.

Tabela 32 - Classificação das amostras AM-01, 02 e 03 referente a suscetibilidade ao colapso.

AMOSTRAS	PROF. (m)	σ_{Vo} (kPa)	σ_{pn} (kPa)	σ_{ps} (kPa)	c	CLASSIFICAÇÕES
AM-01	1,20	22,16	200	200	1	SOLO NÃO COLAPSÍVEL
AM-02	2,40	45,29	401	41	-0,012	VERDADEIRAMENTE COLAPSÍVEL
AM-03	7,10	150,58	430	52	-0,35	VERDADEIRAMENTE COLAPSÍVEL

Fonte: Reginatto e Ferrero, 1973.

Através da aproximação dos resultados dos ensaios edométrico duplo para o simples, foi possível estimar o potencial de colapso – PC (%) das amostras AM-01, 02 e 03, e classifica-las de acordo a colapsibilidade nas obras pela metodologia proposta por Jennings e Knight (1975) (a partir de Souza Neto, 1998), para tensão de inundação de 200 kPa. As amostras AM-01 e AM-03 foram classificadas com problema moderado. Já a AM-02, como problemática (Tabela 33).

Tabela 33 - Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (Jennings e Knight, 1975) (a partir de Souza Neto, 1998).

CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO A JENNINGS E KNIGHT (1975) (A PARTIR DE SOUZA NETO, 2004)		TENSÃO DE INUNDAÇÃO (200 kPa)			
PC (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA	PROF. (m)	AMOSTRA	PC (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
0 - 1	Sem problema	1,20	AM-01	2,40	Problema moderado
1 - 5	Problema moderado	2,40	AM-02	7,00	Problemático
5 - 10	Problemático	7,10	AM-03	1,80	Problema moderado
10 - 20	Problema Leve	-	-	-	-
20 >	Problema muito grave	-	-	-	-

Fonte: Modificado de Jennings e Knight (1975) (a partir de Souza Neto, 1998).

6.2.4 Determinação da Curva Característica de Sucção

Na atual pesquisa as curvas características por secagem foram obtidas pelo método do Papel Filtro para as amostras AM-01, 02 e 03 coletadas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, conforme descrito no item 5.2.4.

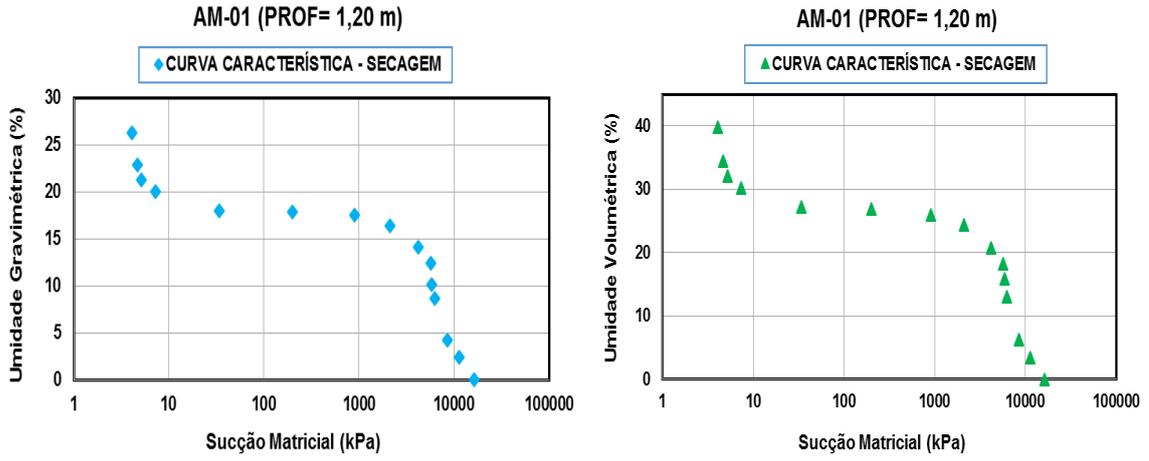
Nas Figuras 106 a 108, apresentam-se as curvas características de sucção do solo nas formas umidade do solo (w) versus sucção matricial ($u_a - u_w$), umidade volumétrica (θ) versus sucção matricial e grau de saturação (S_r) versus sucção matricial.

Ao analisar a curva característica da amostra AM-01 (Figura 106-c), observa-se para o primeiro patamar que os valores da entrada de ar (ψ_{b1}), sucção residual (ψ_{res1}) e grau de saturação residual (S_{res1}) foram iguais a 6,09 e 9,5 kPa e 61%. Já no segundo patamar só foi possível determinar o valor da entrada de ar (ψ_{b2}) de 5879,12 kPa.

Verifica-se na Figura 107-c, no primeiro patamar da curva característica da amostra AM-02 que os valores de entrada de ar (ψ_{b1}), sucção residual (ψ_{res1}) e grau de saturação residual (S_{res1}) foram de 4,51 kPa, 58,44 kPa e 78 %. No segundo patamar os valores de entrada de ar (ψ_{b2}) e sucção matricial apresentaram valores iguais a 617,78 kPa, já o grau de saturação residual (S_{res2}) foi de 32%. Para o terceiro patamar só foi possível determinar o valor da entrada de ar (ψ_{b3}) sendo igual a 3228,68 kPa.

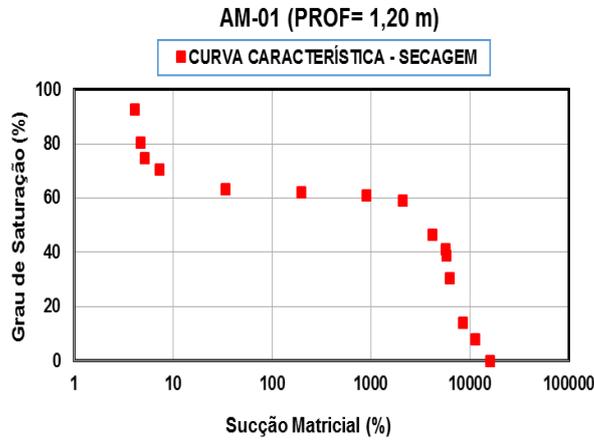
Ao analisa a curva característica da amostra AM-03 (Figura 108-c), verifica-se no primeiro patamar que os valores da entrada de ar (ψ_{b1}) e sucção residual (ψ_{res1}) foram iguais a 5,15 kPa, já o grau de saturação residual (S_{res1}) foi de 50%. No segundo patamar o valor da entrada de ar (ψ_{b2}) e sucção residual foram 5286,87 kPa, sendo o grau de saturação residual (S_{res2}) igual a 11%.

Figura 106 - Curva Característica por secagem para amostra AM-01



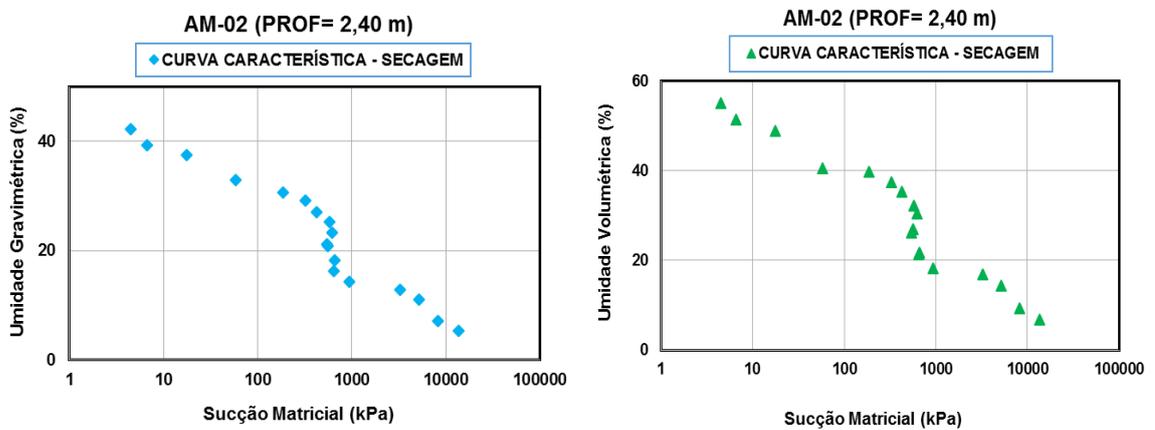
(a)

(b)



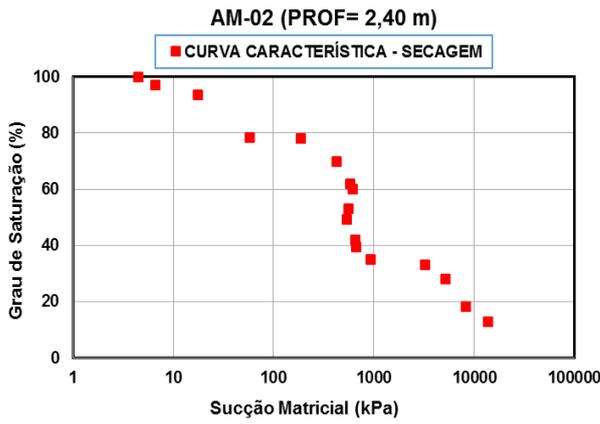
(c)

Figura 107 - Curva Característica por secagem para amostra AM-02



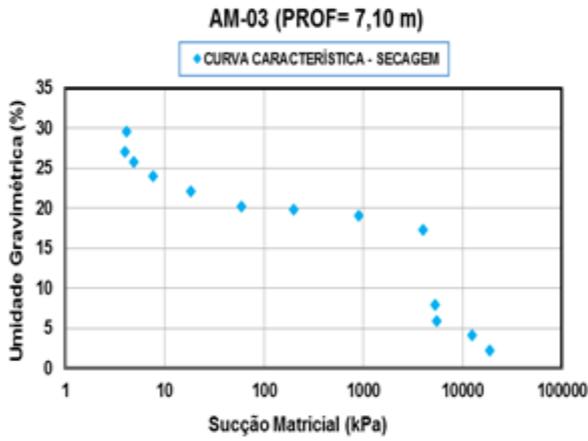
(a)

(b)

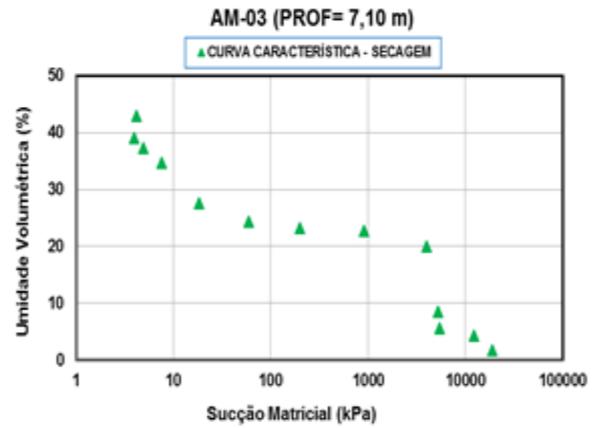


(c)

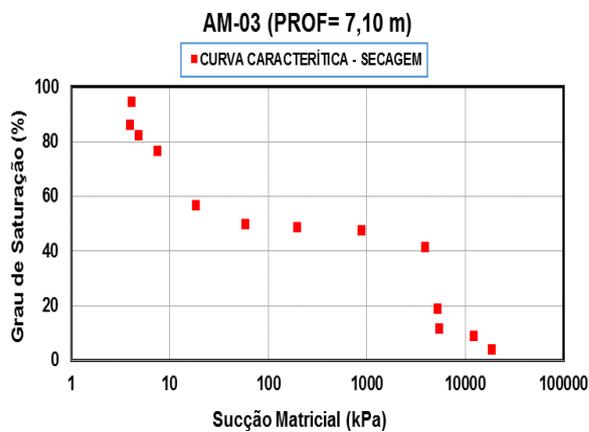
Figura 108 - Curva Característica por secagem para amostra AM-03.



(a)



(b)

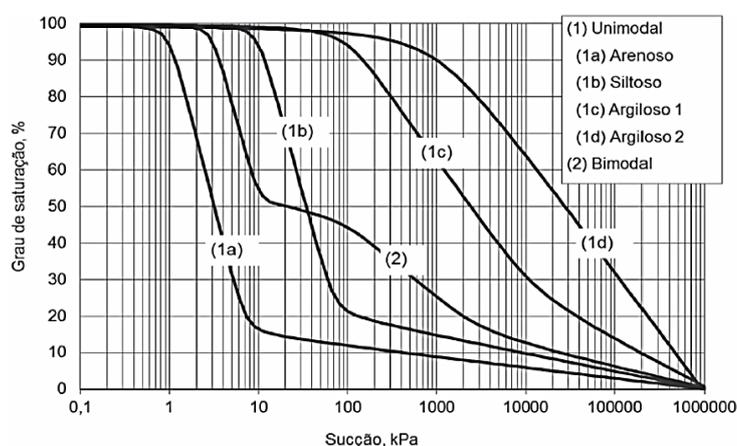


(c)

Fonte: O autor.

De acordo com diversas formas de curva característica para diferentes tipos de solos (Figura 109) proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004), as curvas características referentes as amostras AM-01 e 03 são classificadas como bimodais, pois apresentam dois trechos de desaturação e dois pontos de entrada de ar. Já a amostra 02, apresenta a curva no formato multimodal, pois apresenta três trechos de desaturação. Segundo Gitirana Jr. *et al* (2015), esses tipos de curva característica podem ser resultado de diferentes processos genéticos como: distribuições granulométricas descontínuas, estruturas de poros com micro e macroporos formados por agregação física pelo processo de intemperismo, com predominância de lixiviamento do solo, processos biológicos, etc.

Figura 109 - Alguns formatos típicos de curvas de retenção.



Fonte: Modificado de Gitirana Jr. e Fredlund, 2004.

A Tabela 34 relaciona os resultados de grau de saturação do solo na condição natural (ensaio de laboratório) das amostras AM-01, 02 e 03 e seus respectivos valores de sucção matricial encontrado a partir das curvas características (Figuras 106, 107 e 108 - a). Percebe-se que o valor de sucção matricial é maior na AM-02, seguida da AM-01 e por fim AM-03.

Tabela 34 - Valores de sucção matricial para amostra AM-01, 02 e 03 na condição natural.

AMOSTRAS	PROF. (m)	GRAU DE SATURA. (%)	SUCÇÃO MATRICIAL (kPa)
AM-01	1,20	63.6	10.0
AM-02	2,40	72.8	600.0
AM-03	7,10	80.4	7.0

Fonte: O autor.

6.2.5 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento realizados nas tensões 25, 100, 200 e 300 kPa nas amostras AM-01, AM-02 e AM-03, retiradas nas profundidades de 1,20, 2,40 e 7,10 m. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais nas condições natural e inundada, para determinação da resistência de pico e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas para obtenção da resistência residual na condição inundada.

A tabela 35 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova durante o ensaio de cisalhamento direto na condição natural (CDN) e inundado (CDI). As Figuras 110 a 115 mostram as curvas de tensões cisalhantes (τ) versus deslocamento horizontais (d_h) e deslocamento vertical (d_v) versus deslocamento horizontal (d_h) e as envoltórias de resistência dos solos obtidas nos ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundado.

Tabela 35 - Condições iniciais dos corpos de prova para CDN e CDI.

CONDIÇÃO DO CP	Nº AMOSTRA	PROF. (m)	TENSÕES (kPa)	W_o (%)	γ_s (g/cm ³)	γ_n (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	e_o	S_o (%)
NATURAL	1	1,2	25	16,30	2,65	1,79	1,53	0,70	61,71
	2		100			1,78	1,52	0,71	60,84
	3		200			1,78	1,52	0,69	62,60
	4		300			1,78	1,52	0,69	62,60
INUNDADO	1	1,2	25	16,30	2,65	1,85	1,53	0,72	59,99
	2		100			1,76	1,52	0,73	59,17
	3		200			1,78	1,52	0,70	61,71
	4		300			1,78	1,52	0,71	60,84
NATURAL	1	2,4	25	17,55	2,65	1,68	1,41	0,67	69,41
	2		100			1,67	1,39	0,66	70,47
	3		200			1,69	1,4	0,67	69,41
	4		300			1,69	1,41	0,68	68,39
INUNDADO	1	2,4	25	17,55	2,65	1,7	1,38	0,69	67,40
	2		100			1,69	1,37	0,70	66,44
	3		200			1,68	1,37	0,68	68,39
	4		300			1,68	1,37	0,69	67,40
NATURAL	1	7,1	25	37,40	2,66	1,61	1,19	1,26	78,96
	2		100			1,64	1,21	1,28	77,72
	3		200			1,62	1,20	1,25	79,59
	4		300			1,61	1,19	1,26	78,96
INUNDADO	1	7,1	25	37,40	2,66	1,62	1,16	1,28	77,72
	2		100			1,61	1,16	1,26	78,96
	3		200			1,64	1,17	1,27	78,33
	4		300			1,63	1,16	1,29	77,12

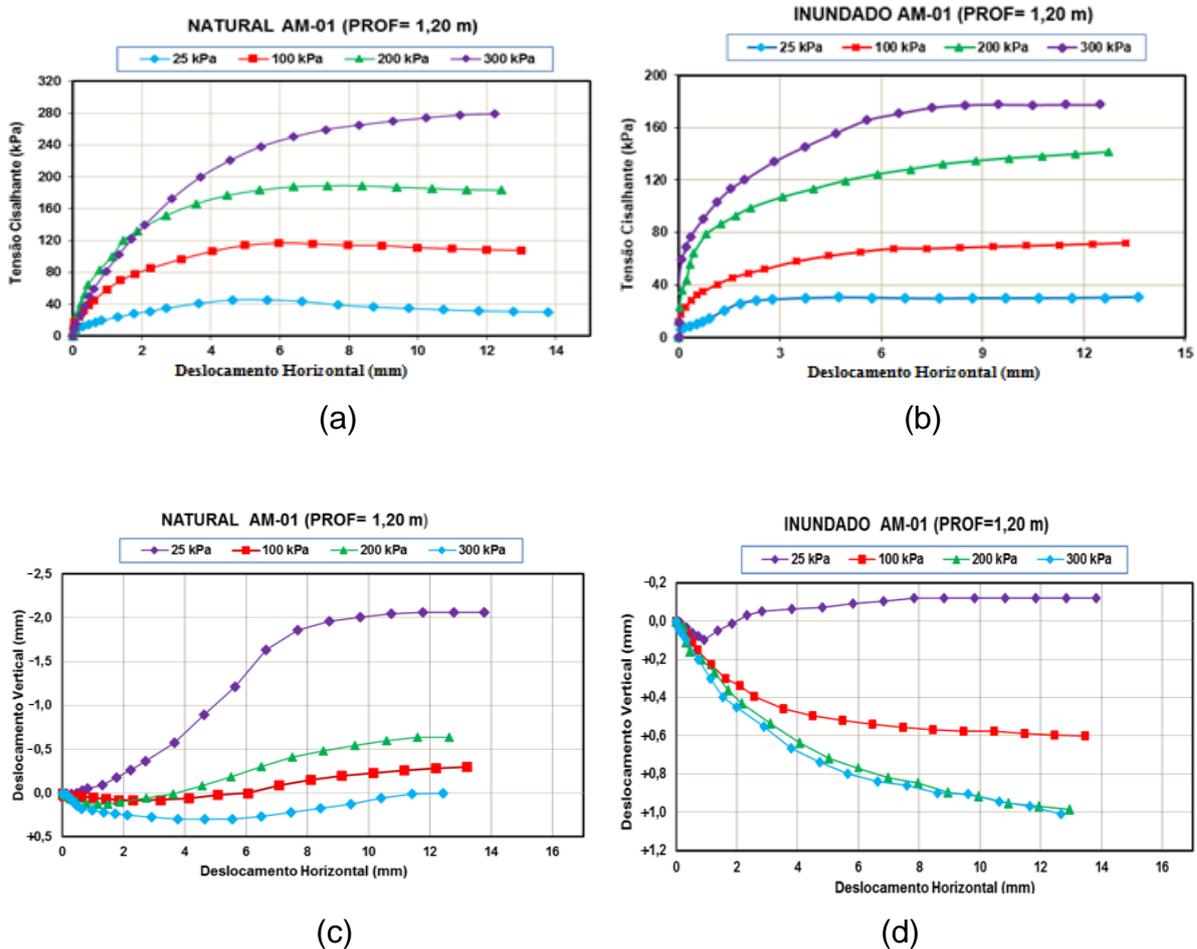
Fonte: O autor.

