

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

RICARDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

ESTUDO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE
DA ENCOSTA BELA VISTA NO MUNICÍPIO DE IPOJUCA-PE

RECIFE
2016

RICARDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

**ESTUDO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE
DA ENCOSTA BELA VISTA NO MUNICÍPIO DE IPOJUCA-PE**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do grau de “Mestre em Engenharia Civil”.

Área de concentração: Engenharia Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

RECIFE
2016

Catálogo na fonte
Bibliotecária Valdicéa Alves, CRB-4 / 1260

A447e Almeida, Ricardo Oliveira de
Estudo geotécnico e análise de estabilidade da encosta bela vista no município de Ipojuca-PE. / Ricardo Oliveira de Almeida. - 2016.
183folhas, Ils. e Tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Movimento de massa. 3. Encostas.
4. Estabilidade de talude. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2018-06



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

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ESTUDO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE
DA ENCOSTA BELA VISTA NO MUNICÍPIO DE IPOJUCA-PE**

defendida por

Ricardo Oliveira de Almeida

Considera o candidato APROVADO

Recife, 29 de fevereiro de 2016

Banca Examinadora:

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

Prof. Dr. João Barbosa de Souza Neto – UNIVASF
(examinador externo)

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

Dedico este trabalho a
minha avó Alzira (in
memória) que nos deixou ao
longo do desenvolvimento
do mesmo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pela força nos momentos difíceis.

Ao Professor Roberto Coutinho, pela paciência, por orientar-me e mostrar o caminho correto a ser seguido visando obter o melhor resultado possível.

A minha esposa Marluce pela paciência e a compreensão na reta do desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus pais Marleide e Reginaldo que sempre colocarem a educação de seus filhos em primeiro lugar.

A minha Família e amigos, em especial a minha irmã Renata.

Aos colegas da graduação de Engenharia Civil da UFPE no ano de 2011.

A todos os colegas do Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, em especial ao Hugo, Danisete e Felipe pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos de trabalho pela compreensão, em especial a Fabiano, Cleto e Pedro.

Aos funcionários da Secretaria de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE e do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE Antônio Brito, Seu Biu e Gutemberg, em especial a Andréia e Chico, e aos funcionários.

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo estudar as características geotécnicas e a análise de estabilidade da encosta localizada no bairro da Bela Vista em Ipojuca. Foi realizada revisão bibliográfica sobre movimentos de massa, suas ocorrências, os ensaios recomendados para o seu estudo e seus métodos de cálculos para análise de estabilidade. Este trabalho é um complemento de um estudo de mapeamento de risco a deslizamento e inundação iniciado pelo GEGEP/UFPE em cooperação com o Ministério da Integração. Foram identificados os condicionantes climáticos e geológicos do município de Ipojuca, o local foi identificado pela equipe de geologia do GEGEP/UFPE coordenado pelo Professor Dr. Roberto Coutinho como sendo uma formação de um Complexo Gnáissico-Migmatítico. Em campo foram realizados levantamentos topográficos e ensaios de campo para prospecção do perfil geotécnico e a retirada de amostra para estudo em laboratório. Os parâmetros geotécnicos da encosta foram definidos a partir de amostras coletadas e ensaios de laboratório. O efeito da água nos parâmetros de resistência é avaliado a partir da comparação entre ensaios realizados em amostras na condição natural e na condição inundada, simulando o efeito de precipitações intensas. Foi observado que as duas amostras nas condições inundadas tem uma queda no valor da coesão. A amostra 01 tem a perda da coesão de 27,4KPa para 7,3KPa e a amostra 02 tem a perda de 28,3KPa para 6,9KPa. No ensaio edométrico duplo pode-se observar que na comparação dos ensaios feitos na condição natural para a condição inundada as amostras de solo apresentam comportamentos distintos. A amostra 01, que possui uma maior fração de argila, apresenta uma maior tendência ao colapso que a amostra 02. As análises de estabilidade apresentaram fatores de segurança na condição natural e inundada, o fator de segurança encontrado nas condições naturais variou de 2,052 a 2,206. Na condição inundada este fator variou de 1,435 a 1,489. Ainda foi analisada a estabilidade do talude considerando a hipótese de uma ação da população modificando a topografia para a construção de mais moradias, o fator de segurança para esta hipótese na condição inundada teve seu menor valor de 1,054.

Palavras Chaves: Movimento de massa. Encostas. Estabilidade de talude.

ABSTRACT

This study aimed to study the geotechnical characteristics and analysis of the slope stability slope located in Bela Vista in Singapore. Literature review was performed on mass movements, their occurrences, the recommended tests for their study and their calculation methods for stability analysis. This work is a complement of a risk mapping study the slide and flooding initiated by GEGEP / UFPE in cooperation with the Ministry of Integration. climatic conditions and geological of Ipojuca were identified, the site was identified by the geology team GEGEP / UFPE coordinated by Professor Dr. Roberto Coutinho as a formation of a Gneissic-migmatitic Complex. In the field were conducted surveys and field trials for prospecting geotechnical profile and the sample removed for study in the laboratory. The geotechnical parameters of the slope were defined from these collected samples and laboratory. The effect of water in strength parameters is evaluated from the comparison between samples in tests performed in natural condition and in flooded condition, simulating the effect of intense rainfall. It was observed that the two samples in the flooded conditions has a drop in value of cohesion. The sample 01 has the loss of cohesion 27.4KPa to 7.3KPa and the sample 02 has a loss of 28.3KPa to 6.9KPa. In double edométrico test we observed that the comparison of the tests made in the natural condition of the flooded condition of soil samples have different behaviors. The sample 01, which has a larger fraction of clay, has a greater tendency to collapse the sample 02. The stability analysis showed safety factors in natural and flooded condition, the safety factor found in natural conditions ranged from 2.052 to 2.206. In the flooded condition this factor ranged from 1.435 to 1.489. was further analyzed the stability of the slope considering the possibility of a share of the population modifying the topography for the construction of housing, the safety factor for this hypothesis in the flooded condition had its lowest level of 1,054.

Key words: Mass movement. Slopes, Slope stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1: Localização do bairro Bela vista em Ipojuca/PE (GOOGLE EARTH – 02/2014).....	20
Figura 1.2: Encosta estudada em Ipojuca/PE (GOOGLE EARTH – 07/2015).....	21
Figura 2.1: Composição de um talude.....	24
Figura 2.2: Exemplo de um talude Natural.....	25
Figura 2.3: Exemplo de um talude de corte.....	25
Figura 2.4: Exemplo de um talude de aterro.....	26
Figura 2.5: Exemplo de queda de Blocos (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	30
Figura 2.6: Rolamento (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	30
Figura 2.7: Exemplo de tombamento (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	31
Figura 2.8: Exemplo de deslocamento (Modificado de MONTGOMERY, 1992; organizado por FÁBIO REIS).	32
Figura 2.9: Exemplo de escorregamento translacional (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	33
Figura 2.10: Exemplo de escorregamento rotacional (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	33
Figura 2.11: Exemplo de escorregamento em cunha (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	34
Figura 2.12: Exemplo de expansão lateral (ALEXANDRA F., ANA F. C., CAROLINA P., SOFIA G., 2011).....	35
Figura 2.13: Exemplo de escoamento rastejo (Modificado de INFANTI JR. & FORRNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).	36