De acordo com os resultados encontrados na Tabela 35, verifica-se que há um aumento no teor de umidade inicial (w_0) dos corpos de prova com o crescimento da profundidade, variando entre 16,80 % a 37,60 %. Os corpos de prova que apresentaram maiores valores de umidade foram os moldados da amostra indeformada retirada na profundidade de 7,10 m. O peso específico natural (γ_n) e aparente seco (γ_d), variaram entre 1,61 - 1,95 g/cm³ e 1,16 - 1,53 g/cm³, apresentando seus valores na maioria decrescentes de 1,20 m até 7,10 m de profundidade.

O índice de vazios iniciais (e_0) apresentaram seus valores em grande parte crescentes de 1,20 a 7,10 m de profundidade, sofrendo variação entre 0,74 a 1,30.

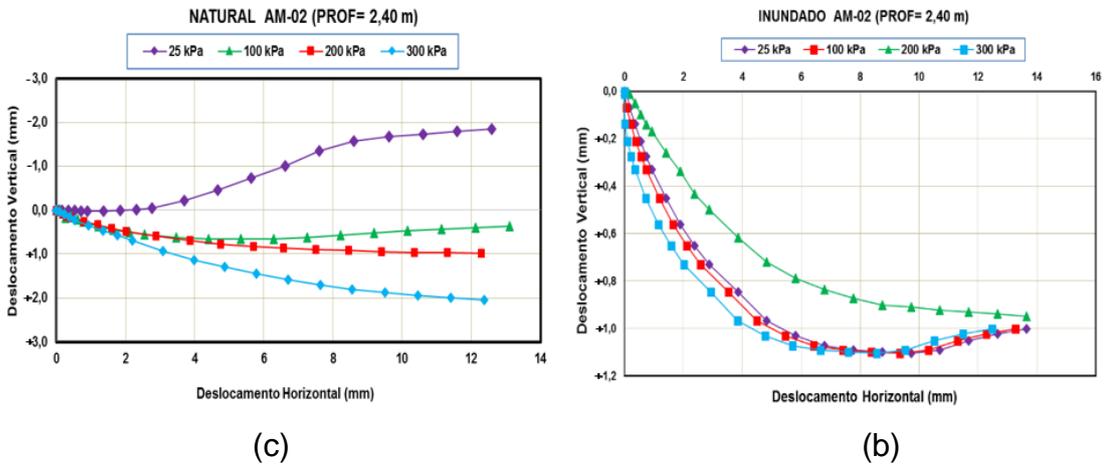
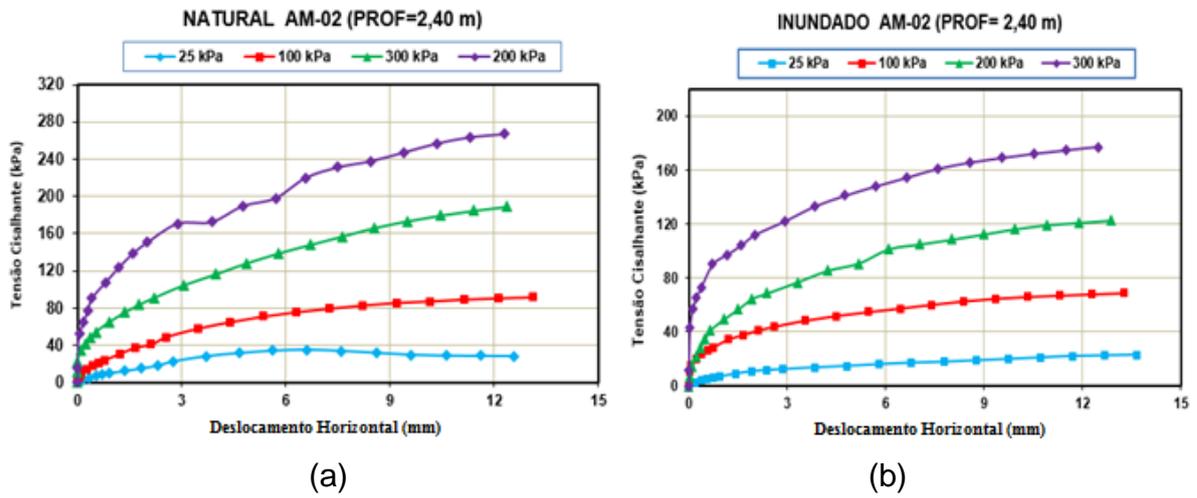
O grau de saturação inicial médio (S_{om}) mostrou-se crescente com o aumento da profundidade variando de 60,79 % a 81,72 %. O maior valor foi encontrado a 7,10 m de profundidade.

Figura 110 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$ para AM-01 retirada a 1,20 m de profundidade.



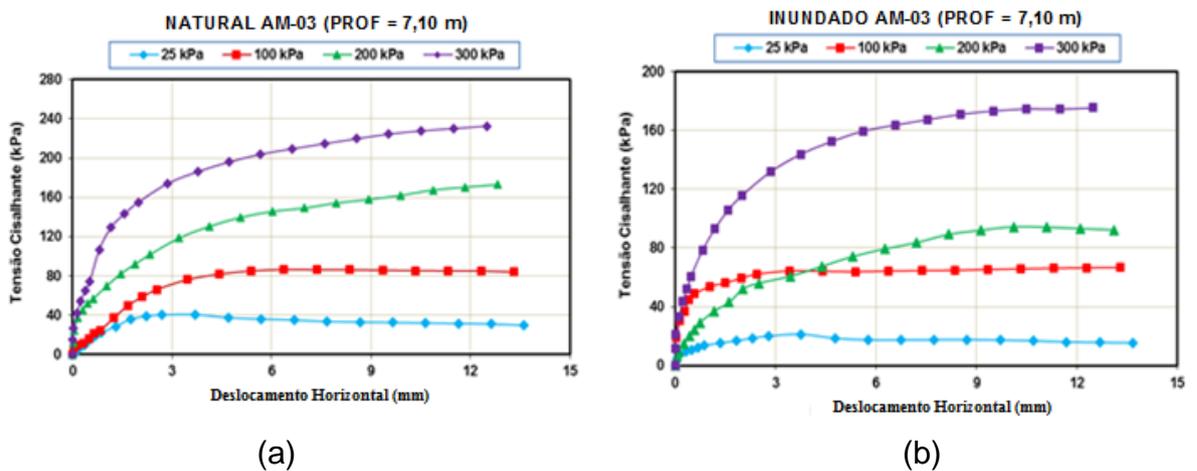
Fonte: O autor.

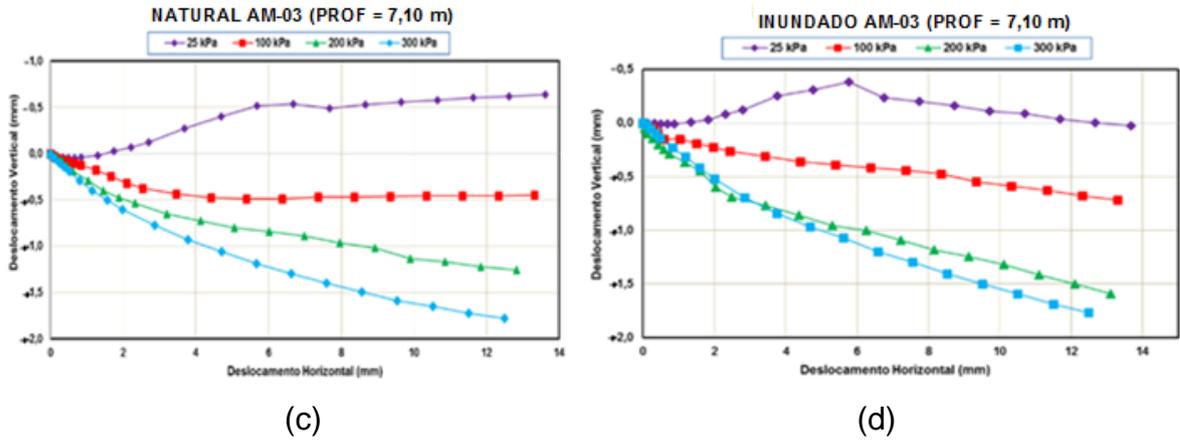
Figura 111 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$, para AM-02 retirada a 2,40 m de profundidade



Fonte: O autor.

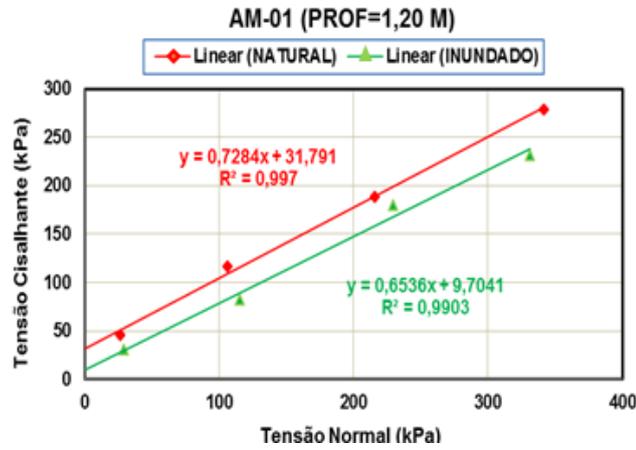
Figura 112 - Curvas $\tau \times d_h$ e $d_v \times d_h$, para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade.





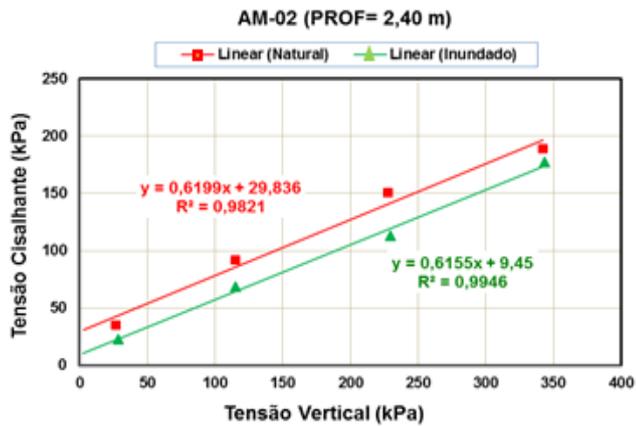
Fonte: O autor.

Figura 113 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-01, retirada na profundidade 1,20 m.



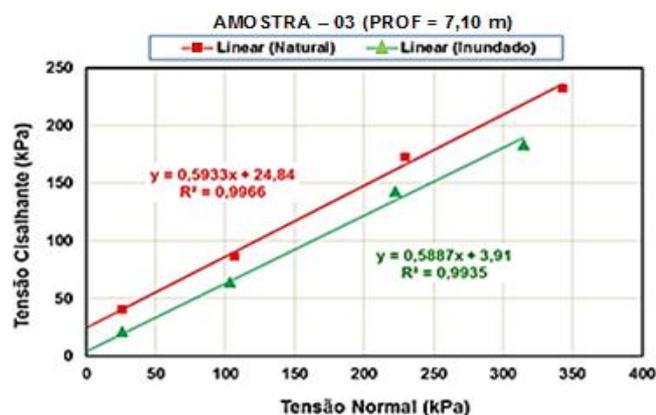
Fonte: O autor.

Figura 114 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-02, retirada na profundidade 2,40 m.



Fonte: O autor.

Figura 115 - Envoltória de Resistência na condição natural e inundada da AM-03, retirada na profundidade 7,10 m.



Fonte: O autor.

Ao observar o comportamento AM-01 através da curva tensão versus deformação horizontal, referente Figura 110 - a, verifica-se que para as tensões normais de 25, 100 e 200 kPa, o solo apresentou característica de argila pré-adensada, pois as tensões cisalhantes crescem rapidamente com as deformações verticais, apresentando o comportamento de pico. Para a tensão de 300 kPa, o mesmo apresentou comportamento de argila normalmente adensada (PINTO, 2006). Na condição inundada (Figura 110 - b) com tensão de 25 kPa, a amostra revela ter o comportamento de argila pré-adensada. Já nas tensões de 100, 200 e 300 kPa como uma argila normalmente adensada.

De acordo com as Figuras 111 - (a e b), as amostras retiradas a 2,40 m de profundidade, para as tensões normais de 100, 200 e 300 kPa, apresentaram-se com características de argilas normalmente adensadas. Para a tensão de 25 kPa (condição natural), a mesma revelou-se com comportamento de solo pré-adensado e na condição inundada, como normalmente adensado.

Ao analisar as Figuras 112 - (a e b), referente as amostras retiradas a 7,10 m de profundidade, observa-se que na condição natural e inundada, os solos apresentam comportamentos iguais para a mesma tensão normal. Para a tensão de 25 kPa, o solo mostrou-se com característica de argila pré-adensada, já para as tensões 100, 200 e 300 kPa, de argila normalmente adensada.

Ao observar as Figuras 110, 111 e 112 - c verificou-se que todas as amostras na condição natural o comportamento foi inicialmente de compressão seguido de expansão.

Vê-se que no gráfico da Figura 110 - d, a amostra 01 (condição inundada) retirada a 1,20 m de profundidade, referente às tensões normais de 100, 200 e 300 kPa sofreu apenas compressão, para 25 kPa houve inicialmente uma compressão até 1,4 mm da deformação horizontal e posteriormente expansão.

Para o gráfico da Figura 111 - d, a aplicação das tensões normais de 25, 100 e 300 kPa na amostra 02 retirada 2,40 m de profundidade, provocou compressão até a deformação horizontal alcançar 7,8 mm, seguida da expansão. Já a tensão de 200 kPa, causou apenas compressão no solo.

De acordo com o gráfico da Figura 112 - d, verifica-se que ocorre somente compressão ao empregar as tensões normais de 100, 200 e 300 kPa na amostra 03 retirada 7,10 m de profundidade. Para a tensão de 25 kPa, inicialmente corre compressão até a deformação horizontal atingir 0,8 mm, seguida da expansão até 5,8 mm e por fim, outro trecho de compressão.

Tabela 36 - Parâmetros de resistência dos solos com ensaio CDN e CDI.

AMOSTRAS	PROF. (m)	CONDIÇÃO DO C.P	C (kPa)	ϕ (°)
AM-01	1,20	NATURAL	31,79	34,68
		INUNDADO	9,70	33,17
AM-02	2,40	NATURAL	29,84	31,79
		INUNDADO	9,45	31,61
AM-03	7,10	NATURAL	24,84	30,68
		INUNDADO	3,91	30,49

Fonte: O autor.

Ao analisar as envoltórias de resistência referente às Figuras 113, 114 e 115 para as condições natural e inundado (critério de Mohr-Coulomb), nota-se que as mesmas para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, encontra-se quase que paralelas. Através da Tabela 36, verifica-se que os valores de coesão reduziram bruscamente com a saturação, já os valores de ângulo de atrito variaram discretamente. O valor de coesão da amostra AM-01 reduziu de 31,79 kPa para 9,70 kPa, a amostra AM-02 de 29,84 kPa para 9,45 kPa, por fim a amostra AM-03 de 24,84 kPa para 3,91 kPa. Já os valores de ângulo de atrito variaram entre 30,49 – 34,68 (Tabela 36).

Os valores dos parâmetros de resistência (CDN e CDI) referente às amostras AM-01, 02 e 03, encontram-se próximos ou dentro dos intervalos de valores de

coesão e ângulo de atrito obtidos nos trabalhos de Campos *et al.* (2005) e Dias (2006) para a mesma geologia o granulito (Tabela 37).

Tabela 37 - Valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos trabalhos de Campos *et al.* (2005) e Dias (2006).

Referência	Local	Geologia	CDN		CDI	
			C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
Campos <i>et al.</i> 2005	Salvador	Granulito	28,6 - 41,1	30,9 - 33,1	2,2 - 10,0	25,6 - 36,7
Dias, 2006			11,5 - 104,5	21,6 - 48,9	1,1 - 53,4	9,2 - 42,5

Fonte: O autor

6.2.6. Ensaio de Resistência Residual

A seguir serão apresentados e discutidos os parâmetros obtidos dos ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla. Posteriormente ao atingir a resistência de pico, as amostras indeformadas foram submetidas a um pré-corte. Os ensaios de cisalhamento foram realizados com prensa de cisalhamento convencional, utilizando a técnica de reversão múltipla.

A Tabela 38 apresenta as condições dos corpos de prova ao atingir a condição residual. Nas Figuras 6.29 a 6.32, apresentam-se os resultados obtidos para as curvas de tensões cisalhantes (τ) versus deslocamentos horizontais (d_h) e as envoltórias de resistência nas condições inundado e residual.

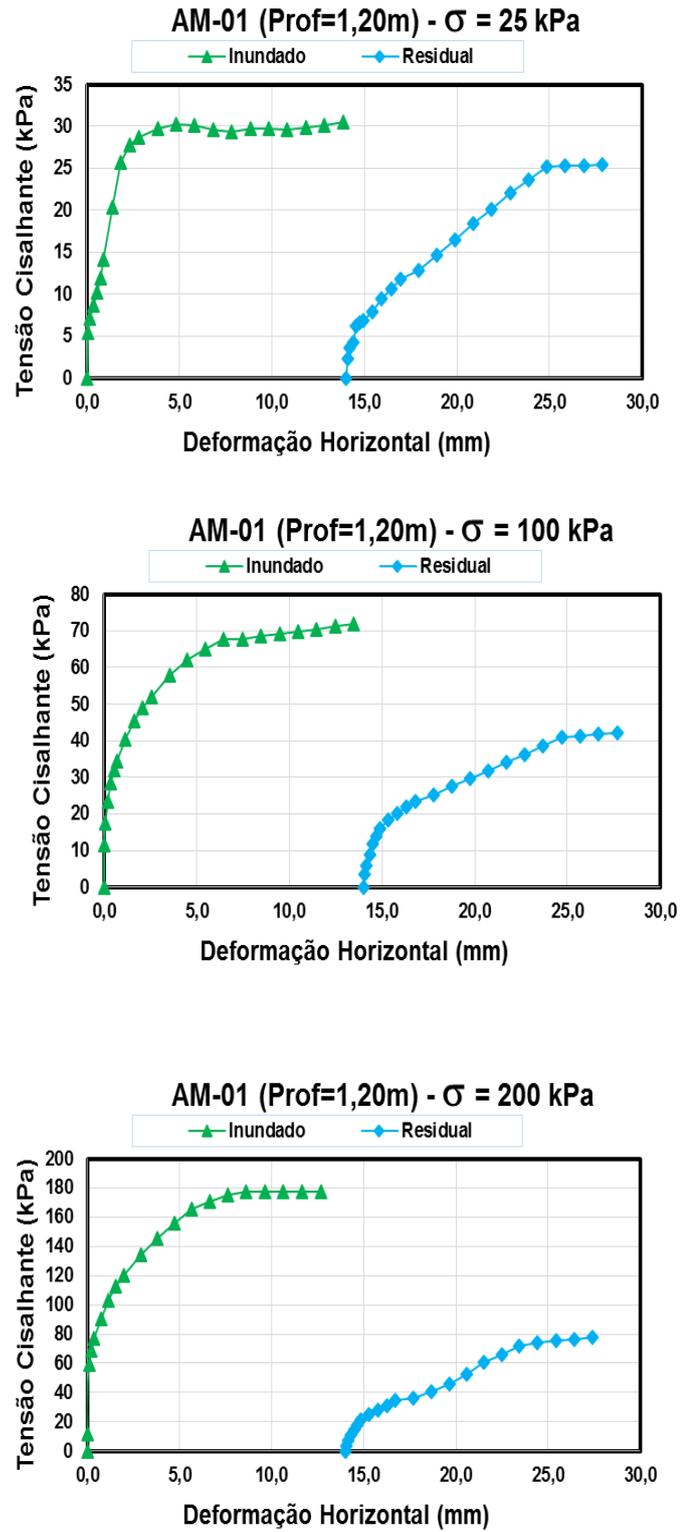
Tabela 38 - Condições dos corpos de prova nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas na condição inundado (residual).