Figura 2.14: Exemplo de corrida de massa (ALEXANDRA F., ANA F. C., CAROLINA P., SOFIA G., 2011).....	37
Figura 2.15: Formação de sulcos, ravinas e Voçorocas. (KARMANN, 2000).	38
Figura 2.16: Encosta Erodida no Horto de Dois Irmãos (COUTINHO et. al., 1999 APARTIR DE GOMES, F. S., 2001).....	39
Figura 2.17: Degradação do solo ligada à degradação ambiental (MARTINS, E. O., 2005, modificado – LAL, 1999).	41
Figura 2.18: Erosão Laminar (EMBRAPA, 2013).....	42
Figura 2.19: Erosão em Sulcos.	43
Figura 2.20: Ravina ocasionada pelo escoamento de água pluvial na região administrativa de Brasilândia (MARTINS, E. O., 2005).....	44
Figura 2.21: Ravina de grande porte tendendo para formação de voçoroca na região administrativa do Paranoá (MARTINS, E. O., 2005).	44
Figura 2.22: Voçoroca de grande porte na região administrativa de Ceilândia (MARTINS, E. O., 2005).....	45
Figura 2.23: Ocupação desordenada na região metropolitana do Recife.	46
Figura 2.24: Erosões provocadas por chuvas intensas no município de Moreno/PE... ..	47
Figura 2.25: Processo erosivo causado por desmatamento na região administrativa de Planaltina (MARTINS, E. O., 2005).	49
Figura 2.26: Distribuição do escoamento nas encostas, POU (1988).	50
Figura 2.27: Esquema de agregado do solo estabilizado por matéria orgânica, (EMMERSON, 1977).	53
Figura 2.28: Diagrama dos processos dos fatores de causas predisponentes e acionantes/ agravantes dos movimentos de massa (POPESCU, 1996, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).....	55

Figura 2.29: Variação do fator de segurança com o tempo (POPESCU, 1996 APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).	56
Figura 2.30: Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica (AUGUSTO FILHO, 1992).	58
Figura 2.31: Exemplo de amostra de solo deformado.....	61
Figura 2.32: Exemplo de amostra de solo indeformado.....	61
Figura 2.33: Exemplo de amostra de rocha	62
Figura 2.34: Esquema de Consistência	66
Figura 2.35: Modelos estruturais de referência para solos colapsíveis (CLEMENCE e FINBARR, 1981) extraído de CASTRO (2011).	70
Figura 2.36: Ensaio edométrico: (a) Edométrico Duplo; (b) Edométrico simples.	73
Figura 2.37: Influência da tensão de inundação no colapso de uma areia siltosa (FERREIRA, 1995) extraído de CASTRO (2011).	75
Figura 2.38: Forças normais e de corte numa fatia genérica, Silva (2011).	86
Figura 3.1: Mapa de localização do município de Ipojuca.....	89
Figura 3.2: Precipitação média mensal das chuvas entre os anos de 1941 a 2013 no município de Ipojuca (HENRIQUE, H. M., 2014).	91
Figura 3.3: Mapa Pedológico do Município de Ipojuca. Fonte: SILVA et. al., 2001.....	94
Figura 3.4: Dique de quartzo presente no bairro de Bela Vista.	97
Figura 3.5: Presença do mineral leucossoma na encosta.	98
Figura 3.6: Presença de mica no solo da encosta.	99
Figura 3.7: Mapeamento de Risco do Bairro da Bela Vista no município de Ipojuca/PE (COUTINHO, R. Q. (Coord.), 2015).	101

Figura 4.1: Organograma das investigações.....	102
Figura 4.2: Fotos do bairro da Bela vista em Ipojuca/PE.....	103
Figura 4.3: Foto da localização do topo da encosta do bairro da Bela vista.	103
Figura 4.4: Relação da quantidade de ocorrências de movimentos de massa por bairro no município do Ipojuca–PE (HENRIQUE, H. M. 2014).	104
Figura 4.5: Imagem da ocupação da encosta no ano de 2006 (GOOGLE EARTH – 08/2006).....	104
Figura 4.6: Imagem da ocupação da encosta no ano de 2015 (GOOGLE EARTH – 12/2015).....	105
Figura 4.7: Fotos da região onde houve uma ruptura de talude.....	106
Figura 4.8: Fotos de cortes feitos pelos moradores nos taludes.	107
Figura 4.9: Fotos das águas servidas na região.	108
Figura 4.10: Curvas de nível obtidas a partir de imagens de satélites (GOOGLE EARTH – 12/2015).....	109
Figura 4. 11: Levantamento topográfico do bairro da Bela Vista em Ipojuca/PE.....	110
Figura 4.12: Marco de apoio do levantamento topográfico.	110
Figura 4.13: Localização dos furos de sondagem SPT (GOOGLE EARTH – 12/2015).	111
Figura 4.14: Sondagem SP-01 (Meio da encosta).....	112
Figura 4. 15: Sondagem SP-02 (Topo da encosta).	112
Figura 4.16: Localização da retirada das amostras indeformadas em bloco (GOOGLE EARTH – 12/2015).....	113
Figura 4.17: Fotos da retirada das amostras indeformadas.....	114

Figura 4.18: Os limites de consistência.	116
Figura 4.19: Prensas de adensamento.....	119
Figura 5.1: Levantamento topográfico da região estudada na escala 1:2.000.....	123
Figura 5.2: Seção Transversal da encosta do Bairro da Bela Vista.....	123
Figura 5.3: Seção Transversal com o perfil do solo.....	124
Figura 5.4: Sondagem SP -01 realizada no meio da encosta.....	125
Figura 5.5: Sondagem SP -02 realizada no meio da encosta.....	126
Figura 5.6: Ensaio de Granulometria do Bloco 01.	128
Figura 5.7: Ensaio de Granulometria do Bloco 02.	129
Figura 5.8: Carta de plasticidade para classificação do solo.	131
Figura 5.9: Carta de plasticidade associada à carta de atividade (VARGAS, 1988 e 1992).	132
Figura 5.10: Envoltória de Resistência da amostra 02 na Condição Natural (Topo da Encosta).....	136
Figura 5.11: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).	136
Figura 5.12: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).....	137
Figura 5.13: Envoltória de Resistência da amostra 01 na Condição Natural (Meio da Encosta).	138
Figura 5.14: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).	138

Figura 5.15: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).....	139
Figura 5.16: Envoltória de Resistência da amostra 02 na Condição Inundada (Topo da Encosta).....	140
Figura 5.17: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 02 nas condições Inundada (Topo da Encosta).....	140
Figura 5.18: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Inundadas (Topo da Encosta).....	141
Figura 5.19: Envoltória de Resistência da amostra 01 na Condição Inundada (Meio da Encosta).....	142
Figura 5.20: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 01 nas condições Inundada (Meio da Encosta).....	142
Figura 5.21: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Inundadas (Meio da Encosta).....	143
Figura 5.22: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Naturais e Inundadas (Topo da Encosta).....	144
Figura 5.23: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Naturais e Inundadas (Meio da Encosta).....	144
Figura 5.24: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Naturais (ajustadas) e Inundadas (Topo da Encosta).....	146
Figura 5.25: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Naturais (ajustada) e Inundadas (Meio da Encosta).....	146
Figura 5.26: Ensaio Edométrico Duplo (Topo da Encosta). Variação da Deformação em função Tensão Vertical.....	148
Figura 5.27: Ensaio Edométrico Duplo (Meio da Encosta). Variação da Deformação em função Tensão Vertical.....	148