CONDIÇÃO DO C.P	Nº AMOSTRA	PROF. (m)	TENSÕES (kPa)	σ_n (kPa)	τ (kPa)	d_v (mm)	d_h (mm)
INUNDADO	1	1,20	25	28,94	30,50	-1,174	13,858
	2		100	115,28	81,96	-1,117	13,687
	3		200	229,20	179,80	-1,197	13,421
	4		300	331,37	231,58	-0,003	12,884
INUNDADO	1	2,40	25	28,63	22,54	-0,73	6,905
	2		100	115,31	68,90	-0,848	13,663
	3		200	229,55	112,89	-0,987	13,086
	4		300	343,72	177,29	-1,018	12,730
INUNDADO	1	7,10	25	25,98	21,38	-0,021	11,870
	2		100	103,53	64,39	0,005	13,664
	3		200	222,49	143,15	-1,478	13,058
	4		300	314,71	183,44	-1,507	12,895

Fonte: O autor.

Ao analisar as Figuras de 116 a 118, de modo geral pode-se observar que em apenas duas reversões às amostras não deformaram o suficiente, para determinar as tensões residuais, não sendo possível obter um patamar de resistência bem definido. Percebe-se que ao aplicar as tensões normais 25, 100, 200 e 300 kPa nas amostras AM-01, AM-02 e AM-03 a resistência sempre cresce com as deformações. Fato que é mais evidente nas curvas $\tau \times d_h$ das tensões normais de 200 kPa (AM-02 e AM-03) e 300 kPa (AM-02), limitando o ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas para a determinação da resistência residual para tensões maiores. Esse acréscimo foi verificado por Duarte (1986) ao realizar ensaios de cisalhamento direto em amostras argilosas da Formação Guabirotuba e Vasconcelos (1992) ao ensaiar amostras contendo 100% de caulim e Silva (2003) nas argilassiltosa calcífera.

Figura 116 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-01.



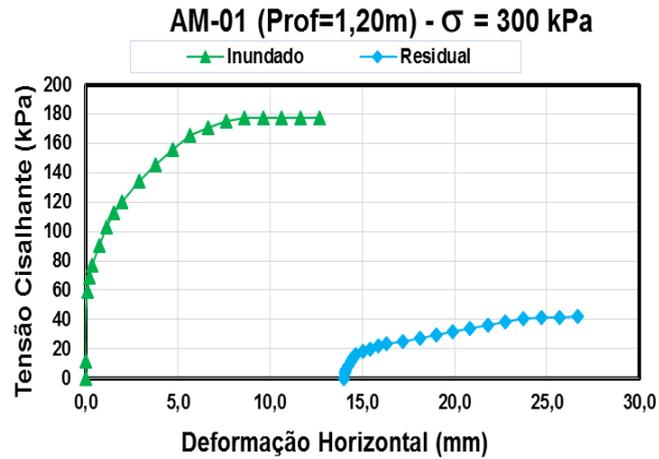
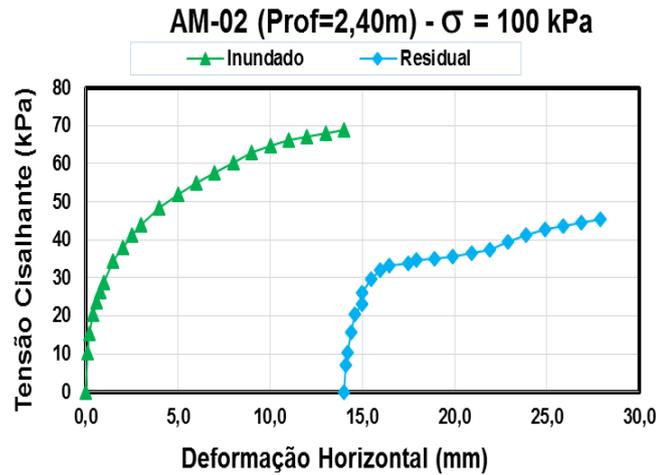
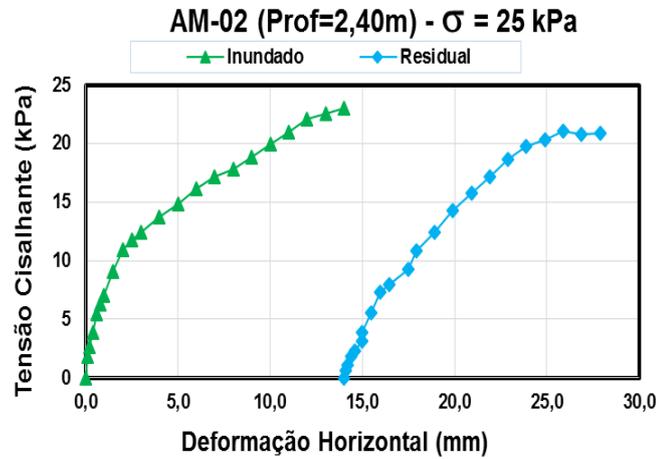
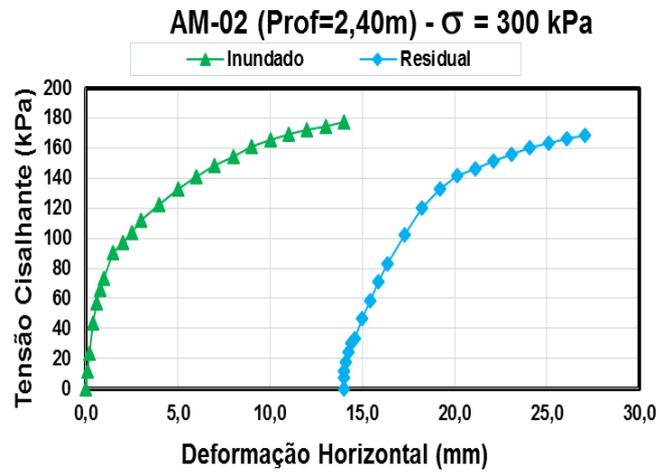
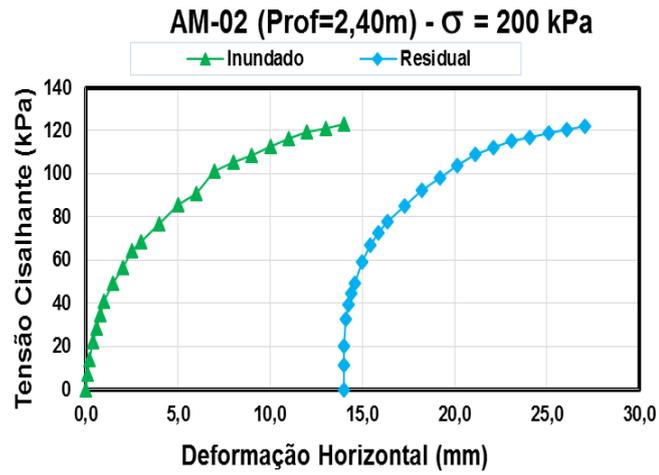


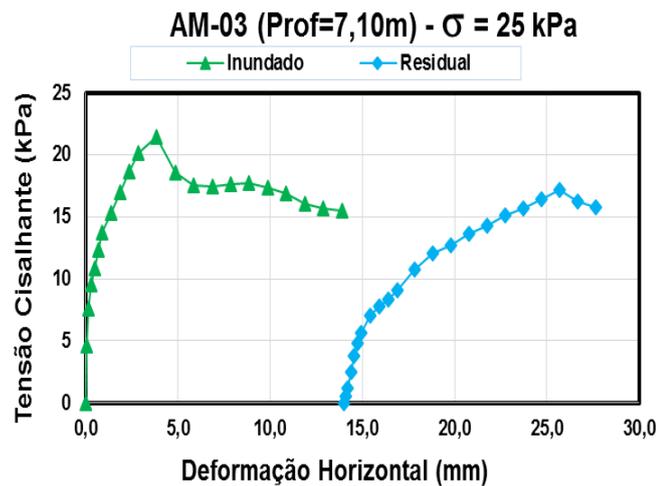
Figura 117 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-02.

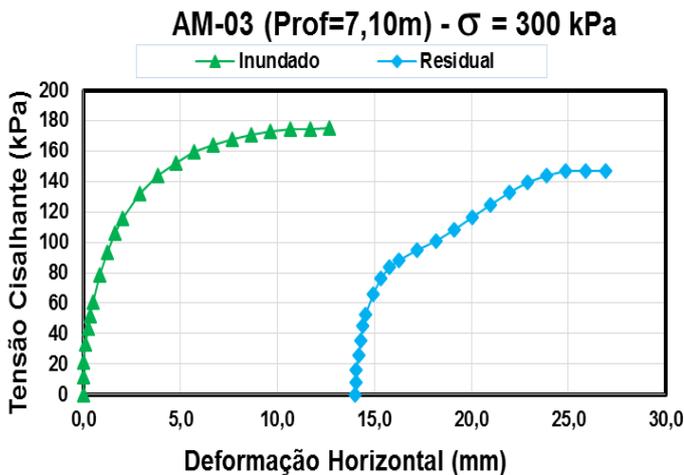
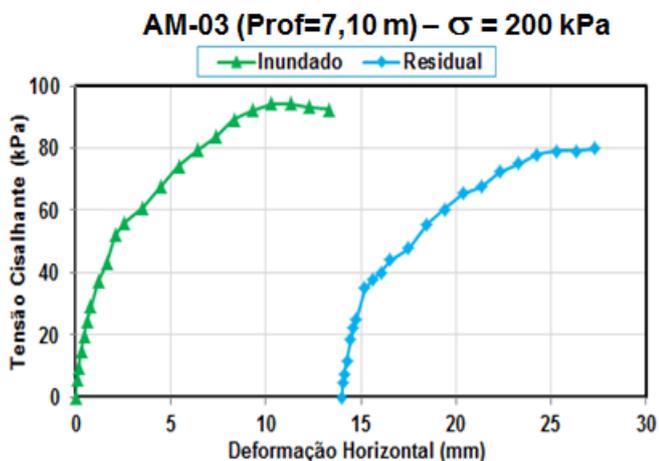
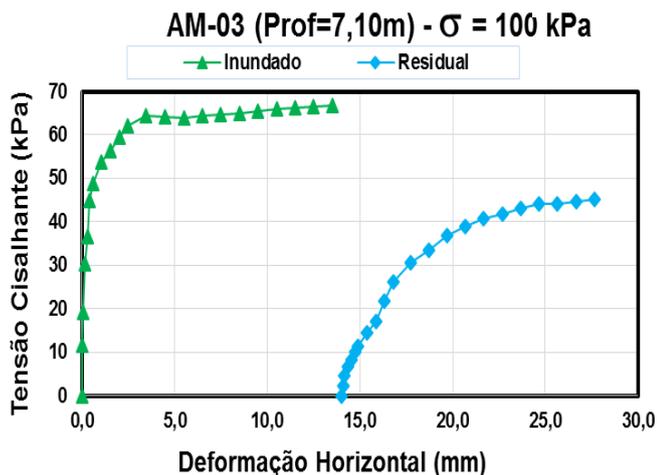




Fonte: O autor.

Figura 118 - Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas nas tensões normais de 25, 100, 200 e 300 kPa na amostra AM-03.



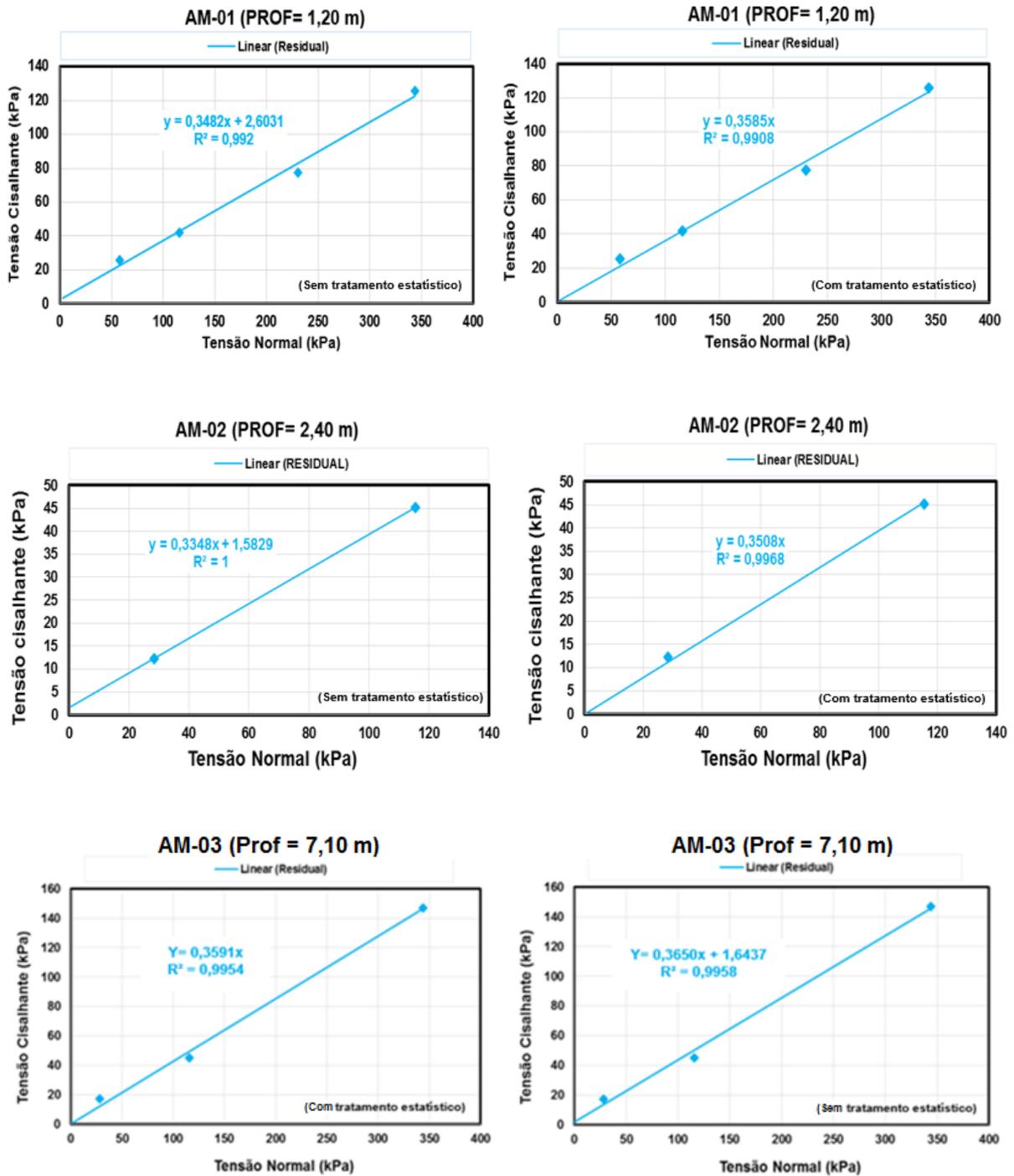


Fonte: O autor.

As envoltórias de resistência residuais referentes aos resultados dos ensaios realizados nas amostras AM-01, AM-02 e AM-03 estão representadas na Figura 119. Foram plotados pontos que correspondem as tensões 25, 100, 200 e 300 kPa (AM-01); 25 e 100 kPa (AM-02) por fim, AM-03 com 25, 100 e 300 kPa, pois apresentam

valores de tensões máximas que não superam as tensões de pico na condição inundada. Os pontos plotados para a coordenada “x” correspondem a máxima deformação horizontal obtidos durante o início e fim da realização do ensaio CDI, apresentando um valor de 14 mm.

Figura 119 - Envoltórias de resistência na condição residual (inundada) das amostras 01, 02 e 03.



Fonte: O autor.

A Tabela 39 apresenta os valores de coesão e ângulo de atrito residuais (ϕ_r) encontrados ao traçar as envoltórias de resistência na condição inundada, referente às amostras 01, 02 e 03. Essas envoltórias foram traçadas sob duas condições: a primeira sem tratamentos estatísticos dos valores de tensões normais e cisalhantes, e a segunda com tratamento estatístico. Esse tratamento foi realizado com o objetivo de fazer as envoltórias de resistência residual passar pela origem dos eixos $\tau \times d_h$ para assim, determinar os valores dos ângulos de atrito residual, pois as duas reversões para cada amostra ensaiada, não foram suficientes para encontrar tensões cisalhantes constantes durante a realização do ensaio. Esse tratamento estatístico foi possível, pois os valores encontrados de coesão para as amostras na condição inundado foram próximos de zero.

Ao analisar os valores ϕ_r para as condições sem e com tratamento estatístico, percebe-se que ocorreu uma pequena variação entre 18,51 – 20,05° (Tabela 6.18).

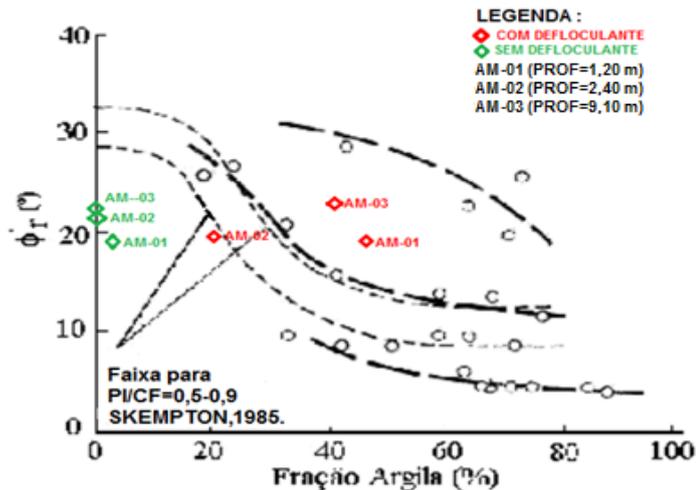
Tabela 39 - Valores de coesão e ângulo de atrito residual das amostras 01, 02 e 03 com e sem tratamento estatístico.

AMOSTRAS	PROF. (m)	CONDIÇÃO DO C.P	C (kPa)	ϕ_r (°)
AM-01	1,20	RESIDUAL (S/ APROX.)	2,60	19,20
		RESIDUAL (C/ APROX.)	0,00	19,72
AM-02	2,40	RESIDUAL (S/ APROX.)	1,58	18,51
		RESIDUAL (C/ APROX.)	0,00	19,33
AM-03	7,10	RESIDUAL (S/ APROX.)	1,64	19,75
		RESIDUAL (C/ APROX.)	0,00	20,05

Fonte: O autor.

Com os valores encontrados de ângulo de atrito residual e porcentagem de argila (com e sem defloculante) encontrado na composição granulométrica (Figuras 95 a 97), para cada amostra ensaia, foi possível registrar os pontos no gráfico proposto por Mesri e Cepeda-Diaz, (1986). Verifica-se que apenas a AM-02 retirada na profundidade 2,40 m, apresentou valor de ângulo de atrito residual ($\phi_r=19,33^\circ$) próximo do proposto por Mesri e Cepeda-Diaz (1986), que foi de 21° , considerando a porcentagem de argila com defloculante igual a 21% (Figura 120).

Figura 120 - Relação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila.



Fonte: Modificado de Mesri e Cepeda - Diaz, 1986.

De modo geral, pode-se afirmar que apenas duas reversões nas amostras durante a realização do ensaio cisalhamento com reversões múltiplas, não foram suficientes para determinar as tensões residuais, pois as mesmas não se apresentaram bem definidas, conseqüentemente os valores de parâmetros de resistência são imprecisos.

6.2.7 Ensaios Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Neste item, serão apresentado e discutido os resultados do ensaio de resistência ao cisalhamento com sucção controlada apenas para sucção 100 kPa, realizados nas tensões 25, 100 e 300 kPa na amostra AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade.

Pelo fato das amostras AM-01, 02 e 03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, apresentarem longos períodos para estabilização dos seus pesos quando submetidos as sucções 25, 100 e 300 kPa, optou-se por realizar o ensaio de cisalhamento com sucção controlada apenas na amostra que apresentasse o menor período de tempo para equalização do peso e que fosse retirada 7,10 m (profundidade na qual ocorreu um queda brusca no N_{spt}). Nesse caso, escolheu-se ensaiar a AM-03 com a aplicação de sucção igual a 100 kPa.

A tabela 40 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova utilizados no ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada com imposição de sucção. As

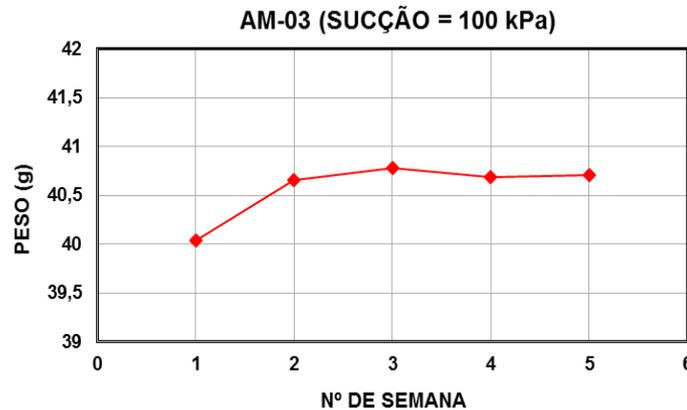
Figuras 121 a 125 mostram as curvas de número de semana versus peso, tensões cisalhantes (τ) versus deslocamento horizontais (d_h), deslocamento vertical (d_v) versus deslocamento horizontal (d_h) e a envoltória de resistência do solo.