Figura 5.28: Comparação entre a variação do índice de vazios em função da Tensão Vertical na condição de ensaio com umidade natural para Topo (Bloco 02) e Meia Encosta (Bloco 01).....	150
Figura 5.29: Comparação entre a variação do índice de vazios em função da Tensão Vertical na condição de ensaio com umidade inundada para Topo (Bloco 02) e Meia Encosta (Bloco 01).....	151
Figura 5.30: Colapso em ensaio edométrico duplo (Jennings & Knight, 1957).....	154
Figura 5.31: Influencia das tensões de inundação no colapso das amostras coletadas.	155
Figura 6.1: Perfil de solo utilizado na análise de estabilidade de talude.	159
Figura 6.2: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade natural.	160
Figura 6.3: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade natural com carga.....	161
Figura 6.4: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade inundada..	162
Figura 6.5: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade inundada com carga.....	163
Figura 6.6: Análise de estabilidade de talude com um conte para implantação de uma residência nas condições de umidade natural.....	164
Figura 6.7: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade natural com carga.....	165
Figura 6.8: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade inundada	166
Figura 6.9: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade inundada com carga.....	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação dos movimentos de encosta segundo VARNES (1978).....	27
Tabela 2.2: Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento (AUGUSTO FILHO, 1992, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).	28
Tabela 2.3: Sistema de Classificação de FREIRE, E. S. M. (1965).....	28
Tabela 2.4: Classificação dos agentes erosivos (ZACHAR, 1982).	38
Tabela 2.5: Suscetibilidade à erosão (LLOPIS TRILLO).	52
Tabela 2.6: Inventário de causas de movimentos de massa (CRUDEN & VARNES, 1996, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).....	54
Tabela 2.7: Valores típicos do coeficiente de permeabilidade.....	69
Tabela 2.8: Métodos diretos e indiretos de classificação FERREIRA (1995).....	76
Tabela 2.9: Critérios de identificação de solos colapsíveis (modificado de SOUZA NETO, 2004).	77
Tabela 2.10: Alguns valores típicos de NSPT para alguns solos colapsíveis da região sudeste e centro-oeste (SOUZA NETO, 2004).	79
Tabela 2.11: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS E KNIGHT, 1975).	81
Tabela 2.12: Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (LUTENEGGER E SABER, 1988).....	81
Tabela 3.1: Síntese das informações sobre o município de Ipojuca (IBGE - 2012).....	90
Tabela 4.1: Índice de plasticidade dos blocos 01 e 02.....	117
Tabela 5.1: Resumo dos ensaios de caracterização.....	131
Tabela 5.2: Classificação das argilas em função da atividade (VARGAS, 1978).....	131

Tabela 5.3: Proposta de classificação incluindo solos tropicais (VARGAS, 1988 e 1992).	133
Tabela 5.4: Condições iniciais dos corpos de prova - Ensaios de Cisalhamento Direto	134
Tabela 5.5: Resumo do ensaio de cisalhamento direto	135
Tabela 5.6: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).	137
Tabela 5.7: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).	139
Tabela 5.8: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 02 nas condições inundadas (Topo da Encosta).	141
Tabela 5.9: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 01 nas condições inundadas (Meio da Encosta).	143
Tabela 5.10: Condições iniciais e finais dos ensaios edométrico.	147
Tabela 5.11: Variação máxima de deformação para a tensão vertical de 128.000Kpa	149
Tabela 5.12: Resumo dos Índices de Vazios nas amostras com a umidade natural e inundada.	150
Tabela 5.13: Índices dos Ensaios Edométrico.	151
Tabela 5.14: Classificação de Reginatto & Ferrero (1973).	153
Tabela 5.15: Classificação quanto a colapsibilidade dos solos segundo a proposta de Reginatto & Ferrero (1973).	153
Tabela 5.16: Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Jennings & Knight, 1975).	155
Tabela 5.17: Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaios Edométricos Duplos. .	156

Tabela 6.1: Dados de entrada informado no programa GeoSlop.....	157
Tabela 6.2: Resultados das análises feitas no SLOPE/W.....	168
Tabela 6.3: Resultados da análise de estabilidade utilizando o método de Morgenstern & Price.....	170
Tabela 6.4: Fatores de Segurança mínimos para escorregamentos NBR 11682.	170

Sumário

1	CAPÍTULO I – APRESENTAÇÃO	20
1.1	Introdução	20
1.2	Objetivo geral.....	22
1.3	Objetivos específicos	22
1.4	Estrutura da dissertação	22
2	CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	Definições	24
2.2	Movimento de massas.....	26
2.2.1	Classificação dos movimentos de massa	27
2.2.2	Descrição geral dos tipos dos movimentos de massa	29
2.3	Processos erosivos	37
2.3.1	Tipos de erosão.....	41
2.3.2	Fatores condicionantes a erosão.....	45
2.4	Fatores e agentes causadores dos movimentos de massas.....	53
2.5	Métodos de investigação	57
2.5.1	Etapas para investigações geológicas e geotécnicas.....	58
2.5.2	Levantamento topográfico	60
2.5.3	Ensaio de campo.....	60
2.5.4	Ensaio de laboratório.....	64
2.6	Estabilidade de talude.....	83
2.7	Principais métodos de análises de estabilidade de talude.....	87
3	CAPÍTULO III – CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE ESTUDO	89
3.1	Introdução	89
3.2	Características de ocupação, climática e geológica.....	90
3.2.1	Clima	90
3.2.2	Vegetação	91
3.2.3	Solo	91
3.2.4	Hidrografia.....	93
3.2.5	Geomorfologia	95
3.2.6	Geologia	96
3.3	Mapeamento de risco	99

4	CAPÍTULO IV – METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	102
4.1	Visita a campo	103
4.2	Levantamentos e ensaios de campo.....	108
4.2.1	Levantamento topográfico	108
4.2.2	Sondagem à percussão	110
4.2.3	Amostragem (deformada e indeformada)	113
4.3	Ensaios de laboratório	114
4.3.1	Ensaio de caracterização física	114
4.3.2	Resistência ao cisalhamento.....	117
4.3.3	Adensamento e colapso.....	118
5	CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	122
5.1	Levantamento topográfico e ensaios de campo	122
5.1.1	Levantamento topográfico	122
5.1.2	Sondagem à percussão	122
5.2	Ensaios de laboratório	127
5.2.1	Ensaios de caracterização.....	127
5.2.2	Ensaio de cisalhamento direto.....	134
5.2.3	Ensaio edométrico	147
6	CAPÍTULO VI – ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA	157
6.1	Metodologia adotada para análises de estabilidade	157
6.2	Conclusões da análise de estabilidade de talude	169
7	CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	172
7.1	Apresentação do capítulo VII.....	172
7.2	Conclusões	172
7.3	Recomendações e sugestões para futuras pesquisas	175
	REFERÊNCIAS	176

1. CAPÍTULO I – APRESENTAÇÃO

Neste capítulo será feita uma breve introdução sobre o local de estudo frisando o objetivo do trabalho. Também será apresentada a organização desta dissertação.

1.1 Introdução

A população carente que vive em morros, há tempos enfrenta problemas recorrentes, que em alguns casos pode levar a acidente, envolvendo os taludes de solos, alteração de rocha, movimentos de massa, fraturas e descontinuidades, seja relacionada às encostas naturais ou aos taludes de cortes e aterros. Esses problemas sociais relativos à habitação, que não é um problema apenas do Brasil, se prolongaram por anos, sem que fossem tomadas providências por parte do poder público, ocasionando grandes áreas de ocupação desordenada, sujeitas a ação antrópica e natural, desfavoráveis à segurança e estabilidade das regiões ocupadas.

A área estudada é conhecida como Bela vista, situada ao lado direito da PE-060, no sentido sul (de Recife para Maceió), como é apresentado nas Figuras 1.1 e 1.2.



Figura 1.1: Localização do bairro Bela vista em Ipojuca/PE (GOOGLE EARTH – 02/2014).

Inicialmente o grupo GEGEP/UFPE (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies de desastres) em cooperação com o ministério da integração, coordenado pelo professor Roberto Coutinho elaborou um estudo de mapeamento de risco em susceptíveis a deslizamento e inundação. Este projeto de mapeamento de risco está de acordo com a lei 12.608/2012 que tem como objetivo os seguintes:

- Reduzir os riscos de desastres;
- Incorporar a redução do risco de desastre e as ações de proteção e defesa civil entre os elementos da gestão territorial e do planejamento das políticas setoriais;
- Promover a identificação e avaliação das ameaças, suscetibilidades e vulnerabilidades a desastres, de modo a evitar ou reduzir sua ocorrência;
- Entre outros.