Tabela 40 - Condições iniciais dos corpos de prova do ensaio cisalhamento direto com sucção controlada.

SUCÇÃO APLICADA	Nº DE AMOSTRA	γ_s (g/cm ³)	γ_h (g/cm ³)	e_o	Sr (%)	W (%)
100 kPa	1	2,66	1,69	1,27	46,00	22,14
	2					
	3					
	4					

Fonte: O autor.

Figura 121 - Curva número de semanas versus peso para amostra AM-03, quando submetida a sucção de 100 kPa.



Fonte: O autor.

Ao analisar a Figura 121, verifica-se que o número de semanas encontrado para ocorrer à estabilização do peso da amostra AM-03 quando submetida a uma sucção igual a 100 kPa na membrana de pressão, foi igual a 3. Nota-se também, que o corpo de prova ganhou umidade durante o período de estabilização do peso, fato que já era esperado, pois o corpo de prova tinha perdido umidade ao longo do tempo. Esse sofreu uma redução do grau de saturação de 80,42% para 43,03 % e um aumento de sucção matricial de 7 kPa para 4000 kPa que foi maior do que a sucção imposta de 100 kPa (Figura 108).

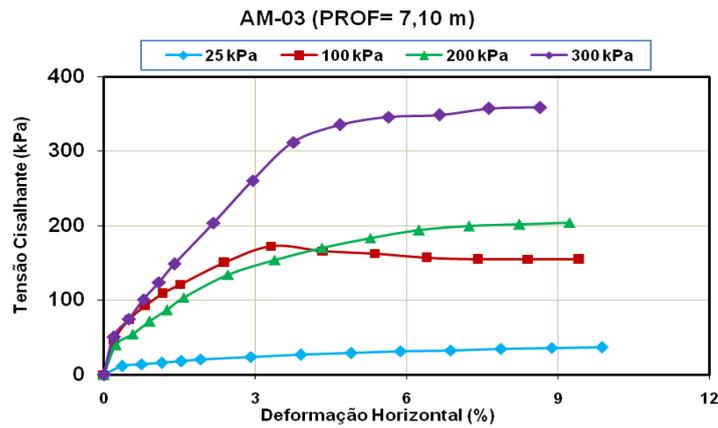
Na Tabela 41 são apresentados os resultados referente ao período de estabilização das amostras AM-01, AM-02 e AM-03, referente às sucções de 25, 100 e 300 kPa. Na Tabela 42, mostra os valores dos Parâmetros de resistências para os ensaios CDI e CDSC. Já na Tabela 43, mostra-se o resultado dos parâmetros para o ensaio CDSC (Sucção= 100 kPa).

Tabela 41 - Período de estabilização das amostras AM-01, 02 e 03, referente as sucções de 25, 100 e 300 kPa.

AMOSTRA	PROFUNDIDADE (m)	SUCÇÃO (kPa)	Nº DE SEMANAS
AM-01	1,20	25	5
	2,40		5
	7,10		5
AM-02	1,20	100	3
	2,40		3
	7,10		3
AM-03	1,20	300	4
	2,40		4
	7,10		4

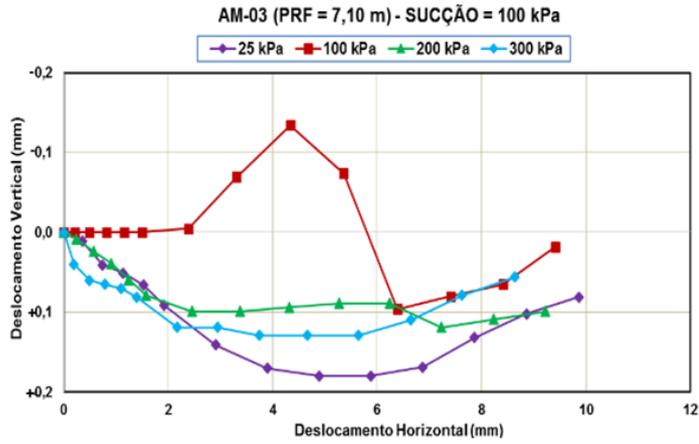
Fonte: O autor.

Figura 122 - Curva τ x d_h para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade.



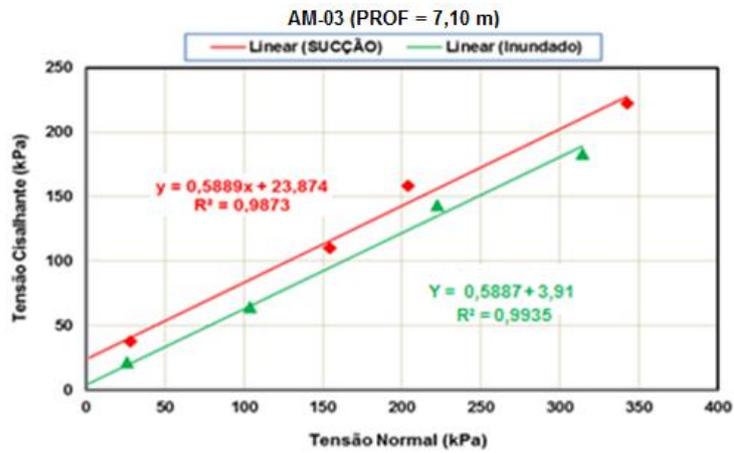
Fonte: O autor.

Figura 123 - Curva $d_v \times d_h$ para AM-03 retirada a 7,10 m de profundidade



Fonte: O autor.

Figura 124 - Envoltória de resistência da AM-03 com sucção de 100 kPa (ϕ').

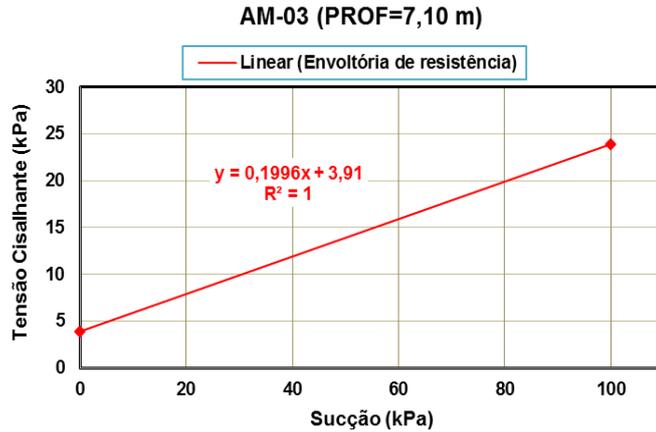


Fonte: O autor.

Tabela 42 - Parâmetros de resistências para os ensaios CDI e CDSC.

SUCÇÃO (100 kPa)		INUNDADO	
C' (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
23,87	30,49	3,91	30,48

Fonte: O autor.

Figura 125 - Envoltória de resistência do solo com sucção de 100 kPa (ϕ^b).

Fonte: O autor.

Tabela 43 - Envoltória de ruptura para o ensaio CDSC (Sucção= 100 kPa).

SUCÇÃO (100 kPa)		
SUCÇÃO (kPa)	C (kPa)	ϕ^b (°)
0	3,91	11,29
100	23,87	

Fonte: O autor.

Ao observar o comportamento AM-03 através da curva tensão versus deformação horizontal referente à Figura 123, verifica-se que para a tensão normal de 100 kPa, o solo apresentou característica de argila pré-adensada, pois as tensões cisalhantes crescem rapidamente com as deformações verticais, apresentando o comportamento de pico. Para as tensões de 25, 200 e 300 kPa, os mesmos apresentaram o comportamento de argila normalmente adensada, ou seja, a máxima tensão cisalhante ocorrerá para deformação específica da ordem de 15 % a 20 % (PINTO, 2006).

Verifica-se através da envoltória de resistência (Figura 124), que a amostra AM-03 ensaiada apresenta valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') iguais a 23,87 kPa e 30,48°. Esses valores estão próximos ao encontrado no trabalho de Sousa, 2006 que realizou o ensaio triaxial com sucção controlada para mesma sucção de 100 kPa ($C' = 33,76$ kPa e $\phi' = 26,59^\circ$).

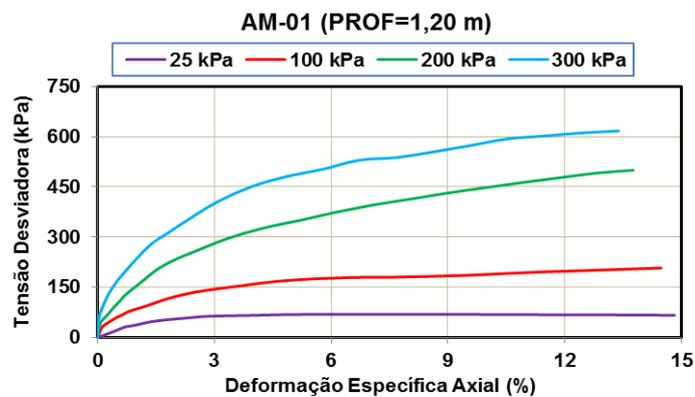
Como esperado o valor de ϕ^b (11,29°) foi menor que o ângulo de atrito interno efetivo ϕ' (30,49°).

6.2.8 Ensaio Triaxial CID

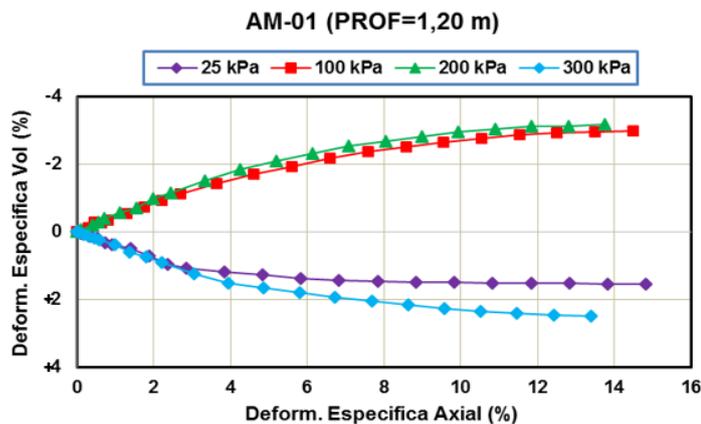
Os ensaios triaxiais consolidados-drenados foram realizados utilizando tensões confinantes de 25, 100, 200 e 300 kPa e velocidade de carregamento de 0,050 mm/min. No item a seguir, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios.

Nas Figuras 6.39 a 6.41, são apresentados os resultados dos ensaios realizados em termos dos gráficos tensões desviatórias ($\sigma_1 - \sigma_3$) versus deformações axiais (ϵ_a), deformações volumétricas (ϵ_v) versus deformações axiais, por fim as envoltórias de resistência.

Figura 126 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-01.



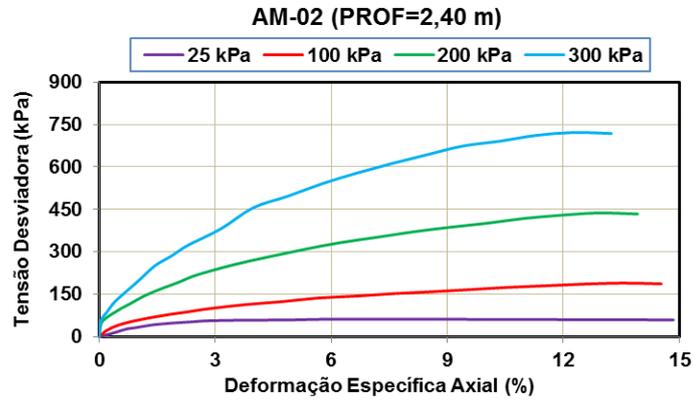
(a)



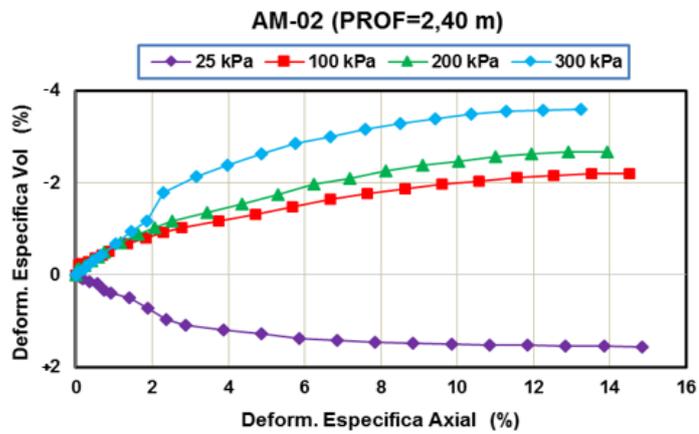
(b)

Fonte: O autor.

Figura 127 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-02.

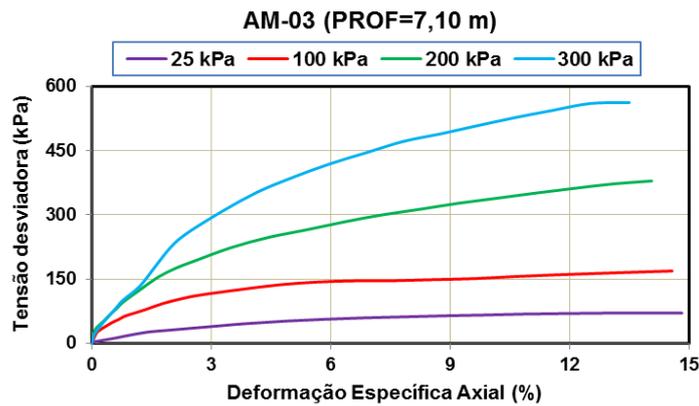


(a)

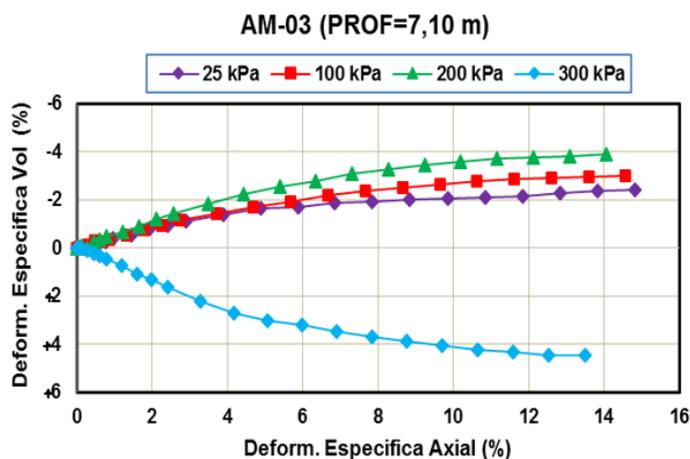


(b)

Figura 128 - Tensão x Deformações e Deformação x Variação Volumétrica para amostra AM-03.



(a)



(b)

Fonte: O autor.

Ao analisar os gráficos tensão-deformação para as amostras AM-01, 02 e 03 (Figura 126, 127, 128-a), percebe-se que não apresentaram plano de ruptura bem definidos, característica de solos com comportamento plástico. A tensão desvio cresce lentamente com a deformação específica axial, atingindo os valores máximos para deformações específicas axial entre 11,63 % e 14,82 %, com exceção para AM-01 de tensão confinante 25 kPa, que apresentou a máxima tensão desviatória para deformação específica axial de valor igual a 7,85 %. Verificou-se também, que para todas as amostras ensaiadas, quanto maior a tensão confinante maior foi à tensão desvio.

Quanto ao comportamento volumétrico referente à amostra AM-01, verifica-se que durante o carregamento axial para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa, os corpos de prova sofreram expansão volumétrica muito próximas, sendo levemente maior para tensão de 200 kPa. Já as tensões confinantes de 25 e 300 kPa, provocaram nos corpos de prova redução de volume (Figura 126-b).

Ao analisar a amostra AM-02, observa-se que durante a aplicação do carregamento axial para as tensões confinantes de 100, 200 e 300 kPa, houve uma expansão volumétrica dos corpos de prova, sendo que, tensões maiores causaram expansão maiores. Já a aplicação da tensão confinante de 25 kPa, causou uma redução volumétrica no corpo de prova (Figura 127-b).

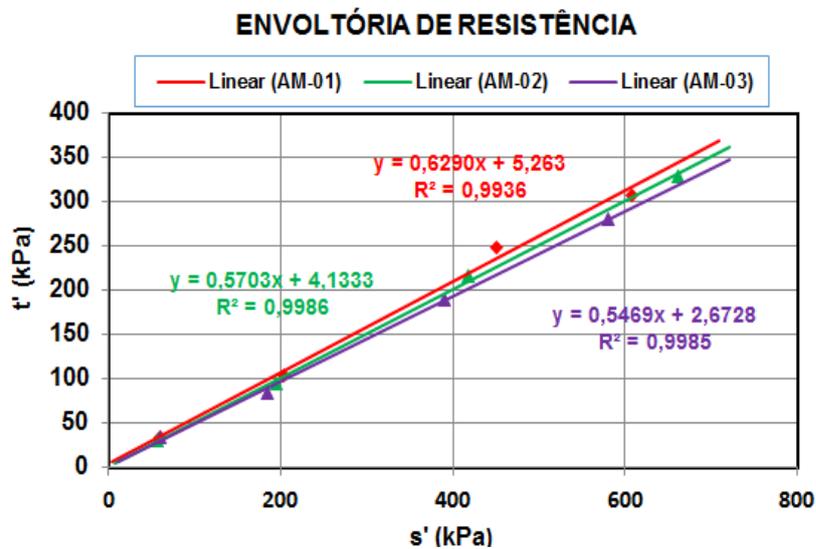
De acordo com Figura 128-b, referente a amostra AM-03, verifica-se que ocorreu apenas expansão volumétrica nos corpos de prova durante o carregamento

axial para as tensões confinantes de 25, 100 e 200 kPa. Para a tensão de 300 kPa, o corpo de prova sofreu redução de volume.

De modo geral, observa-se que as tensões confinantes 100 e 200 kPa aplicadas no carregamento dos corpos de prova para amostras AM-01, 02 e 03 durante a realização do ensaio, provocaram nos mesmos, expansão volumétrica de ordem de grandeza próximas.

Na Figura 129, estão representadas as envoltórias de resistência para as amostras AM-01, 02 e 03.

Figura 129 - Envoltórias de Resistência para as amostras AM-01, 02 e 03.



Fonte: O autor.

Ao analisar a Figura 129, verifica-se que todas as envoltórias de resistência pertencentes às amostras apresentaram coeficiente de correlação a partir de 0,9936. Nota-se que os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito das amostras AM-01 e AM-02 (Tabela 44), retiradas nas profundidades 1,20 e 2,40 m são próximos, fato que poderá ser observado pela aproximação das envoltórias de resistência (Figura 129). Os valores de coesão das amostras AM-01 e AM-02 estão próximos ao encontrado no trabalho de Sousa, 2006 que realizou o ensaio triaxial CDI na condição saturado para as tensões confinantes de 51 kPa, 97 kPa e 201 kPa ($C' = 6,12$ kPa), fato que não é observado para o valor de ângulo de atrito ($\phi' = 27,34^\circ$) referente a AM-01. Já a amostra AM-02 e AM-03, o valor do ângulo de atrito $29,69^\circ$ e $28,67^\circ$ encontram-se próximos ao valor obtido pelo mesmo autor.

Ao comparar aos valores de parâmetros de resistência referente às amostras AM-01, AM-02 e AM-03, observa-se uma redução com profundidade de 1,20 m para 7,10 m saindo de 5,3 kPa e 32,17° para 2,67 kPa e 28,67°.

Tabela 44 - Valores dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos para as amostras AM-01, 02 e 03.

TENSÕES CONFINANTES (kPa)	AM-01 (PROF = 1,20 m)		AM-02 (PROF = 2,40 m)		AM-03 (PROF = 7,10 m)	
	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
25, 100, 200 e 300	5,25	32,17	4,13	29,69	2,67	28,67

Na tabela 45 são apresentados os parâmetros de resistência obtidos durante os ensaios de cisalhamento direto na condição natural (CDN) e inundado (CDI), cisalhamento direto com reversões múltiplas, cisalhamento direto com sucção controlada (CDSC) e triaxial consolidado-drenado (CID).