Além deste mapeamento feito na área estudada, a sede e o distrito de Camelo do município de Ipojuca também foram mapeados.

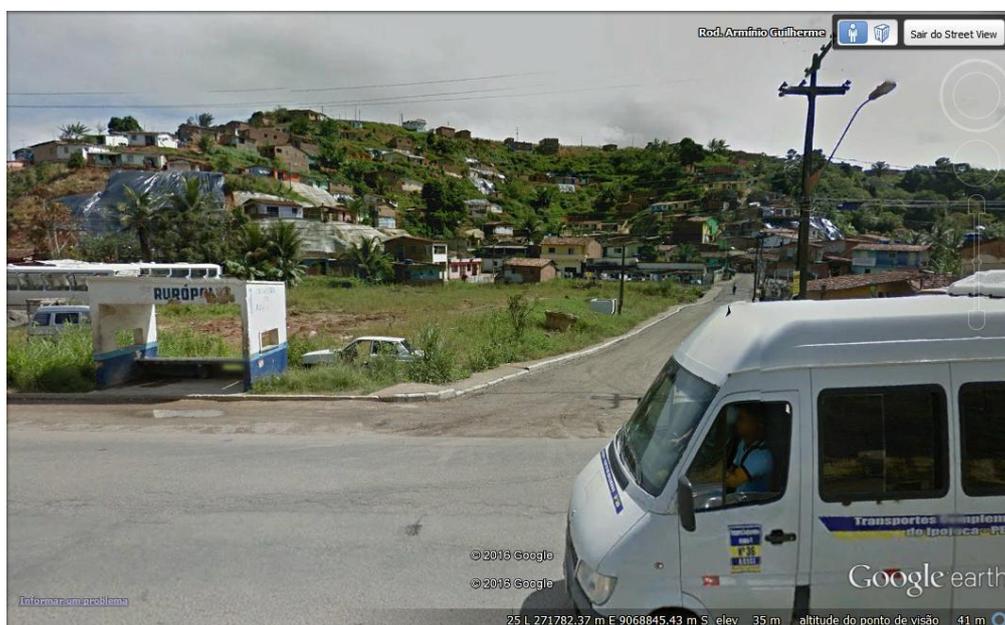


Figura 1.2: Encosta estudada em Ipojuca/PE (GOOGLE EARTH – 07/2015).

1.2 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral a apresentação de um estudo de caracterização geotécnica e de análise de estabilidade da encosta do bairro da Bela Vista em Ipojuca/PE complementando um estudo de mapeamento de risco já inicial neste pelo grupo GEGEP/UFPE em cooperação com o Ministério da Integração.

1.3 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Realizar estudo geotécnico em uma encosta de risco alto ao deslizamento e inundação localizada no município de Ipojuca;
- Compreender os mecanismos de instabilidade da encosta a partir dos dados obtidos no estudo geotécnico;
- Disponibilizar ao meio científico as informações obtidas na presente pesquisa.

1.4 Estrutura da dissertação

Capítulo 01: Introdução. Apresenta uma contextualização das situações que envolvem problemas relacionados aos taludes, os objetivos da dissertação e justificativa de desenvolvimento da mesma.

Capítulo 02: Apresenta uma revisão bibliográfica, abordando os temas desenvolvidos nesta dissertação, que dizem respeito a movimentos de massa e estabilidade de taludes, discorrendo sucintamente sobre os tipos de movimentos de massa e os tipos de talude, ensaios de campo e laboratório indicados, e conceitos básicos aplicados a estudos de estabilidade.

Capítulo 03: Apresenta as características gerais da área de estudo, incluindo a descrição das características climáticas, geológicas e apresentando um mapa de risco a deslizamento e inundação do Município de Ipojuca/PE.

Capítulo 04: Apresenta a metodologia utilizada na campanha de investigação geológica e geotécnica de campo e laboratório, incluindo procedimentos, materiais, equipamentos e normas utilizadas.

Capítulo 05: Apresenta os resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados com as amostras coletadas nas duas áreas componentes da seção estudada, sendo elas topo e meio da encosta, fazendo também a discussão de tais resultados em comparação com outros resultados presentes na bibliografia.

Capítulo 06: Apresenta os resultados das simulações feitas com o software SLOPE/W 2007, em relação à estabilidade dos taludes, testando diversas situações, tais como diferentes condições de umidade do solo.

Capítulo 07: Apresenta as conclusões obtidas com este estudo e faz recomendações e sugestões para pesquisas futuras. Por fim são apresentadas as referências bibliográficas.

2. CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O principal objetivo deste capítulo é apresentar uma revisão sobre movimentos de massa, classificação e características geotécnicas e geológicas, revendo também, definições, fatores, agentes e causas destes movimentos. Por fim abordaremos os principais métodos de análise de estabilidade de taludes.

2.1 Definições

Segundo GERSCOVICH (2012), talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. O talude pode ser natural, também denominado encosta, ou construído pelo homem, como por exemplo, os aterros e cortes. Na Figura 2.1 podemos observa como é composto o talude.

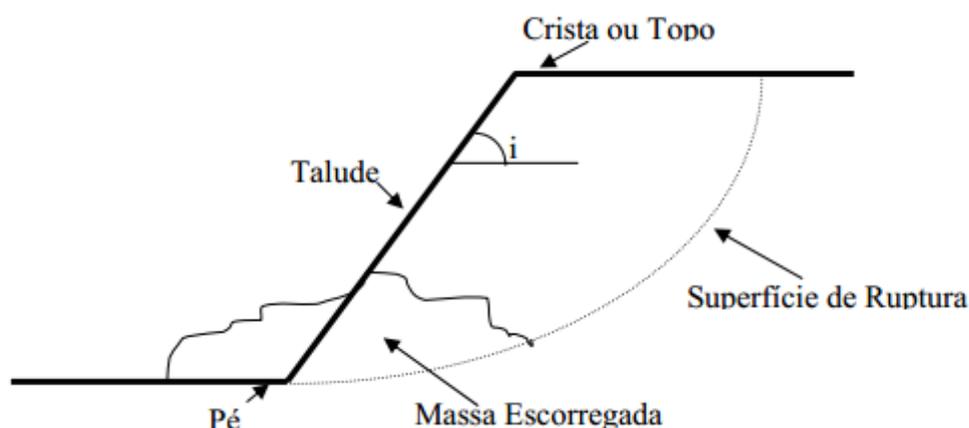


Figura 2.1: Composição de um talude.

Os taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e/ou sedimentar, além de rocha (ver Figura 2.2). Os solos residuais são formados a partir de ação do intemperismo químico e físico na rocha sã, por isso permanecem no mesmo local de origem. Já os sedimentares são materiais heterogêneos, formados a partir de fragmentos de rocha sã ou com sinais de intemperismos transportadas e acumulados no sopé das montanhas transportados pela ação da gravidade, da água, do vento e as geleiras.

Os taludes constituídos pela ação humana resultam de cortes em encostas, da escavação ou do lançamento de aterros. Os cortes devem ser executados com altura e inclinação adequadas, para garantir a estabilidade da obra (Ver Figura 2.3). Os aterros são constituídos em projetos de barragem de terra, em obras viárias e de implantação de infraestruturas civis, quando o solo de fundação tiver baixa capacidade de suporte ou para nivelamento do terreno (Ver Figura 2.4).



Figura 2.2: Exemplo de um talude Natural.