Tabela 45 - Parâmetros de resistência obtidos durante os ensaios CDN, CDI, CDI com reversões múltiplas, CDSC e triaxial CID.

AMOSTRAS	PROF. (m)	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	C (kPa)	ϕ (°)	ϕ_r (°)	ϕ^b (°)
AM-01	1,20	Cisalhamento direto	Natural	31,79	34,68	-	-
AM-02	2,40			29,84	31,79	-	-
AM-03	7,10			24,84	30,68	-	-
AM-01	1,20		Inundado	9,70	33,17	-	-
AM-02	2,40			9,45	31,61	-	-
AM-03	7,10			3,91	30,49	-	-
AM-01	1,20	Cisalhamento direto c/ reversões múltiplas	Inundado	0,00	-	19,72	-
AM-02	2,40			0,00	-	19,33	-
AM-03	7,10			0,00	-	20,05	-
AM-01	1,20	Triaxial CID	Saturado	5,25	32,17	-	-
AM-02	2,40			4,13	29,69	-	-
AM-03	7,10			2,67	28,67	-	-
AM-03	7,10	Cisalhamento direto c/ sucção	Sucção (100 kPa)	23,87	30,49	-	11,29

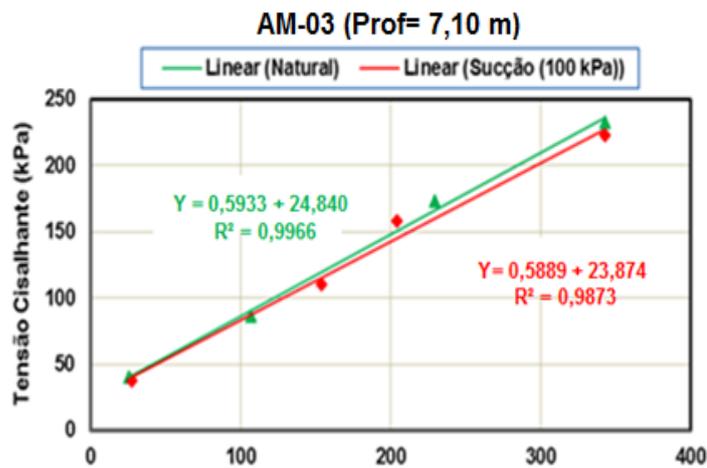
Fonte: O autor.

Ao analisar a Tabela 45, observa-se que os valores de coesão nos ensaios de cisalhamento direto (natural e inundado), tenderam a diminuir com o aumento da profundidade. Verifica-se também, que os valores de coesão obtidos no ensaio triaxial CID, foram menores do que os encontrados no CDI para as mesmas profundidades.

Quanto ao ângulo de atrito, constata-se que os valores de ângulo de atrito para os ensaios CDN, CDI, triaxial CID e CD com sucção controlada apresentaram valores variando entre 28,67 - 34,68°.

Observa-se que os parâmetros (C e ϕ) do CDN referente à amostra AM-03 (7,10 m) foram próximos ao valor encontrado no ensaio CD com sucção controlada para mesma profundidade, fato que pode ser visualizado quando se traça as duas envoltórias de ruptura (Figura 130).

Figura 130 - Envoltórias de Resistência para CDN e CD com sucção controlada.



7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE

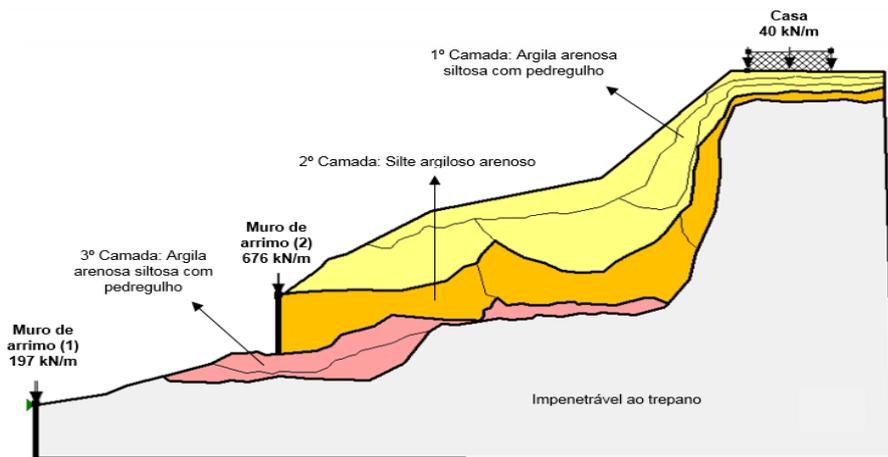
Neste item, serão apresentados e discutidos os resultados da análise de estabilidade do talude da área de estudo, obtidos através software SLOPE/W 2012.

O SLOPE/W é uma ferramenta computacional que utiliza a teoria do equilíbrio-limite para calcular o fator de segurança, possibilitando a modelagem de tipos heterogêneos solos, superfície de rupturas e condições de sucção variadas.

7.1 METODOLOGIA ADOTADA PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Anteriormente a análise da estabilidade, foi necessária obter o levantamento topográfico do local, investigação de campo e campanha de ensaios de laboratório, onde se definiu o perfil da encosta e os parâmetros geotécnicos do solo referente a cada camada. Os parâmetros de resistência para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03 (coesão e ângulo de atrito) utilizados na análise, foram obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundado, triaxial CID (condição inundada) e cisalhamento direto com sucção controlada (Tabela 46). Pelo fato, de não se conhecer os parâmetros de resistência das camadas localizada nos pontos de sondagens P-04 e P-05, foram adotados para essas camadas os parâmetros de resistência encontrados nas amostras retiradas em P-03, nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m para a análise da estabilidade do talude. Logo o perfil da adotado para tal análise, encontra-se representado pela Figura 131.

Figura 131 - Perfil transversal adotado nas simulações do SLOPE/W.



Fonte: O autor.

As simulações nas análises da estabilidade do talude através do programa SLOPE/W, foram efetuadas através dos métodos de Morgenstern - Price, Bishop, Janbu e Fellenius, e sendo consideradas superfícies de ruptura localizadas no topo e meio da seção transversal estudada, por fim, verificando a ruptura global.

Foram simuladas quatro situações distintas quanto à condição de umidade dos solos:

- Considerando os parâmetros de resistência obtidos durante o ensaio de cisalhamento direto na condição natural (CDN) em toda a seção;
- Considerando os parâmetros de resistência obtidos durante o ensaio de cisalhamento direto na condição inundada (CDI) em toda a seção;
- Considerando os parâmetros de resistência obtidos durante o ensaio de triaxial CID;
- Considerando os parâmetros de resistência obtidos durante o ensaio de cisalhamento com sucção controlada apenas na amostra AM-03 (retirada 7,10 m), e para o restante do perfil, os parâmetros de resistências obtidos durante o ensaio CDN.

7.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E ANÁLISES DA ESTABILIDADE

A Tabela 56 apresenta os parâmetros utilizados nas simulações durante a análise da estabilidade da encosta, obtidos durante o ensaio de cisalhamento direto na condição natural (CDN) e inundado (CDI), triaxial consolidado – drenado (CID) e cisalhamento direto com sucção controlada (CDSC).

Tabela 46 - Parâmetros CDN, CDI, Triaxial CID e CDSC, utilizados nas simulações durante a análise da estabilidade da encosta.

AMOSTRA	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	C (kPa)	ϕ (°)	
BASE DA ENCOSTA (SP-03)	10,48	Argila arenosa siltosa com pedregulho	CD	Natural	31,8	34,68	
		Silte argilo arenoso			29,8	31,79	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			24,8	30,68	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho		Inundado	9,7	33,17	
		Silte argilo arenoso			9,5	31,61	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			3,9	30,49	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho	Triaxial CID	Saturado	5,3	32,17	
		Silte argilo arenoso			4,1	29,69	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			2,7	28,67	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho		CDSC	Sucção (100 kPa)	31,8	34,68
		Silte argilo arenoso				29,8	31,79
		Argila arenosa siltosa com pedregulho				23,9	30,49
MEIO DA ENCOSTA (SP-04)		Argila arenosa siltosa com pedregulho	CD	Natural	31,8	34,68	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			29,8	31,79	
		Silte argilo arenoso			24,8	30,68	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho		Inundado	9,7	33,17	
		Silte argilo arenoso			9,5	31,61	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			3,9	30,49	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho	Triaxial CID	Saturado	5,3	32,17	
		Silte argilo arenoso			4,1	29,69	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho			2,7	28,67	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho		CDSC	Sucção (100 kPa)	31,8	34,68
		Silte argilo arenoso				29,8	31,79
		Argila arenosa siltosa com pedregulho				23,9	30,49
TOPO DA ENCOSTA (SP-05)	3,15	Argila arenosa siltosa com pedregulho	CD	Natural	31,8	34,68	
		Silte argilo arenoso			29,8	31,79	
		Argila arenosa siltosa com pedregulho		Inundado	9,7	33,17	
		Silte argilo arenoso	9,5		31,61		
		Argila arenosa siltosa com pedregulho	Triaxial CID		Saturado	5,3	32,17
		Silte argilo arenoso		4,1		29,69	

Fonte: O autor.

As Figuras 132 a 143 mostra os fatores de segurança mínimos (FS_{\min}) encontrados após as simulações feitas no programa SLOPE/W.

A seção transversal estudada foi dividida em dois pontos: topo da encosta e meio da encosta.

Na tabela 47, indica os valores adotados das sobrecargas atuantes no perfil transversal estudado.

Tabela 47 - Valores das sobrecargas adotados.

SOBRECARGAS ADOTADAS		
IDENTIFICAÇÃO	SIGLAS	CARGA DISTRIBUIDA (KN/m)
Muro de arrimo 1	MA-01	197
Muro de arrimo 2	MA-02	676
Casa	CA	40

Fonte: O autor.

Figura 132 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDN.

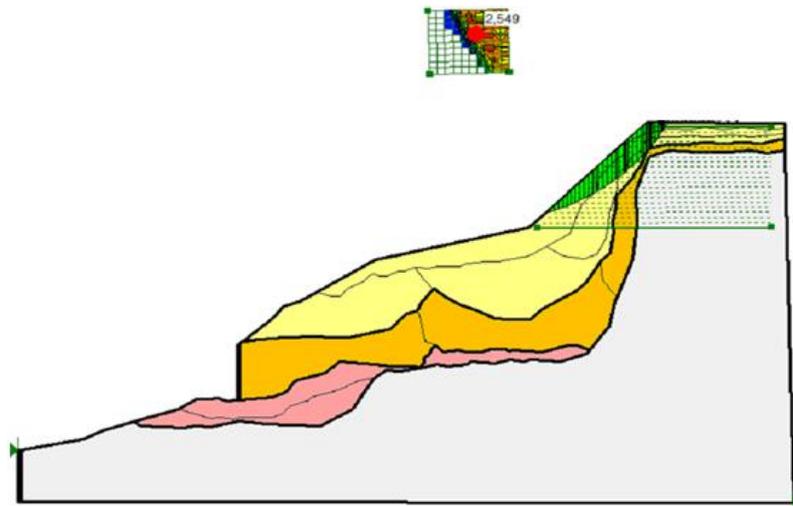


Figura 133 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDI.

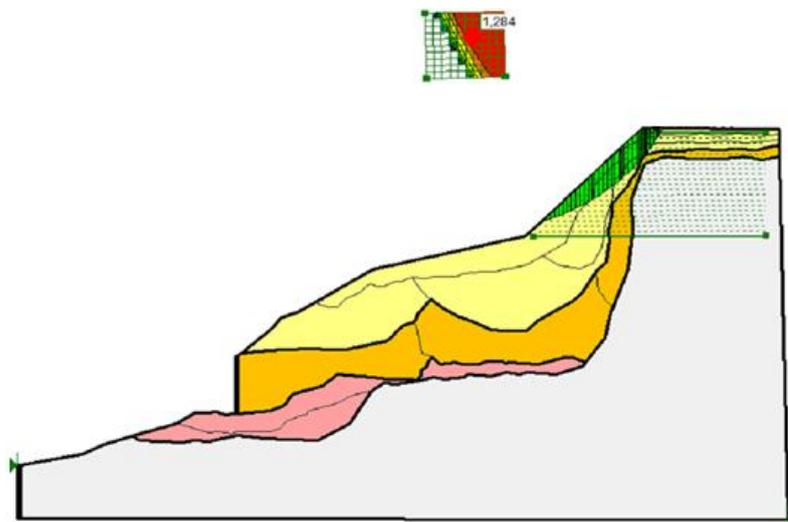


Figura 134 - Análise da estabilidade no topo da encosta – TRIAXIAL CID.

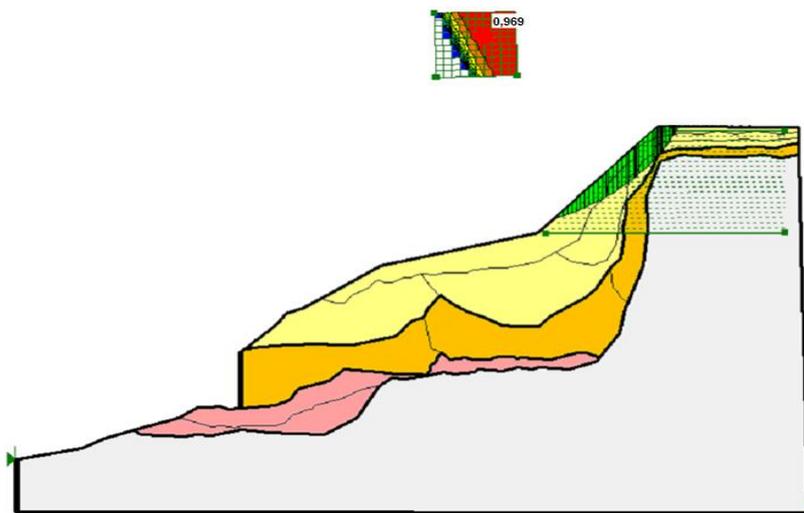


Figura 135 - Análise da estabilidade no topo da encosta – CDSC.

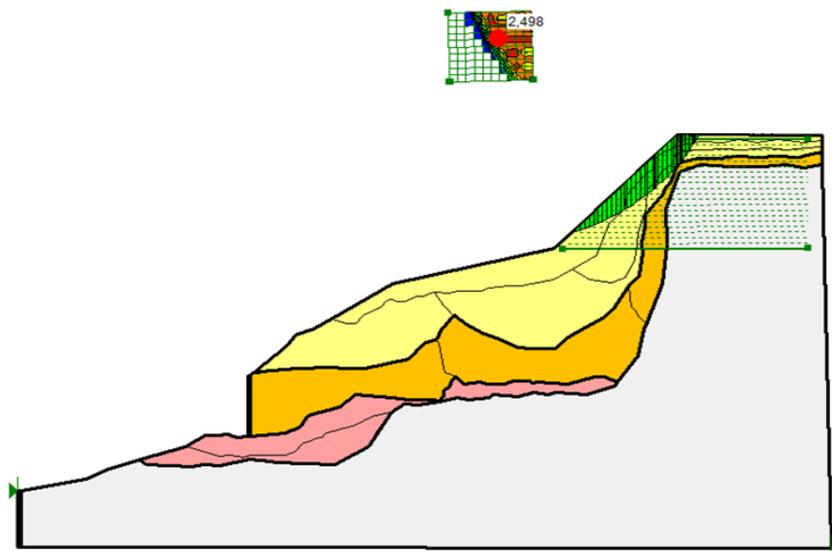


Figura 136 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDN.

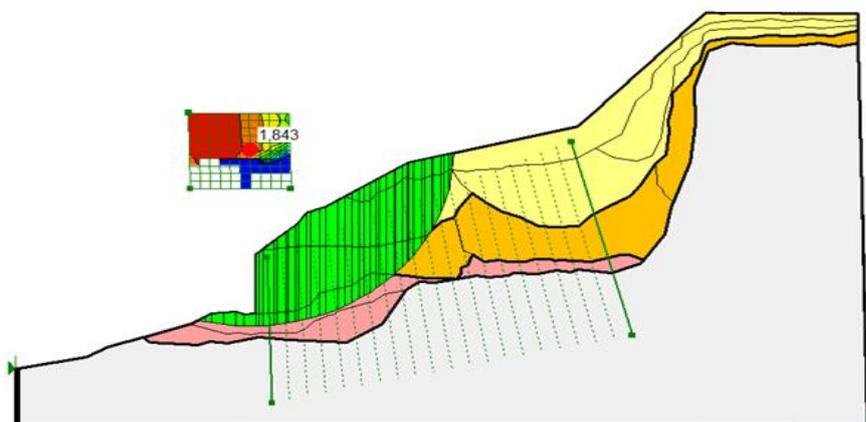


Figura 137 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDI.

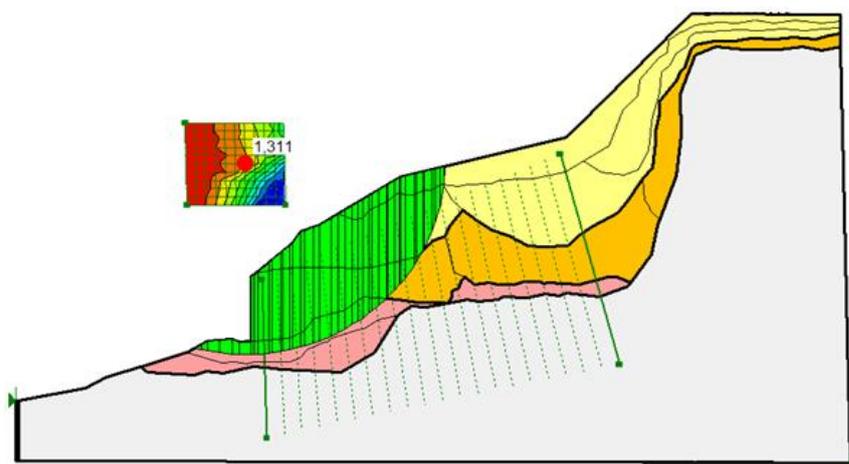


Figura 138 - Análise da estabilidade no meio da encosta – TRIAXIAL CID

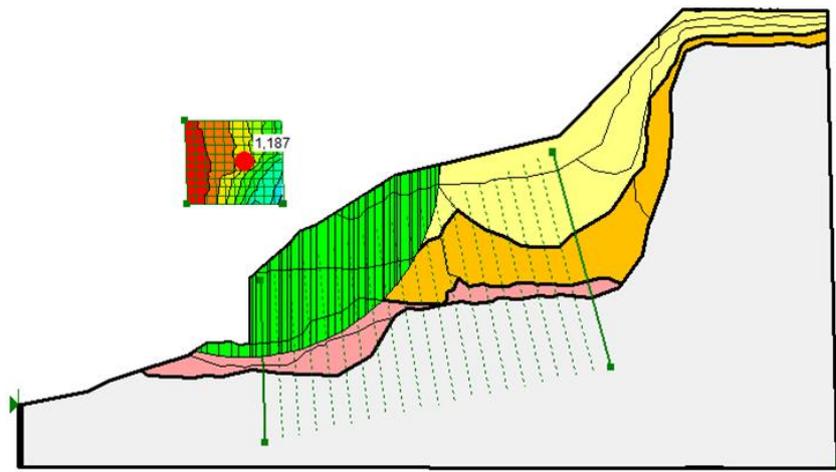
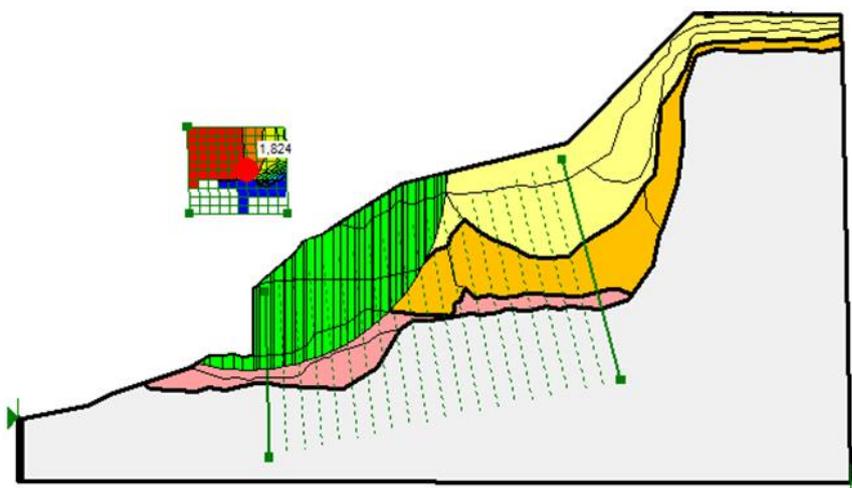


Figura 139 - Análise da estabilidade no meio da encosta – CDSC



A Tabela 48 indica os valores dos fatores de segurança mínimos, obtidos durante a análise da estabilidade da encosta (topo e meio da encosta) utilizando os métodos de cálculos Morgenstern - Price, Bishop, Janbu e Fellenius.