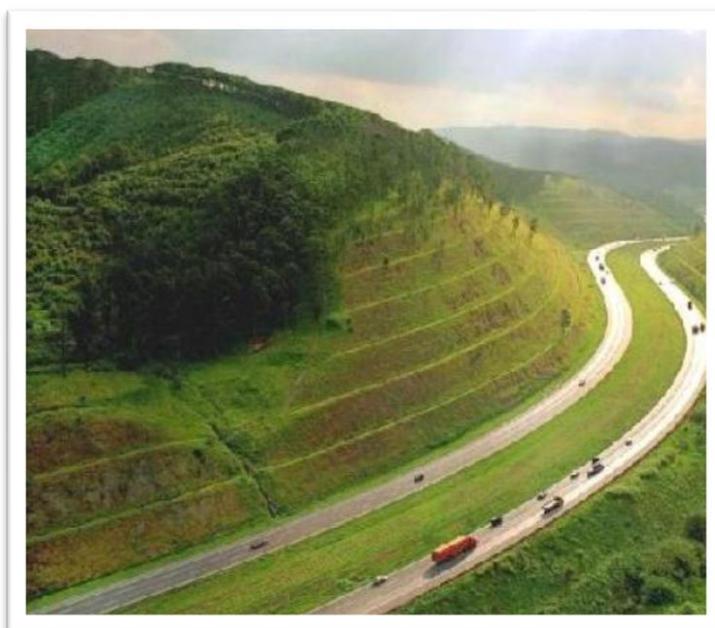


Figura 2.3: Exemplo de um talude de corte.



Figura 2.4: Exemplo de um talude de aterro.

2.2 Movimento de massas

Movimentos de massa, ou movimentos coletivos de solos e de rochas, tem sido objeto de amplos estudos nas mais diversas latitudes, não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função de suas implicações práticas e de sua importância do ponto de vista econômico (GUIDICINI, 1984).

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 1998), a execução de cortes nos maciços pode condicionar movimentos de massa ou, mais especificamente, escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura. Naturalmente que os taludes provenientes da má execução de aterros podem também levar ao movimento de massas de solos e rochas.

Os movimentos de massa podem ser divididos em dois grupos, os movimentos gravitacionais e movimentos causados por processo de transporte (erosão), podendo ser dividida em erosão superficial e profunda (COUTINHO E SILVA 2006). HUTCHINSON (1968) define os movimentos gravitacionais de massa

como sendo movimentos induzidos pela ação da gravidade, como por exemplo, os escorregamentos de encostas, quedas e tombamentos de blocos rochosos. Os movimentos regidos por um agente de transporte como água, gelo, neve ou ar, são denominados processos de transporte de massa.

2.2.1 Classificação dos movimentos de massa

Existem diversas propostas de sistemas de classificações de movimentos de massas, em que as ocorrências são agrupadas em função do tipo de movimento: rastejos ou fluência; escorregamentos; quedas e corridas ou fluxos. Nenhuma delas inclui processos erosivos (ravinas e voçorocas).

A classificação proposta por VARNES (1978) é a mais utilizada internacionalmente e está mostrada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Classificação dos movimentos de encosta segundo VARNES (1978).

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grosseiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento e rocha De blocos rochosos De rocha	Abatimento de detritos de Blocos de detritos De detritos	Abatimento de terra De blocos de terra de Terra
	Translacional	Muitas unidades			
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

A classificação proposta por AUGUSTO-FILHO (1992) é bastante adequada para os casos brasileiros (Ver Tabela 2.2).

GUIDICINI e NIEBLE (1976), propõem uma classificação modificada de FREIRE (1965) sugere que os movimentos sejam classificados em 3 tipos fundamentais, como mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.2: Características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento (AUGUSTO FILHO, 1992, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).

Processos	Características do movimento, material e geometria
Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento (internos) Velocidades de muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades de médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares ⇒ solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares ⇒ solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha ⇒ solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos etc. Rolamento de matacão Tombamento
Corridas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades de médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Tabela 2.3: Sistema de Classificação de FREIRE, E. S. M. (1965).

Nomenclatura	Características
Escoamento	Corresponde a uma deformação ou movimento contínuo com ou sem superfície definida. Dependendo do movimento, são classificados como <ul style="list-style-type: none"> • Rastejo ⇒ escoamento plástico • Corrida ⇒ escoamento fluido-viscoso
Escorregamento	Deslocamento finito ao longo de superfície bem definida Dependendo da forma, são definidos como <ul style="list-style-type: none"> • Rotacional • Translacional
Subsidência	Deslocamento finito ou deformação contínua de direção essencialmente vertical Podem ser subdivididos em <ul style="list-style-type: none"> • Subsidiência propriamente dita • Recalque • desabamento / quedas

A partir desses três tipos e sete subtipos fundamentais, diferenciam-se 32 classes principais. Essas classes passam, então, a ser caracterizadas de acordo com parâmetros físico-mecânico-causais, abaixo descrito:

- a) Natureza de superfície de movimento;
- b) Inclinação do talude;
- c) Características qualitativas do movimento;
- d) Tipo de movimento;
- e) Velocidade e duração;
- f) Termos de passagem de um tipo de movimento para outro;
- g) Causas intrínsecas e extrínsecas, estas últimas divididas em indiretas e diretas, estas subdivididas em preparatórias e imediatas;
- h) Ainda contido no item causas, o modo de ação das mesmas;
- i) Natureza física de ação significativas das causas;
- j) Efeitos sobre as condições de equilíbrio;
- k) Processos corretivos dos movimentos de massas.

2.2.2 Descrição geral dos tipos dos movimentos de massa

Como já foi descrito acima no item 2.3, a forma com que o movimento é distribuído através da massa de solo ou rocha deslocada representa um dos principais critérios para classificação de deslizamentos. Os tipos de deslizamentos a serem apresentados a seguir, estão baseados na classificação proposta por CRUDEN & VARNES (1996) APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006, a qual engloba: quedas, rolamento, tombamentos, escorregamentos, expansões laterais e escoamentos.

Queda (Fall): As quedas ocorrem por ação da gravidade em elementos rochosos diversos e de volumes variáveis, a partir de descolamento da encosta num movimento de queda livre em encostas muito íngremes. Este processo apresenta altas velocidades, podendo atingir grandes distâncias. Os processos de quedas possuem um forte condicionante litológico e estrutural, e sua deflagração pode estar intimamente associada a processos erosivos, como na queda de detritos em taludes de rochas sedimentares ou rolamento de matacões em rochas graníticas (ver Figura 2.5) (AUGUSTO FILHO, 1994 APARTIR DE COUTINHO E SILVA, 2006).

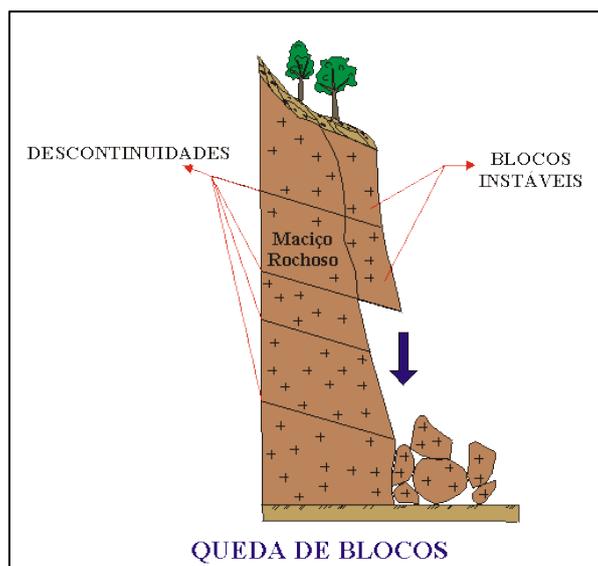


Figura 2.5: Exemplo de queda de Blocos (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Rolamento: O rolamento também é causado pela ação da gravidade, porém em planos inclinados, sua origem ocorre na maioria das vezes pela perda de apoio causado pelo descalçamento do bloco. Pode-se notar que esse processo geralmente acontece devido ao intemperismo de rochas ígneas ou metamórficas, gerando grandes blocos rochosos em superfície (matacões) ou saprolito que contém blocos de rochas envolvidos em uma matriz de solo alterado (Ver Figura 2.6).