Tabela 48 - Fatores de segurança mínimos após as simulações no SLOPE/W.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE - LOCAL	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (FS min) - SLOPE/W - 2012			
			MORGENSTERN-PRICE	BISHOP	JANBU (CORRIGIDO)	FELLENIUS
MEIO DA ENCOSTA (SP-04)	Cisalhamento direto	Natural	1,84	1,84	1,78	1,75
		Inundado	1,31	1,32	1,18	1,18
	Triaxial CDI	Saturado	1,19	1,20	1,06	1,05
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	1,82	1,83	1,77	1,74
TOPO DA ENCOSTA (SP-05)	Cisalhamento direto	Natural	2,55	2,57	2,52	2,50
		Inundado	1,28	1,29	1,24	1,23
	Triaxial CDI	Saturado	0,97	0,98	0,93	0,92
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	2,50	2,52	2,47	2,45

Fonte: O autor.

Ao observar as Figura 132 a 135, verifica-se que todas as superfícies de ruptura (topo) atingiram apenas a primeira camada do perfil transversal estudado. Já para o meio da encosta (Figuras 137 a 139) a superfície de ruptura atingiu todas as camadas do perfil transversal.

Através da Tabela 49 e 50, observa-se que os fatores de segurança mínimos para a condição natural e com sucção (100 kPa), encontrados durante a análise da estabilidade da encosta apresentam valores próximos. Já para condição inundada, os valores de FS_{min} , mostraram-se maiores do que os encontrados na condição saturada.

De modo geral, com relação ao meio e topo da encosta (SP-04 e SP-05), os maiores dos valores FS_{min} para a todas as condição foram encontrados através do método de Bishop. Já os menores, foram detectados no método de Fellenius.

O método adotado para a pesquisa foi o de Morgenstern-Price, pois é um dos métodos mais gerais de equilíbrio limite, para uma determinada superfície e satisfaz as condições de equilíbrio de forças e momentos. Na Tabela 50, são apresentados de forma resumida os valores FS_{min} para esse tipo de método.

Tabela 49 - Valores FS_{min} encontrado para o método de Morgenstern - Price.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE - LOCAL	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	MORGENSTERN-PRICE
MEIO DA ENCOSTA (SP-04)	Cisalhamento direto	Natural	1,84
		Inundado	1,31
	Triaxial CDI	Saturado	1,19
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	1,82
TOPO DA ENCOSTA (SP-05)	Cisalhamento direto	Natural	2,55
		Inundado	1,28
	Triaxial CDI	Saturado	0,97
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	2,50

Fonte: O autor.

Nas Figuras 140 a 143, encontram-se os valores FS_{min} obtidos durante a análise da estabilidade da encosta, referente a ruptura global.

Figura 140 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDN.

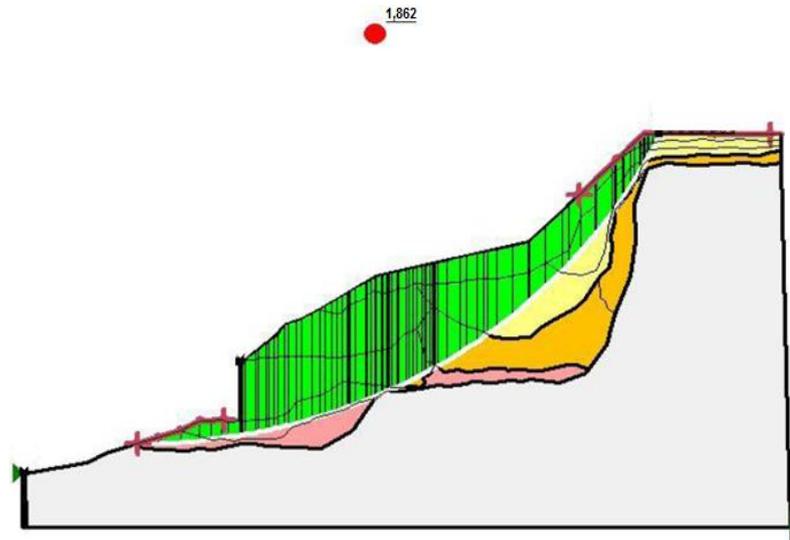


Figura 141 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDI.

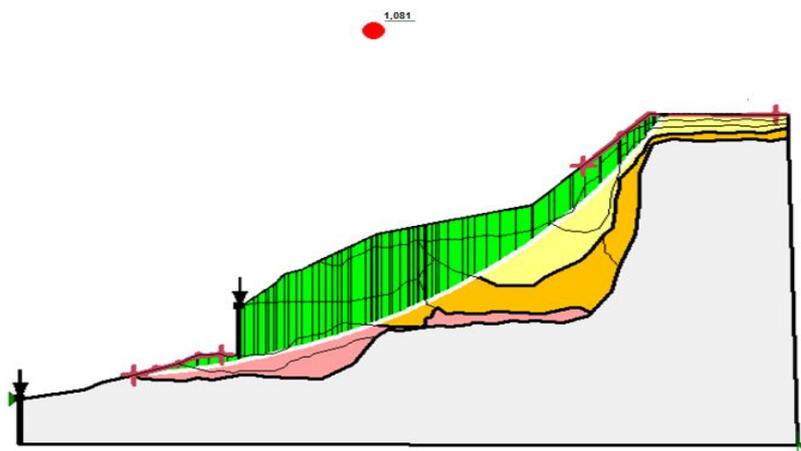


Figura 142 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – TRIAXIL CID.

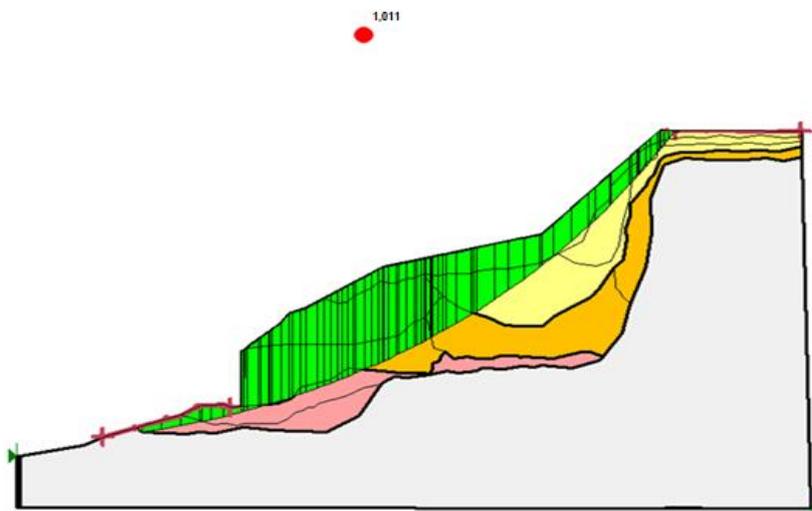
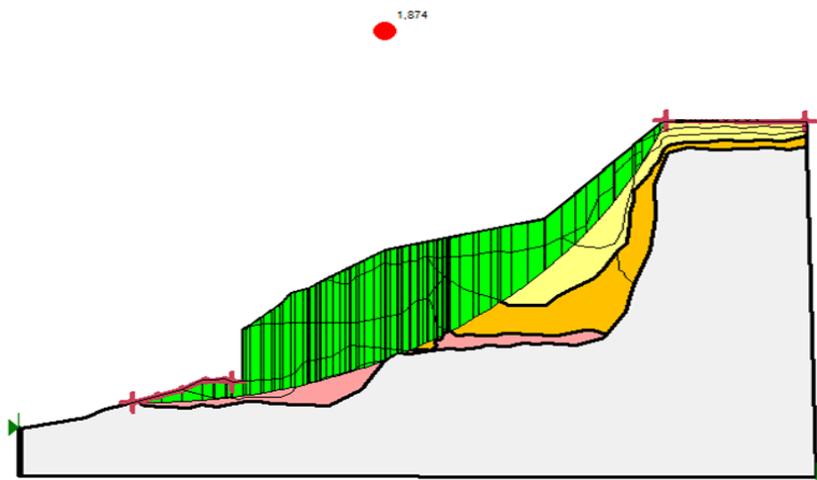


Figura 143 - Análise da estabilidade quanto a ruptura global – CDSC.



Fonte: O autor.

A Tabela 50 apresentam os valores dos fatores de segurança mínimos quanto a ruptura global (FS_{ming}), obtidos durante a análise da estabilidade da encosta, utilizando os métodos de cálculos Morgenstern - Price, Bishop, Janbu e Fellenius.

Tabela 50 - Fatores de segurança mínimos global após as simulações no SLOPE/W.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE - GLOBAL	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO (FS_{min}) - SLOPE/W - 2012			
			MORGENSTERN-PRICE	BISHOP	JANBU (CORRIGIDO)	FELLENIUS
GLOBAL (SP-03, 04 e 05)	Cisalhamento direto	Natural	1,86	1,87	1,82	1,83
		Inundado	1,08	1,09	1,09	1,07
	Triaxial CDI	Saturado	1,01	1,02	0,99	0,98
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	1,87	1,87	1,82	1,81

Fonte: O autor.

Ao analisar as Figuras 140 a 143, referente à ruptura global, constatou que as superfícies de ruptura em todas as simulações passaram abaixo do muro de arrimo (MA-2).

Através da Tabela 50, observa-se também que os fatores de segurança mínimos para a condição natural e com sucção (100 kPa), encontrados durante a análise da estabilidade da encosta apresentam valores próximos. Já para condição inundada, os valores de FS_{min} , mostraram-se maiores do que os encontrados na condição saturada.

De modo geral, com relação a análise de estabilidade global, os maiores dos valores FS_{min} para a todas as condição foram encontrados através do método de Bishop.

Na Tabela 51, consta os valores dos fatores de segurança mínimos quanto a ruptura global (FS_{ming}), obtidos durante a análise da estabilidade da encosta através método de Morgenstern - Price.

Tabela 51 - Valores FS_{ming} encontrado para o método de Morgenstern - Price.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE - GLOBAL	ENSAIO	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	MORGENSTERN-PRICE
GLOBAL (SP-03, 04 e 05)	Cisalhamento direto	Natural	1,86
		Inundado	1,08
	Triaxial CDI	Saturado	1,01
	Cisalhamento c/ sucção controlada	Sucção (100 kPa)	1,87

Fonte: O autor.

Ao analisar os dados encontrados na tabela 49 e 51, com a norma NBR 11682 (ABNT, 2008), que apresenta recomendação referente aos valores de fator de segurança admissível (FS_{adm}) e os níveis de segurança para projeto (Tabela 12) conclui-se que:

- Na condição do corpo de prova na umidade natural e com sucção de 100 kPa, as duas regiões meio e topo da encosta na seção estudada, estão longe dos riscos de deslizamento, e apresentaram níveis de segurança alto contra a danos materiais e ambientais e vidas humanas. Fato semelhante é encontrado na verificação quanto ruptura global (Tabela 51).
- Na condição do corpo de prova na umidade inundado e saturado, as duas regiões meio e topo da encosta, estão fora da condição limite ($FS_{\text{adm}} = 1,5$), apresentando baixos níveis de segurança contra a danos materiais e ambientais e vidas humanas. Fato semelhante é encontrado na verificação quanto ruptura global (Tabela 51)

8 CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES FUTURAS

São apresentadas as principais conclusões, recomendações e sugestões futura referente ao estudo geotécnico realizado no talude localizado na Ladeira do Pilar, bairro do Comércio, no município de Salvador - BA.

8.1 CONCLUSÕES

Aspetos climáticos, geológicos, geomorfológicos, bacia hidrográfica, pedológicos (solos) e fitogeográfico (vegetação).

- Referente aos dados de chuva aos últimos 5 anos, obtidos através do pluviômetro próximo da área de estudo, o mesmo registrou precipitação diária mais elevada de 75,80 mm no mês de outubro de 2013, e a mais baixa de 1,95 mm em novembro de 2015 (INEMA, 2018);
- O solo residual que compõe a encosta é constituído de uma mesma unidade geológica, rochas metamórficas da fácies granulito - anfibolito (granulito charnoenberbiticos), que possui um sistema de fraturas constituído de pelo menos 5 famílias que segmentam a rocha, formando um padrão de descontinuidades intercruzadas com predominância das fraturas com mergulho elevado;
- A geomorfologia da área de estudo encontra-se inserida no Planalto Dissecado no Embasamento Cristalino apresentando um desnível variando entre 60 a 80 metros, de aspecto contínuo e direção SW/NE, correspondente a uma encosta abrupta de perfil retilíneo de vertentes com declives superiores a 56°;
- A área da pesquisa faz parte da Bacia de Drenagem Natural do Comércio (Cidade Baixa) localizada a sudoeste do município de Salvador;
- Quanto à pedologia de acordo com o mapa da EMBRAPA (1973), solo residual encontrado na área de estudo é um Latossolo Vermelho-Amarelo Distrófico (LVd);

Investigação de Campo e Laboratório:

Ensaio de caracterização

- Nos ensaios com o uso de defloculante realizados nas amostras AM-01, AM-02 e AM-03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, os percentuais de argila encontradas foram 46, 21 e 40%. O maior percentual de silte foi apresentado na AM-02 (51%), seguida de AM-03 (20%), por fim AM-01 (15%). O maior percentual apresentado da fração areia foi 39% para o AM-03, seguida da AM-01 (38%) e por último AM-02 (29%). Com relação a fração de pedregulho o maior valor encontrado na AM-01 e AM-03 com 1%, seguida da AM-02 com 0%;
- Nos ensaios sem o uso de defloculante realizados nas amostras AM-01, 02 e 03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, os percentuais de argila encontradas foram 3, 0 e 0%. O maior percentual de silte foi apresentado na AM-02 (42%), seguida de AM-03 (31%), por fim AM-01 (27%). O maior percentual apresentado da fração areia foi 69% para o AM-01, seguida da AM-02 (68%) e por último AM-03 (58%). Com relação à fração de pedregulho o maior valor encontrado na AM-01 e 03 com 1%, seguida da AM-02 com 0%;
- De acordo com a Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), as amostras AM- 01, 02 e 03 retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, são classificadas como silte de baixa plasticidade (ML). Esse tipo de solo foi encontrado no trabalho de Mendes, 2008 realizado no município Ubatuba estado de São Paulo;
- Através da proposta de Vargas (1988 e 1992), observa-se que as amostras 01, 02 e 03 pertencem ao grupo KL (argilas arenosas) e subgrupo do tipo caulínico de baixa compressibilidade;
- De acordo com a classificação proposta por Skempton (1953) para atividade do argillo-mineral, as amostras AM-01 e AM-03 retiradas nas profundidades 1,20 e 7,10 m ensaiadas com defloculante apresentaram-se como inativas, já a AM-02 retirada a 2,40 m foi classificada como medianamente ativa. Para as amostras ensaiadas sem defloculante, a AM-02 e 03 foram classificadas como inativas e AM-01 como ativa.

Ensaio de permeabilidade

- Os resultados de $2,36 \times 10^{-6}$ a $4,03 \times 10^{-8}$ m/s encontrados para os coeficientes de permeabilidade saturado de laboratório (K_{fsl}) referentes as amostras AM-01 e AM-02 retiradas nas profundidades 1,20 e 2,40 m (Triflex-II), encontram-se próximos aos valores de coeficientes de permeabilidade de campo (K_{fsc}) obtidos com o permeâmetro de Guelph ($8,64 \times 10^{-7}$ a $2,21 \times 10^{-8}$ m/s), para as profundidades de 1 e 2 m;
- Os valores de coeficientes de permeabilidade de campo encontrados através dos ensaios de condutividade hidráulica *in situ* (Permeametro de Guelph) $2,21 \times 10^{-6}$, $8,64 \times 10^{-7}$ e $2,67 \times 10^{-7}$ para as profundidades de 1, 2 e 3 m apresentam comportamento de permeabilidade de solos silte argiloso, silte e silte (COUTINHO E SEVERO, 2009);
- Para os coeficientes de permeabilidade obtidos durante o ensaio de laboratório (Triflex-II) para as amostras AM-01 ($4,03 \times 10^{-8}$ m/s), AM-02 ($2,36 \times 10^{-6}$ m/s) e AM-03 ($3,67 \times 10^{-7}$ m/s) apresentam o comportamento de permeabilidade de silte argiloso (AM-01), silte arenoso (AM-02) e silte (AM-03) (COUTINHO E SEVERO, 2009). Segundo Terzaghi e Peck (1967), as amostras podem ser classificadas como: de grau permeabilidade muito baixa pertencente ao grupo das argilas (AM-01); baixo grau de permeabilidade e pertencentes ao grupo das areias finas siltosas e argilosas e siltes argilosos (AM-02), por último de permeabilidade de baixa a muito baixa pertencente aos grupos das areias (finas siltosas e argilosas) e siltes argilosos e argilas (AM-03).

Ensaio edométrico duplos

- Segundo Reginatto e Ferrero (1973), as amostras AM-02 e 03 retiradas nas profundidades 2,40 e 7,10 m são classificadas como solos verdadeiramente colapsáveis, pois apresentaram valores de coeficientes de colapsibilidade igual a -0,012 e -0,35. Já AM-01 coletada a 1,20 m de profundidade foi classificada como não colapsável, pois o valor do coeficiente de colapsibilidade foi 1;

- De acordo com a aproximação dos resultados do ensaio edométrico duplo para o ensaio edométrico simples através do método de Jennings e Knight (1975) referente a tensão de inundação de 200 kPa, as amostras AM-01 e AM-03 apresentaram potencial de colapso (PC) de 2,40 e 1,80 (%) sendo classificadas quanto a colapsibilidade nas obras como problema moderado. Já a AM-02 apresentou o valor de PC igual a 7 e foi classificada como problemática.

Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

Cisalhamento direto convencional

- Nos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras AM-01, 02 e 03, retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m, verificou-se que os valores de coesão e ângulo de atrito sofreram reduções quando comparado à condição natural e inundado. A coesão reduziu seus valores de forma brusca, já o ângulo de atrito teve uma discreta redução, aproximando-se da condição ideal, ou seja, os valores assumidos pelos ângulos de atrito nas duas condições de ensaio fossem exatamente iguais. O valor de coesão da amostra AM-01 reduziu de 31,79 kPa para 9,70 kPa, a amostra AM-02 de 29,84 kPa para 9,45 kPa, por fim a amostra AM-03 de 24,84 kPa para 3,91 kPa. Já os valores de ângulo de atrito para AM-01, 02 e 03 para a condição natural e inundada, ficaram próximos variando entre 30,49 – 34,68;
- Os valores dos parâmetros de resistência (CDN e CDI) referente às amostras AM-01, 02 e 03, encontram-se próximos ou dentro dos intervalos de valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos trabalhos de Campos *et al.* (2005) e Dias (2006) para a mesma geologia (granulito).

Cisalhamento direto com reversões múltiplas

- De modo geral, com relação ao ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas, pode-se observar que para apenas duas reversões nas amostras durante a realização do ensaio, não foram suficientes para determinar as tensões residuais, pois as mesmas não se apresentaram bem definidas, ou seja, um patamar de resistência bem definido;
- Os valores de ângulo de atrito residual (ϕ_r) para as condições sem e com tratamento estatístico das amostras AM-01, 02 e 03, retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m podem ser considerados iguais, pois os mesmos apresentaram uma pequena variação entre 18,51 – 20,05°.