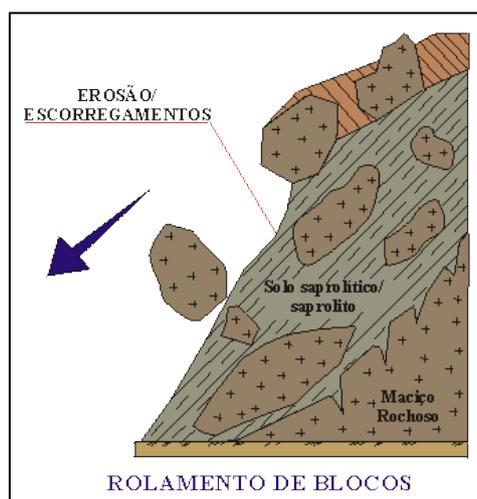


Figura 2.6: Rolamento (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Tombamento: Os tombamentos podem ser definidos como um tipo de movimento de massa causado pela a rotação de um bloco de solo ou rocha em torno de um ponto ou abaixo do centro de gravidade da massa desprendida. Este processo está condicionado pela ação da água ou do gelo em planos de fraqueza existentes no maciço rochoso. Segundo CRUDEN & VARNES, 1996 (APARTIR DE COUTINHO E SILVA, 2006), tombamentos podem conduzir a movimentos tipo quedas ou escorregamentos dependendo da geometria da massa movimentada, da geometria da superfície de separação e da orientação e extensão das discontinuidades existentes. Sua velocidade pode variar de extremamente lenta para extremamente rápida. (Ver Figura 2.7).

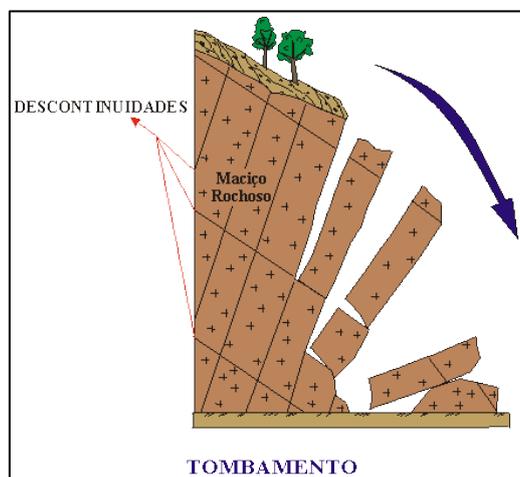


Figura 2.7: Exemplo de tombamento (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Desplacamento: É um movimento ocasionado pelo desprendimento de fragmentos ou placas de rochas, ao longo da superfície de estruturas geológicas (xistosidade, acamamento, fraturamento), devido principalmente às variações térmicas ou à alívios de tensão (INFANTI & FORNASARI FILHO, 1998). Esse processo é desenvolvido geralmente devido à presença de descontinuidades inclinadas, associado a encostas íngremes (MONTGOMERY, 1992). Nota-se que o ângulo de mergulho das descontinuidades é paralelo ao ângulo de declividade das encostas (Ver Figura 2.8).

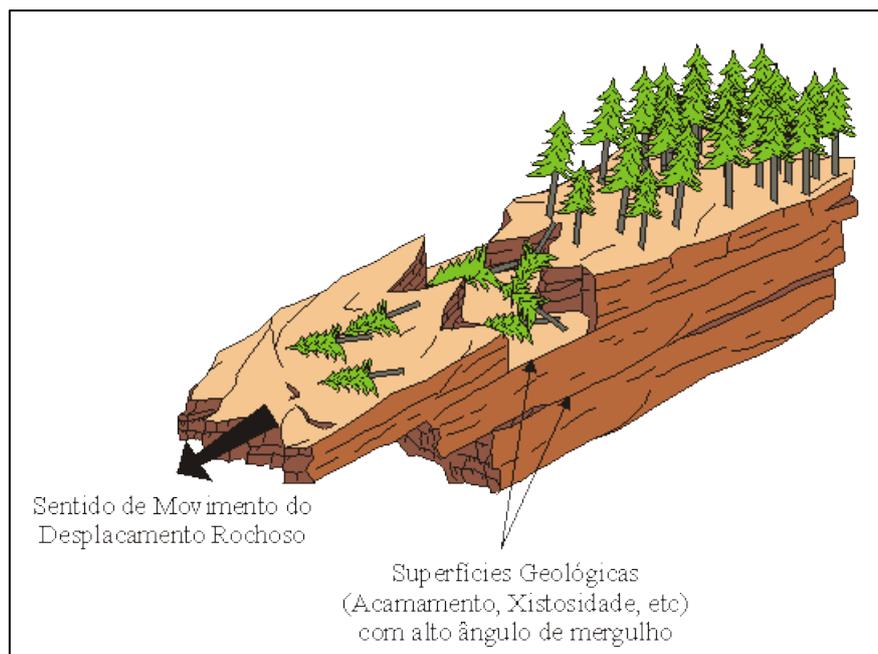


Figura 2.8: Exemplo de deslocamento (Modificado de MONTGOMERY, 1992; organizado por FÁBIO REIS).

Escorregamento: São movimentos rápidos, apresentando superfície de ruptura bem definida, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo, fora do talude (GUIDICINI & NIEBLE, 1984). Ocorrem preferencialmente em superfícies de rupturas bem definidas ou em finas zonas da massa submetidas a intensas tensões de cisalhamento. Frequentemente, os primeiros sinais deste movimento são a presença de fissuras. Este tipo de movimento caracteriza-se por velocidades de deslocamento variando de médias a altas (m/h a m/s) (COUTINHO E SILVA, 2006). Segundo VARNES (1978), os escorregamentos subdividem-se, de acordo com sua forma de ruptura, como planares (translacionais), circulares (rotacionais) ou em forma de cunha.

Escorregamento Planar (Translacional): São processos muito frequentes nas encostas brasileiras, envolvendo solos superficiais, frequentemente até o contato com a rocha subjacente, alterada ou não (ABGE, 1998). Também ocorrem em taludes, mobilizando solo saprolítico, saprolitos e rochas, sendo condicionados por estruturas planares desfavoráveis à estabilidade, relacionados a feições geológicas diversas (foliação, xistosidade, fraturas, falhas, etc.) (Ver Figura 2.9) (ABGE, 1998).

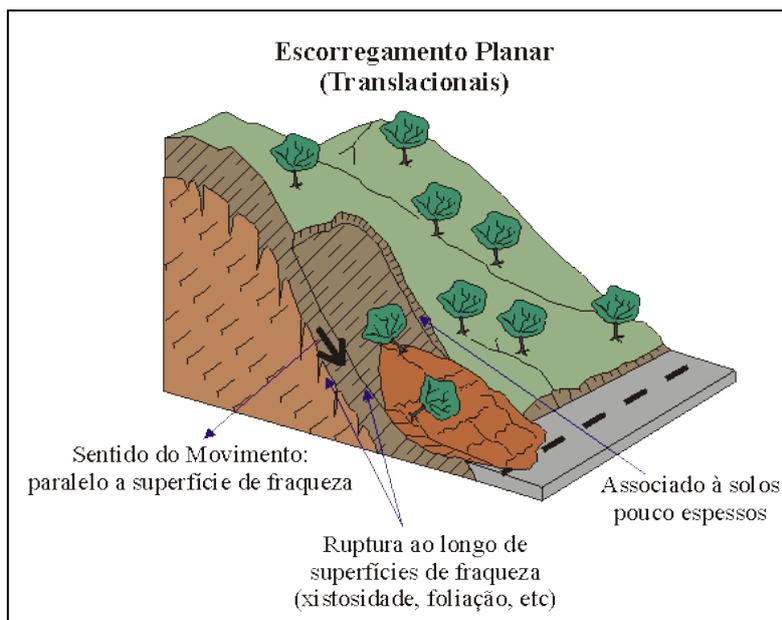


Figura 2.9: Exemplo de escorregamento translacional (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Escorregamento Circular (Rotacional): São movimentos rápidos de duração curta e que apresentam superfície de deslizamento curvas e côncavas em materiais homogêneos. Possuem raio de alcance menor que os escorregamentos planares, possuindo extensão relativamente limitada. Ocorrem em geral em taludes mais íngremes, em aterros, rochas sedimentares ou cristalinas intensamente fraturadas. Durante o deslizamento pode-se notar a forma arredondada do local movimentado e o desnível de abatimento formado acima da massa deslizada (Ver Figura 2.10).

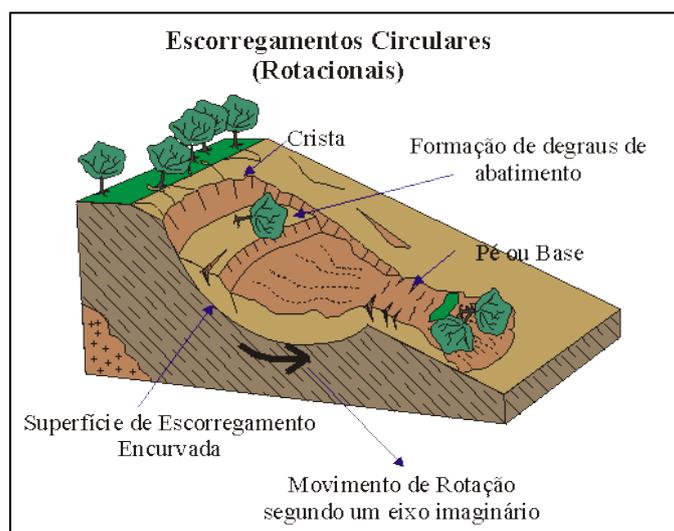


Figura 2.10: Exemplo de escorregamento rotacional (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Escorregamento em Cunha: Movimento ao longo de um eixo formado pela intersecção de estruturas planares em maciços rochosos ou solo residual jovem, que desloca o material na forma de um prisma. São comuns em taludes de corte em encostas que sofreram algum tipo de desconfinamento, natural ou antrópico (Ver Figura 2.11).

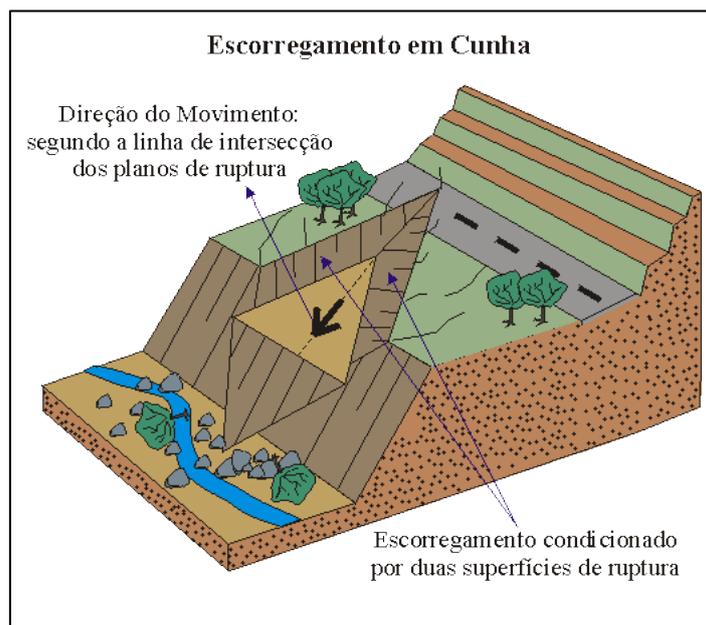


Figura 2.11: Exemplo de escorregamento em cunha (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Expansões laterais: São movimentos caracterizados pelas expansões de um solo coesivo ou de uma massa de rocha combinado com uma subsidência de massa fraturada numa camada de material subjacente de pouca resistência (CRUDEN & VARNES, 1996, APARTIR DE COUTINHO E SILVA, 2006). A superfície de ruptura não se apresenta como uma superfície de intenso cisalhamento. Resultam da liquefação ou escoamento dos materiais (COUTINHO E SILVA, 2006). VANES (1978) distinguiu expansão lateral típica de rocha, como liquefação dos materiais de camadas subjacentes. (ver Figura 2.12).



Figura 2.12: Exemplo de expansão lateral (ALEXANDRA F., ANA F. C., CAROLINA P., SOFIA G., 2011).

Escoamento: São representados por deformações ou movimentos contínuos, com superfície definida ou não. São classificados como Rastejo (movimento lento) e Corrida (movimento rápido).

Rastejo: Movimento descendente, lento e contínuo da massa de solo de um talude, caracterizando uma deformação plástica, sem geometria e superfície de ruptura definidas. Ocorrem geralmente em horizontes superficiais de solo e de transição solo/rocha, como também em rochas alteradas e fraturadas. Segundo COUTINHO E SILVA, 2006, os rastejos podem ser associados a mecanismos de movimentos contínuos, resultantes da deformação sob uma tensão constante e a mecanismos pulsantes, avançando com velocidade não-uniforme, associado a alterações climáticas sazonais. A ocorrência de rastejo pode ser identificada através da observação de indícios indiretos, tais como: encurvamento de árvores, postes e cercas, fraturamento da superfície do solo e de pavimentos, além do "embarrigamento" de muros de arrimo (INFANTI & FORRNASARI FILHO, 1998). O processo em questão, pode causar danos econômicos significativos, principalmente afetando obras próximas a estas encostas, ou seja, interferindo em fundações, linhas de transmissão, dutos, pontes, viadutos, entre outras. Os rastejos são bons indicadores da ocorrência eminente de escorregamentos (INFANTI & FORRNASARI FILHO, 1998) (Ver Figura 2.13).

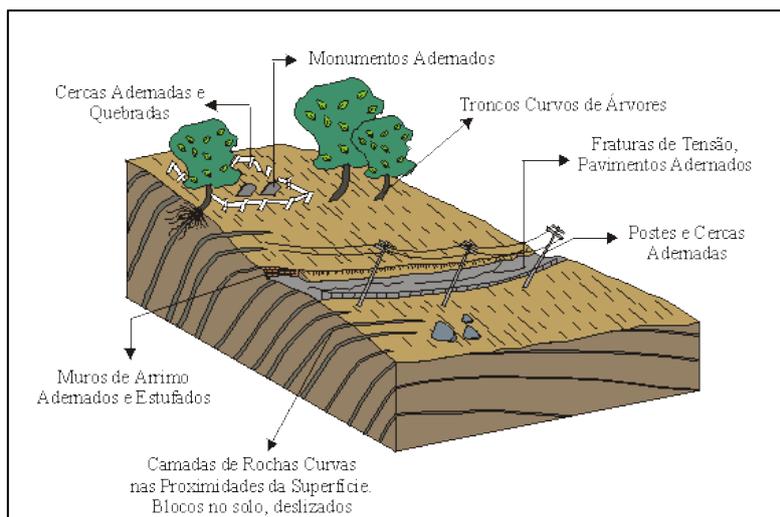


Figura 2.13: Exemplo de escoamento rastejo (Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS).

Corrida: São movimentos gravitacionais na forma de escoamento rápido, envolvendo grandes volumes de materiais. Caracterizados pelas dinâmicas da mecânica dos sólidos e dos fluidos. São de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionados pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água. São fenômenos menos comuns que os escorregamentos, porém podem provocar danos superiores pelo volume de material envolvido e pelo extenso raio de alcance que possuem, chegando até alguns quilômetros (Ver Figura 2.14). De acordo com a origem do material escoado, a corrida pode ser classificada em:

Primária: correspondente às corridas de massa envolvendo somente os materiais provenientes das encostas.