Triaxial CID

- Os valores de coesão efetivo e ângulo de atrito das amostras AM-01 e AM-02 retiradas nas profundidades 1,20 e 2,40 m são próximos. Os valores de coesão das amostras AM-01 e AM-02 estão próximos ao encontrado no trabalho de Sousa, 2006 que realizou o ensaio triaxial CDI na condição saturado para as tensões confinantes de 51 kPa, 97 kPa e 201 kPa ($C' = 6,12$ kPa), fato que não é observado para o valor de ângulo de atrito ($\phi' = 27,34^\circ$) referente a AM-01. Já a amostra AM-02 e AM-03, o valor do ângulo de atrito 29,69 ° e 28,67° encontram-se próximos ao valor obtido pelo mesmo autor;
- Ao comparar aos valores de parâmetros de resistência referente às amostras AM-01, AM-02 e AM-03, observa-se uma redução com profundidade de 1,20 m para 7,10 m saindo de 5,3 kPa e 32,17° para 2,67 kPa e 28,67°.

Curva característica

- As curvas características referentes as amostras AM-01 (1,20 m) e 03 (7,10 m) são classificadas como bimodais. Já a amostra AM-02 (2,40 m), apresenta a curva no formato multimodal.
- Não foi possível definir os valores do ponto de entrada de ar das amostras referente ao primeiro patamar das curvas características, pois o método do

papel filtro é limitado para medir sucção do solo em uma faixa de sucção de 10 a 100.000 kPa (CARVALHO, JUNIOR e MACHADO *et al*, 2015);

Cisalhamento com sucção controlada

- Os valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') iguais a 23,87 kPa e $30,48^\circ$ para amostra AM-03 são próximos ao encontrado no trabalho de Sousa, 2006 que realizou o ensaio triaxial com sucção controlada para mesma sucção de 100 kPa ($C' = 33,76$ kPa e $\phi' = 26,59^\circ$).
- Como esperado, o valor de ϕ^b ($11,29^\circ$) foi menor que o ângulo de atrito interno efetivo ϕ' ($30,49^\circ$).

Ensaio de Dispersão rápida

- De acordo com a avaliação de dispersibilidade do solo (NBR 13602/96) e ensaio de dispersão rápida, todas as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, retiradas nas profundidades 1,20, 2,40 e 7,10 m foram classificadas como solo não dispersivo.

Análise da Estabilidade do Talude

- Os valores dos fatores de segurança mínimos (FS_{min}) encontrados com os parâmetros de resistência do ensaio de cisalhamento direto para condição natural (CDN) e com sucção (100 kPa) durante a análise da estabilidade da encosta local (meio e topo) e global, apresentaram valores próximos. Para os ensaios CDN e CDSC com relação ao meio da encosta, os (FS_{min}) foram iguais a 1,84 e 1,82. Já para o topo, os FS_{min} foram 2,55 e 2,50. Com relação a análise de ruptura global referentes a esses ensaios, os FS_{min} obtidos foram de 1,86 (CDN) e 1,87 (CDSC).
- Os valores de FS_{min} obtidos durante a análise da estabilidade da encosta local (meio e topo) e global utilizando os parâmetros de resistências do ensaio de cisalhamento direto inundado (CDI) foram maiores do que aqueles

encontrados com os parâmetros do ensaio triaxial CID (saturada). Os valores do FS_{min} para o CDI e Triaxial CID para o meio da encosta foram 1,31 e 1,19. Já os valores obtidos para o topo da encosta foram 1,28 e 0,97. Por fim, os valores encontrados referente a análise de ruptura global para CDI e triaxial CID foram 1,08 e 1,01;

- Todos os métodos considerados na análise da estabilidade de taludes pelo SLOPE/W 2012, apresentaram valores de fatores de segurança mínimos menores para a condição saturada;
- Adotou-se o valor de $FS_{min} = 1,5$, como Fator de Segurança recomendado, já que pela norma, representa um nível alto de segurança contra danos a vidas humanas e danos materiais e ambientais;
- Para a condição do corpo de prova na umidade natural e com sucção de 100 kPa, nas duas regiões meio e topo da encosta na seção estudada, estão longe dos riscos de deslizamento, e apresentaram níveis de segurança alto contra a danos materiais e ambientais e vidas humanas. Fato semelhante é encontrado na verificação quanto ruptura global. Para o meio do talude o valor do FS_{min} , tanto para condições natural e com sucção de 100 kPa foram iguais de 1,84 e 1,82. Já para o topo os valores do FS_{min} para a condição natural e com sucção de 100 kPa foram de 2,55 e 2,50. Por fim, os valores de FS_{min} para as condições natural, sucção (100 kPa) referente a ruptura global foram 1,86 e 1,87;
- Na condição do corpo de prova na umidade inundado e saturado, as duas regiões meio e topo da encosta, estão fora da condição limite ($FS_{adm} = 1,5$), apresentando baixos níveis de segurança contra a danos materiais e ambientais e vidas humanas. Fato semelhante é encontrado na verificação quanto ruptura global. Para o meio do talude os valores dos FS_{min} , para as condições inundado e saturado foram iguais de 1,31 e 1,19. Já para o topo os valores do FS_{min} para a condição inundado e saturado foram de 1,28 e 0,97. Por fim, os valores de FS_{min} (ruptura global) para as condições inundado, saturado foram 1,08 e 1,01.
- Para as diversas condições simuladas no programa SLOPE/W, dentre as diversas formas de estabilização da encosta, poderá ser utilizada obras sem

estrutura de contenção como drenagem superficial e profunda, juntamente com a proteção superficial.

8.2 RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES FUTURAS

- Definir melhor o perfil geotécnico de toda a área;
- Instalação de inclinômetros para o monitoramento da encosta através da variação do deslocamento horizontal ao longo dos períodos secos e chuvosos;
- Instalação de pluviômetro no bairro em que se encontra a área de estudo, para o monitoramento e gerenciamento dos dados pluviométricos;
- Instalação de tensiômetros para determinar a variação da sucção ao longo do perfil transversal do solo;
- Realizar novos ensaios de permeabilidade de campo nos pontos P-3, P-4 e P-05, que superem profundidades maiores que 3 m;
- Retirar amostras indeformadas nos pontos de sondagens P-4 e P-5, e repetir os ensaios de laboratório realizados durante o desenvolvimento da pesquisa, com o objetivo de conhecer os parâmetros geotécnicos do perfil transversal estudado;
- Realizar estudos geotécnicos em outras seções da encosta da Ladeira do Pilar, com o objetivo de abranger uma maior área e definir com maior precisão o comportamento da estabilidade da encosta;
- Estudar e propor obras de drenagem e contenção para as diversas seções da encosta.

REFERÊNCIAS

A TARDE. **Bacias Hidrográficas de Salvador**. Disponível em: <<http://futurodaagua.atarde.uol.com.br/?p=373>>. Acessado em: 18 de dezembro de 2017.

_____ (2016). **Relatório Anual da Operação Chuva 2016**. Prefeitura Municipal de Salvador. Secretaria Municipal da Infraestrutura, Habitação e Defesa Civil - SINDEC.

_____ NBR 13602/96: **Solo – Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo**. Ensaio de dispersão SCS, 1996.

_____ NBR 6459/84 - **Determinação do Limite de Liquidez**.

_____ NBR 6459/84 - **Limite de Plasticidade**.

_____ NBR 6459/84 - **Determinação do limite de liquidez**.

_____ NBR 6467/86 - **Preparação de Amostras**.

_____ NBR 6508/84 - **Determinação da massa específica**.

_____ NBR 7180/88 - **Determinação do limite de plasticidade**.

_____ NBR 7181/84 - **Análise granulométrica**.

_____ NBR 13602/96 - **Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo**.

ABRAMENTO, M. (1988). **Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados: Considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar**. 2.11-2.22p. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo. (1998).

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **Estabilidade de encostas**. NBR 11682, 2008.

AFONSO, L. D.; SOUSA, A. N. DE.; MONTEIRO, S. S. **A Dinâmica da Cobertura Vegetal de Salvador – Ba (1995 – 2007): Entre o Fetiche e a Degradação**. Revista Vera Cidade – Ano V– Nº 6 – Dezembro 2010, Salvador – Ba.

ALMEIDA, M. C. J. e NAKAZAWA, A. (1991). **Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos no Município de Petrópolis, RJ**. Geologia de Engenharia no Meio Ambiente Urbano, 7º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, pp.129-137.

ALMEIDA, D. N. (2009). **Análise da arborização urbana de cinco cidades da região Norte do estado de Mato Grosso**. 2009. 62 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais e Ambientais) - Curso de Pós-Graduação em Ciências Florestais e Ambientais, Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá. 2009.

ARAÚJO, P. C. (2004). **Análise da suscetibilidade a escorregamentos: uma abordagem probabilística**. Tese de Doutorado. Área de concentração em Geociências e Meio Ambiente da Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, SP, 187 p. ASCE, Vol.101, pp. 147-165.

AUGUSTO FILHO, O. (1994). **Cartas de Risco a Escorregamentos: Uma Proposta Metodológica e sua Aplicação no Município de Ilha bela, SP**. São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, USP, 167p.

BARBOSA, J. S. F.; DOMINGUEZ, J. M. L. **Geologia da Bahia: texto explicativo para o mapa geológico ao milionésimo**. Salvador: Secretaria de Indústria, Comércio e Mineração - Superintendência de Geologia e Recursos Minerais, 1996. 400 p.

BARBOSA J.S.F. e DOMINGUEZ J.M.L. (Eds.). **Texto Explicativo para o Mapa Geológico ao Milionésimo**. SICM/ SGM, Salvador, (Edição Especial), 400 pp. 1996.

BARBOSA J.S.F. e SABATÉ P. 2002. **Geological features and the Paleoproterozoic collision of four Archaean Crustal segments of the São Francisco Craton, Bahia, Brazil**. A synthesis. Anais Acad. Bras. Ciências, 74(2): 343-359.

BANDEIRA, A.P.N. (2003). **Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no município de Camaragibe – PE**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2003.p.23-43.

BARBOSA J.S.F. e SABATÉ P. 2004. **Archean and Paleoproterozoic crust of the São Francisco Cráton, Bahia, Brazil: geodynamic features**. Prec. Res., 133:1-27.

BARBOSA, J. S. F.; GOMES, L. C. C.; DOMINGUEZ, J. M. L.; CRUZ, S. A. S.; SOUZA, J. S. **Petrografia e litogeoquímica das rochas da parte oeste do alto de Salvador, Bahia**. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 35, 35 (4 - Suplemento): 9-22, dezembro 2005.

BARBOSA, J. S. F.; CRUZ, S. S. P.; SOUZA, J. S. DE 2012. **Terrenos Metamórficos do Embasamento**. In: Barbosa, J. S. F. (Coordenação Geral). Geologia da Bahia. Pesquisa e Atualização. Salvador. Volume 1, 2012. P. 101-201.

BASTO, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y. e Dias, R. D. (1998). **Avaliação da Erodibilidade de Perfis de Solos Residuais da Grande Porto Alegre**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG, Vol. I, pp. 557 – 563.

BASTO, C. A. B. (1999). **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Tese de Doutorado. UFRGS, Porto Alegre, 296p.
BIGARELLA, J. J.; PASSOS, E. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. Florianópolis: Ed. Da UFSC, 2003 v. 3 (p.877-1436).

ALMEIDA, J. F. (1980). Português. Bíblia sagrada. **Justificação pela fé e paz com Deus**. 2º Edição. Rio de Janeiro: Editora Central Gospel, 1980. 240 p. Novo Testamento.

BIGARELLA, J.J.; PASSOS, E; HERRMANN, M.L. de P.; SANTOS, G. F; MENDONÇA, M.; SALAMUNI, E.; SUGUIO, K. (2003). **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. v. 3. Florianópolis: Ed. da UFSC. p. 877-1436.

BISHOP, A. W (1959). **The principle of effective stress**. Teknisk Ukeblad n° 39, p. 859 – 863.

BISHOP, A. W., HEAD, K. H, 1962. **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. 2ed. Londres, Edward Arnold LTD.

BRAND, E. W., PREMCHITT, J. e PHILLIPSON, H. B. (1984). **Relationship Between Rainfall and Landslids in Hong Kong**. Proc 4º International Symposium Landslides, Toronto, Vol.1, pp.377-384.

BRASIL (2010). **Ministério das Cidades. Gestão e mapeamento de riscos socioambientais: curso de capacitação**. Disponível em: <http://www.ceped.ufsc.br/wpcontent/uploads/2014/07/Curso_Gestao_apostila.pdf>. Acesso em: 30 set. 2015.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic properties of porous media**. Hydrology paper N°. 3, Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1964.

CAMPOS, L. E. P. (1984). **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais**. 1984, 173 p. Dissertação de Mestrado (Mestre em Ciências em Engenharia Civil: Geotécnia) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CAMPO, L.E.P; BURGOS, P.C. **Um Estudo Preliminar Sobre a Infiltrabilidade Vertical de Alguns Solos da Cidade de Salvador-BA**. In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental - REGEO 2003 -1-5, Porto Alegre-MG, 2003.

CAMPOS, L. E. P. (2002). **Utilização de parâmetros de solos não saturados em encostas**. In: XVI Congreso Argentini de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG), Argentina, Trelew. Chubut. Patagônia. CD-Rom.

CAMPOS, L.E.P ; FONSECA, E.C; BURGOS, P.C. **Estabilização de uma área utilizando a contribuição da sucção: O caso de Barro Branco**. In: IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – 811-815, Salvador-BA, 2005.

CARVALHO, J. C *et all*. **Solos não saturados no contexto geotécnicos**. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

CAPUTO, H. P. (1987). **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6° ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 219p.

CARVALHO, C. S. (1989). **Estudo da infiltração em encostas de solos não saturados na Serra do Mar**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de estruturas e Fundações, São Paulo, 1989.

CARVALHO, B.N.R. (1991). **Um Sistema de Informações para a prática do Gerenciamento e Planejamento Urbano**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. UFSC, Florianópolis.

CAVEDON, A. D., SHINZATO, E., JACQUES, P.D. Projeto Porto Seguro-Santa Cruz Cabralia : **Levantamento de reconhecimento de solos, capacidade de uso das terras e uso do solo e cobertura vegetal** – Salvador: CPRM/SA, 2000.

CERRI, L. E. S. (1993). **Riscos Geológicos Associados a Escorregamentos: Uma Proposta para a Prevenção de Acidentes**. Tese (Doutorado em Geociências

e Meio Ambiente) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP, Campus de Rio Claro-SP, 198p.

CHANDLER, R. J., CRILLEY, M. S. e MONTGOMERY- SMITH, G. 1992. **A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings**. Proc. Instn. Civ. Engrs Civ. Engng. 92, May, 82-89.

CHIOSSI, N. **Geologia aplicada à Engenharia**. São Paulo: Grêmio Politécnico-USP, 1975.

CONDER. **Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia. Painel de informações: dados socioeconômicos do município de Salvador por bairros e prefeituras-bairro / Sistema de Informações Geográficas Urbanas do Estado da Bahia (INFORMS - Organizador)**. 5ª ed. Salvador: CONDER/ INFORMS, 2016.

COSTA NUNES, A. J. (1982). **Recuperation of Roads Subjected to Intense Rains**. In Technical Journal of the Engineering Society of Bahia, Vol.1, pp. 3-12.

COSTA, F.Q. (1996). **Problemas de estabilidade de taludes em solos residual de gnaiss- Análise do escorregamento do Espinhaço da Gata, PE-89/ Pernambuco**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. 146p.

COUTINHO, R.Q.; SILVA, M.M. (2005). **Notas de aula - Mecânica dos Solos 2- Estabilidade de Taludes**. Pernambuco. Universidade Federal de Pernambuco.

COUTINHO, R.C. e SILVA, M.M. (2006). **Classificação e mecanismos de movimentos de massa**. IV COBRAE. Vol. Conferência Pós-Congresso (no prelo).

COUTINHO, R.Q. e SEVERO, R.N.F. (2009). **Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas**. In: V COBRAE. Anais, São Paulo-SP, 55p. Edição em CDROM.

COUTINHO, R. Q. (2010). **Curso de Capacitação: Gestão e mapeamento de riscos socioambientais**. Ministério das cidades / Secretaria de Programas Urbanos / Universidade Federal de Pernambuco.

COUTINHO, R.Q. (2010). **Gestão de Riscos de Movimentos de Massa para Planejamento do Uso do Solo**. Palestra ABMS.

COUTINHO, R.Q.; BANDEIRA, A.P. (2012). **Gerenciamento de Áreas de Riscos: Ações Estruturais e não Estruturais**. Desastres naturais: suscetibilidade e riscos, mitigação e prevenção, gestão e ações emergenciais / organizadores Willy Alvarenga Lacerda et. al., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Cap. 10 p.163-178.

COUTINHO, R.Q.; BANDEIRA, A.P., (2012). **Processos e Instabilização de Encostas e Avaliação do Grau de Risco: Estudo de Caso nas Cidades de Recife e Camaragibe**. Desastres naturais: suscetibilidade e riscos, mitigação e prevenção, gestão e ações emergenciais / organizadores Willy Alvarenga Lacerda et. al., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Cap. 4 p.41-61.

CODESAL (2011). **Histórico de Acidentes**. Disponível em: <www.codesal.org.br>. Acessado em 20 de fevereiro de 2018.

CRUDEN, D.M; VARNES, D-Landslide Types and Processes. In **Landslides Investigation and Mitigation**. Cap 2. (Eds) –Turner, A.K Schuster, R.L. National Academy Press, Special Report 247. Washington, 1996, p. 337-370.

CRUZ, S. A. S. (2005). **Caracterização petrográfica, petroquímica e estrutural do embasamento cristalino da cidade de Salvador-Bahia / porção oeste**. 64p. Monografia (Geologia). Instituto de Geociências – UFBA, Salvador.

DAI, F. C.; LEE, C. F., (2002). **Landslide characteristics and slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong**. Geomorphology, v. 42, n. 3-4, p. 213-228.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D., (1971). **Slope Stability in Residual Soils from the proceedings**. In: 4 th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 4, San Juan, Puerto Rico. ASCE. v.1, p.87-170.

DEFESA CIVIL DE SALVADOR. **Elaboração de Planos e Projetos**. Disponível em: <www.codesal.org.br>. Acessado em 15 de janeiro de 2018.

Dias, L.S.O. (2006). **Identificação de Áreas Suscetíveis a Deslizamento de Terra utilizando Sistema de Informações Geográficas**. Dissertação de Mestrado. UFBA. Engenharia Ambiental Urbana, Salvador- BA.

DODMAN, G.B e COLEMAN, E. A (1944). **Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils**. In: Soil Science Society. Am. Proceedins, v.8. pp.116-122.

DUARTE, J. M. G. (1986). **“Um estudo geotécnico sobre o solo da Formação Guabirotuba, com ênfase na determinação da resistência residual”**. Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

ELBACHÁ, A. T.; CAMPOS, L. E. P. DE; BAHIA, R. F. C. (1992). **Tentativa de correlação entre precipitação e deslizamentos na cidade de Salvador**. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas -COBRAE, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais.v. II, p.647-656.

EMBRAPA (1973). **Mapa pedológico da cidade de Salvador-Bahia**. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Escala 1:100.000. Disponível em: <<http://www.uep.cnps.embrapa.br/solos/index.php?link=ba>>. Acessado em: 18 de dezembro de 2017.

ESCARIO, V e SAEZ, J (1986). **The shear strenght of partly saturated soils**. Geotechnique Journal. V 36, nº 3, p. 453-456.

FERNANDES, N. F. e AMARAL, C. P. (1996). **Movimentos de Massa: Uma abordagem Geológico-geomorfológica**. In: GUERRA, A. J. T. e CUNHA, S. B., Geomorfologia e Meio Ambiente. Ed. Bertrand, Rio de Janeiro - RJ, p. 123 – 194.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. (2000). **Movimentos de massa: uma abordagem geológica geomorfológica**. In: Guerra, A. J. T.; Cunha, S. B. da (UFRS) Geomorfologia e Meio Ambiente. 3. ed. Rio de Janeiro, 2000 p. 123-194.

FERREIRA, S. R. M. (1995). **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido a Inundação**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

FERREIRA, S.R.M. (1987). **Notas de aula – Estabilidade de Taludes**. Recife, Universidade Federal de Pernambuco.

FREDLUND, D.G., KRAHN, J. (1977). **Comparison of slope stability methods of analysis**. Canadian Geotechnical Journal, V.14, p. 429-439.

FREDLUND, D. G; MORGENSTERN, N. R e WIDGER, R.A (1978). **The Shear Strength of Unsaturated Soils**. Canadian Geotechnical Journal. V15, p. 313-321.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H (1993). **Soil Mechanics for Unsaturated Soil**. Wiley-Interscience publications.

FREDLUND, D.G.; XING, A. **Equations for the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, v.31, n.3, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S. K., XING, A, PUFAHL, D. E. (1995). **Predicting the Shear Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve.** Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil. Vol.1, pp. 63-69. Paris, France.

FREIRE, E. S. de M. (1965), **Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna**

GAN, J. K e FREDLUND, D.G (1995). **Shear strength behavior of two saprolitic soils.** Proc, Of two saprolitic soil. In: Proc. Of firts international conference on unsaturated soils. Paris. França.

GARDNER, W.R (1958). **Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table.** Soil Sci Journal, v85. p189-200.

GEGEP/UFPE. **Elaboração de Cartas Geotécnicas de aptidão à urbanização no município de Ipojuca, localizado na RMR, Estado de Pernambuco.** Convênio Ministério das Cidades/GEGEP/UFPE. Prof. Roberto Quental Coutinho (Coord. e Org.), 2014

GEO-GEOTECHNICAL CONTROL OFFICE. **Geotechnical manual for slopes.** Hong Kong, 1997.

GEORGETTI, G. B (2010). **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW).** 33-37p. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. (2010).

GERSCOVICH, D.M.S. (2012). **Estabilidade de Taludes.** 2º Ed. Oficina de Textos, São Paulo-SP, p. 11-37.

GERSCOVICH. D. M. S (2001). **Equação para a modelagem da curva característica aplicada a solos brasileiros.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados.3, 2001. Anais. Rio de Janeiro. ABMS V2. P 87-91.

GITIRANA, JR., G.F.N. e FREDLUND, D.G. (2004). **Soil-water characteristic curve equation with independent parameters,** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 130 (2): 209-212.

GITIRANA JR, G.F.N.; MARINHO, F.A.M.; SOTO, M.A.A. (2015). **A curva de retenção de água de materiais porosos**. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR, G.F.N; MACHADO, S.L.; MASCARENHA, M.M.A.; SILVA FILHO, F.C. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 1ª ed., São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p 205-227.

GONÇALVES, N.M.S (1992). **Impactos Pluviais e Desorganização do Espaço Urbano em Salvador - Ba**. Tese de Doutorado em Geografia Física São Paulo: USP, 1992.

GRAY, D. H. e LEISER, A. J. (1982). **Role of Vegetation in Stability and Protection of Slopes**. In: Biotechnical Slope Protectional and Erosion Control. New York. Van Nortrand Reinhold. pp. 37-65.

GUERRA, A. J. T.; MARÇAL, M. S. **Geomorfologia Ambiental**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2006.

GUIDICINE, G. e IWASA, O. Y., (1976). **Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamento em Meio Tropical**. Publicação IPT/São Paulo, n. 1080, pp.48.

GUIDICINI, G. e IWASA, O. Y., (1977). **Tentative Correlation Between Rainfall and landslides in a humid tropical environment**. Bulletin of the Internacional Associations of Engineering Geology, Krefeld, v. 16, p. 13-20, 1997.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. (1984). **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. São Paulo: 2ª ed. Edgard Blücher, 194 p.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1997). **Chuva e Deslizamentos nas Encostas Ocupadas**. In Workshop "A Meteorologia e os recursos Hídricos Aplicados à Defesa Civil" - Recife.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1997). **Encostas Urbanas: Aspectos Ambientais, Sociais e Políticos**. In 2 nd Pan-American Symposion Landslides, 2 nd COBRAE, Rio de Janeiro.

HEAD, K. H. (1994). **Manual of soil laboratory testing**. London, Pentech Press, Second edition, Vol 2.

HUTCHINSON, J. N. (1968). **Mass Movement**. In: **Encyclopedia of Geomorphology**. New York: Ed. R.W. Fairbridge. Reinhold Book.

IBGE (1998). **Manual Técnico de Geologia**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), 1998.

INEMA - Instituto do Meio Ambiente e Recursos Hídricos (2018). **Relatório de Informações Hidrológicas**. Disponível em: <<http://www.inema.ba.gov.br/>>. Acessado em: 04 de janeiro de 2018.

INFANTI JR., N.; FORNASARI FILHO, N. (1998). **Processos da dinâmica superficial**. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE.

IOSSI, M. F.; VAZ, C. M.P.; NAIME, J. M. e MACEDO, A. (2003). **Estimativa da retenção de água no solo através da distribuição do tamanho das partículas**. In: Congresso Brasileiro de Ciências do Solo, 29. Ribeirão Preto, SP. Resumos expandidos. Ribeirão Preto: SBPC. CD- ROM.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. **Ocupação de encostas**. Coord. Cunha, M. A. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

IPT (1994). **Carta Geotécnica do Estado de São Paulo**. 2V (IPT - Publicação 2089).

JESUS, A. C., DIAS, L. S. O., MIRANDA, S. B. e CAMPOS, L. E. P. (2005). **Avaliação da Suscetibilidade ao Risco de uma Área Piloto de Salvador**. In: COBRAE – IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes. Salvador – Bahia. p. 123 – 129.

JESUS A.C. (2008). **Retroanálise de escorregamento em solos residuais não saturados**. São Paulo. p.32-39. Dissertação de Mestrado em Geotécnia, EESC, São Carlos-SP.

JORNAL O GLOBO. **Chuva forte provoca desabamento no Centro Histórico de Salvador, 2011**. Disponível em: < <http://g1.globo.com/bahia/noticia/2011/11/chuva-forte-provoca-desabamento-no-santo-antonio-alem-do-carmo.html> >. Acessado em: 13 de janeiro de 2018.

KOCKELMAN, W. J. (1986). **Some Techniques for Reducing Landslide Hazards**. In Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. 23, No 1, pp. 29-52.

KOPPEN, W.; GEIGER, R. **Klimate der Erde**. Gotha: Verlag Justus Perthes. 1928. Wall-map 150cmx200cm.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. (1985). **Movimentos de massa coluvionais**. In: **Mesa redonda sobre aspectos geotécnicos de taludes**. Rio de Janeiro: ABMS, 1985. p. iii-1-iii-19.

LACERDA, W. A. (2004). **The behavior of colluvial slopes in a tropical environment**. In IX International Symposium on Landslides". Rio de Janeiro, Brasil. V.2, pp. 1315-1342.

LAFAYETTE, K. P. V. (2006). **Estudo geológico-geotécnico do processo erosivo em encosta no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti- Cabo de Santo Agostinho/PE**. Tese de doutorado em Engenharia Civil, UFPE, Recife-PE.

LEINZ, V. **Glossário Geológico**. 1977. 2ª ed. São Paulo: Editora Nacional.

LEROUEIL, S. (2001). **Natural slopeeess and cuts: movement and failure mechanisms"**. Geotechnique, Vol. 51, nº 3.

LIMA, A. F. (2002). **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade de Recife -PE**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFPE, Recife-PE.

LUMB, P. (1975). **Slope Failures em Hong Kong**. In Quartely Journal of Engineering Geology, Vol.8, pp.31-35.

MACHADO. S.L; MACHADO. M.F.C (2005). **Notas de aula- Mecânica dos solos 1- Conceito introdutório**. Universidade Federal da Bahia.

MAGALHÃES, J.S.L.A (2013). **Estudo de estabilidade da encosta Alto do Padre Cicero no município de Camaragibe-PE**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, p.48-51.

MAGNAVITA, L. P, SILVA, R. R. DA, SANCHES, C. P. 2005. **Guia de Campo da Bacia do Recôncavo, NE do Brasil B. Geoci**. Petrobras, Rio de Janeiro, v. 13, n. 2, p. 301-334, maio/nov.

MANTOVANI, B. (2016). **Mapeamento de risco a movimento de massa e inundação em áreas urbanas do município de Camaragibe-PE**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFPE, Recife-PE.

MARANGON, M. (2009). **Notas de aula - Estabilidade de Taludes**. Minas Gerais. Universidade Federal de Juiz de Fora.

MASSAD, Faíçal. **Obras de terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais**. Regiões Centro-Sul do Brasil. São Paulo: Oficina de Texto, 2005.

MATOS, M. M. (1974). **Stability of slopes in residual soils. 1974. 220 f. Master Thesis – Department of Civil Engineering – University of Alberta**. Canadá, 1974.

MATOS, F. M. (2011). **Conceitos e Princípios fundamentais**. Vol 1, 2ª Edição. FEUP Edições, Porto.

MELLO, V. F. B; TEIXEIRA, A. H. **Mecânica de solos**. São Carlos: Escola de Engenharia, 1967.

MESRI, G. & CEPEDA- DIAZ, A. F. (1986). **Residual shear strength of clays and shales**. Geotechnique, Vol 36, nº 2, pp. 269- 274.

MMA (MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE). **Biodiversidade brasileira: avaliação e identificação de áreas e ações prioritárias para a conservação, utilização sustentável e repartição dos benefícios da biodiversidade nos biomas brasileiros**. Secretaria de Biodiversidade e Florestas, MMA, Brasília, 2002.

NASCIMENTO, S. A.M (2008). **Diagnóstico hidrogeológico, hidroquímico e da qualidade da água do aquífero freático do alto cristalino de salvador - bahia**. Tese de Doutorado, Universidade Federal da Bahia/ UFBA.

NETO, M.V.M. (2005). **Classificação e caracterização geotécnica de dois movimentos de massas no estado de Pernambuco**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2005.

OBBERG, A. L e SALLFORS, G. A. (1995). **Rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils.** In: **International Conference on Unsaturated Soils.** (1995). Paris – Proceedings. V1, 432-448p.

OLIVEIRA, A.G.; SILVA, G. B.; SILVA, H. R. F.; SANTOS, M.G.; LIMA, U. D. S. **Mapeamento de Índices de Cobertura Vegetal dos Bairros de Salvador – BA com Uso de Imagens do Sensor Rapideye para o Ano de 2009.** Anais XVI Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, Foz do Iguaçu, PR, Brasil, 13 a 18 de abril de 2013, INPE.

OLIVEIRA, J. F. C. M. (2014). **Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método de Sarma.** Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. FEUP. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.

PEDROSA, M. G. A. (1994). **Análise de Correlações entre Pluviometria e Escorregamentos de Taludes.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Engenharia, Rio de Janeiro - RJ.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3º Edição. São Paulo: Oficina de texto, (2006).367 p.

PMS – Prefeitura Municipal de Salvador (2004) - **Relatório Conclusivo do Diagnóstico das Áreas de Risco.** Plano Diretor de Encostas do Município de Salvador, Módulo II, TOMO III/III. CARG/SEMIN, Salvador, 96p

PROYECTO MULTINACIONAL ANDINO: GEOCIENCIAS PARA LAS COMUNIDADES ANDINAS, PMA:GCA. (2007). **Movimientos en Masa en la Región Andina: Una guía para la evaluación de amenazas.** Servicio Nacional de Geología y Minería. Publicación Geológica Multinacional, Nº. 4, 432 p.

RECKZIEGEL, E. W. (2012). **Identificação e mapeamento das áreas com perigo de movimento de massa no município de Porto Alegre, RS.** Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 90 p.

REDIVO, A. L., RAMOS, V. M. e GUIMARÃES, R. F. (2003). **Aplicação do modelo SHALSTAB para determinação de áreas susceptíveis a escorregamentos rasos na região do subúrbio ferroviário – Salvador (BA).** In: REGEO, Porto Alegre - RS. Cd- Rom.

REGINATTO, A.R. e FERRERO, J.C. (1973). **Colapse Potencial of Soil and Soil Water Chemistry**. Proceedings, VIII Int. Conf. On Soil Mech. And Found Eng., Moscow, Vol.2.2, pp.177-183.

REIS, F. A. **Curso de geologia ambiental via internet**. São Paulo: UNESP. 2001e. Disponível em: < <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09e.html>> Acesso em: 20 mar. 2013.

SACRAMENTO, M. da G. P. **Estudo de encostas sobre rochas cristalinas: arredores de Salvador, Bahia**. 1975. 119 p. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade Federal Bahia, Salvador, 1975.

SANCHES, C. P.; PEDREIRA, A. J. (2003). **Salvador: Cidade Alta e Cidade Baixa, porque? Caminhos Geológicos da Bahia**. Convênio: PETROBRÁS/SBGeo/CPRM/GOVERNO DA BAHIA, Salvador.

SANTANA, J. G. (2004). **Acidentes com escorregamento de terra nas encostas de Salvador- Ba: Contexto histórico**. Salvador, Universidade Federal da Bahia, 2004.

SANTANA, R. G. (2006). **Análise de soluções de engenharia para a estabilização de encostas ocupadas na região Metropolitana do Recife-PE**. Estudo de caso ruptura ocorrida em encosta em ocupação desordenada na UR-2, Ibura. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFPE, Recife-PE.

SANTOS, E.; PINHO, J.A.G.; MORAES, L.R.S.; FISCHER, T. **O Caminho das águas em Salvador: bacias hidrográficas, bairros e fontes**. UFBA, Escola de Administração, CIAGS. Salvador, 2010.

SCHUSTER R. L., **Socioeconomic significance of landslides**. In: A.K. Turner e R.L. Schuster (Eds) Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board, National Research Council, Special Report 247, National Academy Press, Washington, DC, USA. 129-177 pp. 1996.

SCHUSTER e KOCKELMAN (1996). **Principles of Landslide Hazard Reduction**. In Landslides Investigation and Mitigation. Cap 5. Special Report 247.

SILVA, G. B., SANTOS, J. H. G., CORRÊA, P. R. S. Solos. In: Departamento Nacional da Produção Mineral. **Projeto RADAMBRASIL**. Folha SD. 24 Salvador: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Rio de Janeiro: MME. Vol. 24. 620 p., 1981.

SILVA, J. C. F. (1994). **Encostas do Salvador: uma abordagem sócio - ambiental**. Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Gestão Ambiental, Universidade Católica do Salvador, Salvador-Bahia, 1994.

SILVA, M. M. (2003). **Caracterização Geotécnica de um Solo de Calcário da Encosta Continental PE- 18, Paulista-PE, com ênfase na determinação da resistência ao cisalhamento**. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

SILVA, N. C. (2005). **Diagnóstico ambiental de áreas de pedreiras abandonadas na cidade do Salvador-Ba com ênfase na estabilidade de taludes. 2005**. 128 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana, Universidade Federal da Bahia (UFBA), Bahia. 2005.

SILVA, M.M. (2007). **Estudo Geológico-Geotécnico de uma Encosta com Problemas de Instabilidade no Município de Camaragibe – PE**. Tese de Doutorado, UFPE, Recife – PE, p. 33.

SILVA FILHO, R. A. (2008). **A integração de recursos históricos aos geológicos no resgate da construção Paleogeomorfológica e Paleovisual litorânea - O caso de Salvador, Bahia**. Dissertação de Mestrado. UFBA. Pós-Graduação em Geologia, Área de Concentração em Geologia Marinha, Costeira e Sedimentar. Salvador-Ba.

SILVA, J. P. M (2011). **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

SIMÕES, P. R. M (1991). **Mecanismos de instabilização dos taludes naturais das formações expansivas da Bacia do Recôncavo Baiano**. 277p. Tese de Doutorado em Ciências em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro / COPPE, Rio de Janeiro. Sistemática. Revista Construção, Rio de Janeiro, V.8, n.95.

SKEMPTON, A. W. (1954). **The pore-pressure coefficients A and B**. Geotechnique, Vol. 4, nº 4, pp. 143-147.

SKEMPTON, A. W. (1985). **Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory**. Geotechnique, Vol. 35, nº 1, pp. 3-18.

SOETERS, R., VAN WESTEN, C.J. (1996). **Slope instability recognition, analysis and zonation**. In: A.K. Turner & R.L. Schuster (Eds). Landslides Investigation and Mitigation.

SOILMOISTURE, (1991). **Guelph permeameter 2800**. Operating Instructions. Soilmoisture Equipment Corp. Santa bárbara, USA.

SOUSA P.S. (2006). **Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaise de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes**. Salvador. 35 p. Dissertações de Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana, UFBA, Salvador-BA.

SOUZA A.P.L. (2014). **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. Recife. p.40-44. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFPE, Recife-PE.

SOUZA NETO, J. B. (1998). **Características Geotécnicas do Solo Residual de Gnaise da Encosta Espinhaço da Gata, PE-89, Machados-PE**. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

SPENCER, E. (1967). **A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces**. Géotechnique, Vol. 17: pp. 11-26. Tan, D. (2006). Seismic Slope Safety - Determination of critical slip surface using acceptability criteria. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, University of London.

TATIZANIA, C., OGURA, A. T., CERRI, L. E. S., ROCHA, M. C. M. (1987). **Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos**. In: V CBGE, São Paulo, Vol. 2, pp.225-236.

TERZAGHI, K (1950). **Mechanism of Landslides**. Traduzido por: Ernesto Pichler. Transcribed by the Polytechnic Magazine.

TERZAGUI, K; PECK, R. B. New York: John Wiley and Sons, 1967. **Soil mechanics and engineering practice**.

TEIXEIRA, E.K.C. (2014). **Estudo da influência da infiltração de águas pluviais na estabilidade de um talude de solo residual**. 23, 24 p. Dissertação de Mestrado (Mestre em Engenharia Civil: Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais.

TOMINAGA, L. K. (2007). **Avaliação de Metodologias de Análise de Risco a Escorregamentos: Aplicação de um Ensaio em Ubatuba, SP**. Tese de Doutorado. Departamento de Geografia da Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 220 p.

TORRES, F.S.M. (2014). **Carta de Suscetibilidade a movimento de massa e erosão do município de Ipojuca –PE**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2014.39 p.

UCHA, J. M. (2004). **Pedologia aplicada à pavimentação**. Notas de aula e Apresentação do Curso de especialização em pavimentação, EPUFBA, 2004.

USGS - Science for a Changing World. **Landslide types and processes**. US: Departamento of Interior, 2004. Disponível em: <<http://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/pdf/fs2004-3072.pdf>> Acesso em: 02. set. 2013.

VAN GENUTCHTEN, M. T. H (1980). **A closed-form equation for predicting the hydraulic – Conductivity of Unsaturated Soils**. Soil sci. Soc. Am. J-Vol 44. p 892-898.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E., CLIFTON, A. W (1996). **Model for The Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction**. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, pp. 379-392.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos solos**. São Paulo:Editora McGrawHILL do BRASIL, INC, 1977.

VARGAS, Jr. E., COSTA FILHO e PRADO CAMPOS, L. E. (1986). **A Study of the Relationship Between the Stability of Slopes in Residual Soils and Rain Intensity**. International Symposium on Environmental Geotechnology, Leigh, pp.491-500.

VARGAS, M. (1988). **Characterization Identification and Classification of Tropical Soils**. Proc. II Inter. Conference on Geomechanics of Tropical Soils. Singapore, p.71-75.

VARGAS, M. (1992). **Identification and Classification of Tropical Soil”**. **US/Brasil**. Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soil. Belo Horizonte, Vol 1, p.200-205.

VARNES, D. J. (1978). **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Sci. Soc. of Am. J., V. 44, p. 892-898

VARNES, D. J. (1978). **Slope Movement Types and Processes**. Landslides Analysis and Control, WASHINGTON , D. C., National Academy of Sciences, pp.11-33.

VASCONCELOS, M. F. (1992). **A resistência residual dos solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção**". Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ.

VAZ, C. M. P.; NAIME, J. M. ; MACEDO, A.; MELLO, S. (1997). **Análise granulométrica por raios gama**. São Carlos", EMBRAPA/CNPDIA – Boletim de Pesquisa, n 5, 13p.

VIEIRA, C.F.C et al. **Cartografia aplicada na análise de riscos geológicos associados às encostas urbanas do Município de Salvador**. Salvador, BA, 2005.

VILAR, O. M. **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. Notas de aula da disciplina de Resistência ao cisalhamento dos solos. São Carlos: EESC/USP – Departamento de Geotécnia, 2006.

WOLLE, C. M. (1980). **Taludes naturais: mecanismos de instabilização e critérios de segurança**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo. 345 p.

WOLLE C. M. (1986). **Poluição e Escorregamentos – Causa e Efeito na Serra do Mar, em Cubatão – SP**. In VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS. Pp 178-190.

WOLLE. C. M (1988). **Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas**. Tese de Doutorado. Engenharia Civil.

WRIGHT, S. G.; KULHAWY, F. H.& DUNCAN, J.M. (1973). **Accuracy of equilibrium slope stability analysis**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, p. 783-791.