Secundária: corridas de massa nas drenagens principais, formadas pela remobilização de detritos acumulados no leito de um rio e por barramentos naturais, envolvendo ainda o material de escorregamentos das encostas e grandes volumes de água em áreas de deficiência de drenagem.

De acordo com o tipo de material escoado podem ser classificados como:

Corrida de Terra (earth flow): fluxo de solo com baixa quantidade de água, apresentando baixa velocidade relativa.

Corrida de Lama (mud flow): fluxo de solo com alto teor de água, apresentando média velocidade relativa e com alto poder destrutivo.

Corrida de Detritos (debris flow): material predominantemente grosseiro, constituído por blocos de rocha de vários tamanhos, apresentando um maior poder destrutivo.

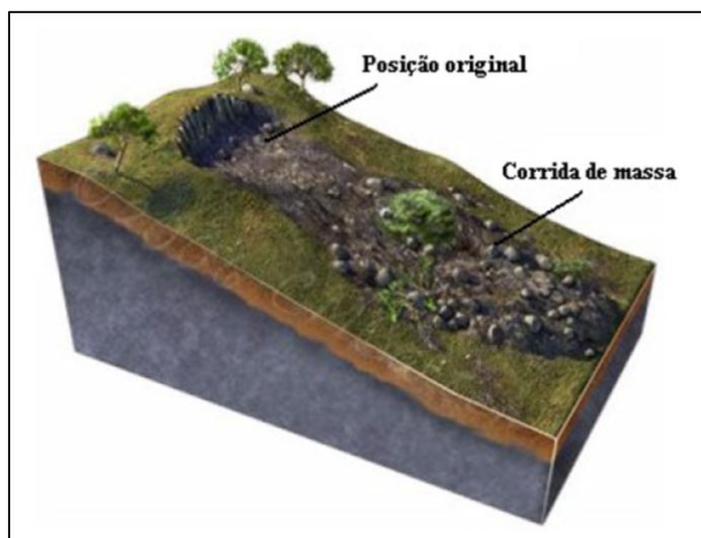


Figura 2.14: Exemplo de corrida de massa (ALEXANDRA F., ANA F. C., CAROLINA P., SOFIA G., 2011).

2.3 Processos erosivos

Define-se por erosão o processo de desagregação e remoção de partículas do solo ou de fragmentos de partículas de rochas, pela ação combinada da gravidade com a água, vento, gelo e organismos (plantas e animais) (SALOMÃO E IWASA, 1995) (Ver Figura 2.15). Segundo GERSCOVICH, DENISE (2012), a ação antrópica, associada principalmente a desmatamentos e construções de vias de acessos, tem sido o fator condicionante na deflagração destes processos.

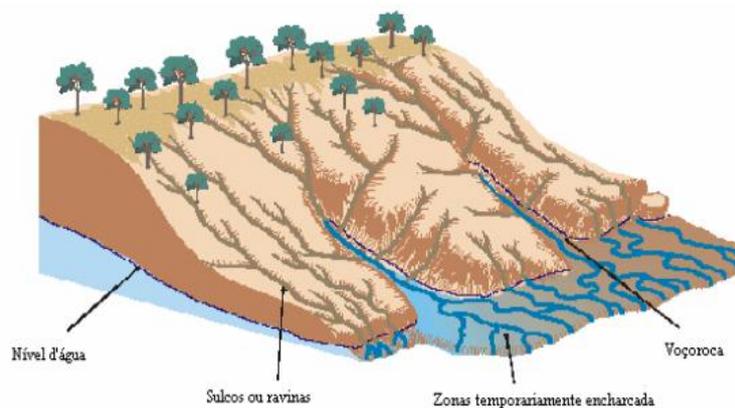


Figura 2.15: Formação de sulcos, ravinas e Voçorocas. (KARMANN, 2000).

ZACHAR (1982) classificou os agentes erosivos com uma terminologia (Tabela 2.2), enfatizando o caráter combinado entre agentes erosivos e a ação da gravidade.

Tabela 2.4: Classificação dos agentes erosivos (ZACHAR, 1982).

AGENTE EROSIVO	TERMINOLOGIA
1- água	Erosão hídrica
1.1 – chuva	Erosão pluvial
1.2 – rio	Erosão fluvial
1.3 – lago, reservatório	Erosão lacustina ou limnica
1.4 – mar	Erosão marinha
2 – gelo	Erosão glacial
3 – neve	Erosão nival
4 – vento	Erosão eólica
5 – terra	Erosão soligênica
6 – plantas	Erosão fitogênica
7 – animais	Erosão zoogênica
8 - homem	Erosão antrópica

O processo erosivo causado pela água das chuvas tem abrangência em quase toda a superfície terrestre, em especial nas áreas com clima tropical, onde a pluviometria é bem mais elevada do que em outras regiões do planeta. Além disso, em muitas dessas áreas, as chuvas concentram-se em certas estações do ano, o que agrava ainda mais a erosão (LAFAYETTE, K. P. V., 2006). Este processo tende a se acelerar, à medida que mais áreas são desmatadas para a exploração de madeira e/ou para produção agrícola, uma vez que os solos

ficam desprotegidos da cobertura vegetal e, conseqüentemente, as chuvas incidem diretamente sobre a superfície (GUERRA, 2014).

A erosão causa problemas e prejuízos tanto pela retirada do material quanto pelo seu depósito. A retirada de material pode desestabilizar taludes e encostas, podendo causar movimentos de massa gravitacional e pode trazer risco à população. E a deposição pode causar danos significativos ao sistema aquático (SALOMÃO e IWASA, 1995).

Algumas regiões do Brasil são mais atingidas pelo processo erosivo devido à litologia, as características dos solos e ao regime das precipitações pluviométricas, sobretudo nos estados de São Paulo, Paraná, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás, Minas Gerais, Bahia e Distrito Federal (MARTINS, E. O., 2005).

Um caso de ocorrência de processo erosivo no município de Recife pode ser exemplificado pelo projeto de recuperação de uma encosta no horto de Dois Irmãos.



Figura 2.16: Encosta Erodida no Horto de Dois Irmãos (COUTINHO et. al., 1999 APARTIR DE GOMES, F. S., 2001).

Segundo o IPT (1986), distinguem-se duas formas de abordagem para os processos erosivos: erosão natural ou geológica, que se desenvolve em condições de equilíbrio com a formação do solo, e erosão acelerada ou

antrópica, cuja intensidade, sendo superior à da formação do solo, não permite a sua recuperação natural.

Denomina-se erosão natural ou geológica, o processo erosivo que ocorre em ambientes com cobertura vegetal natural e sem pressão de fatores antrópicos, e manifesta-se de uma forma muito lenta, sendo perceptível somente com o decorrer de longos períodos de atividade (BERTONI & LOMBARDI NETO, 1999).

A erosão antrópica ou acelerada é resultante da ocupação inadequada dos solos por atividades agrícolas ou urbanas, que aceleram ou intensificam os processos erosivos devido às condições induzidas ou modificadas no solo pelo homem.

As consequências da erosão acelerada são: redução do potencial de áreas agricultáveis, danos a equipamentos de infraestrutura nas áreas urbanas e assoreamento dos rios, lagos, represas e reservatórios. ALMEIDA FILHO (1998) argumenta que, além destes efeitos é necessário considerar o efeito dos defensivos agrícolas arrastados pela erosão na poluição dos recursos hídricos superficiais, alterando a qualidade das águas.

Em escala global, a erosão acelerada provocada pela água é o tipo dominante da degradação do solo e a erosão pelo vento, o segundo tipo mais importante (LAL, 1999). O mesmo cita a ligação entre a degradação ambiental e a degradação do solo, mostrada na Figura 2.16.

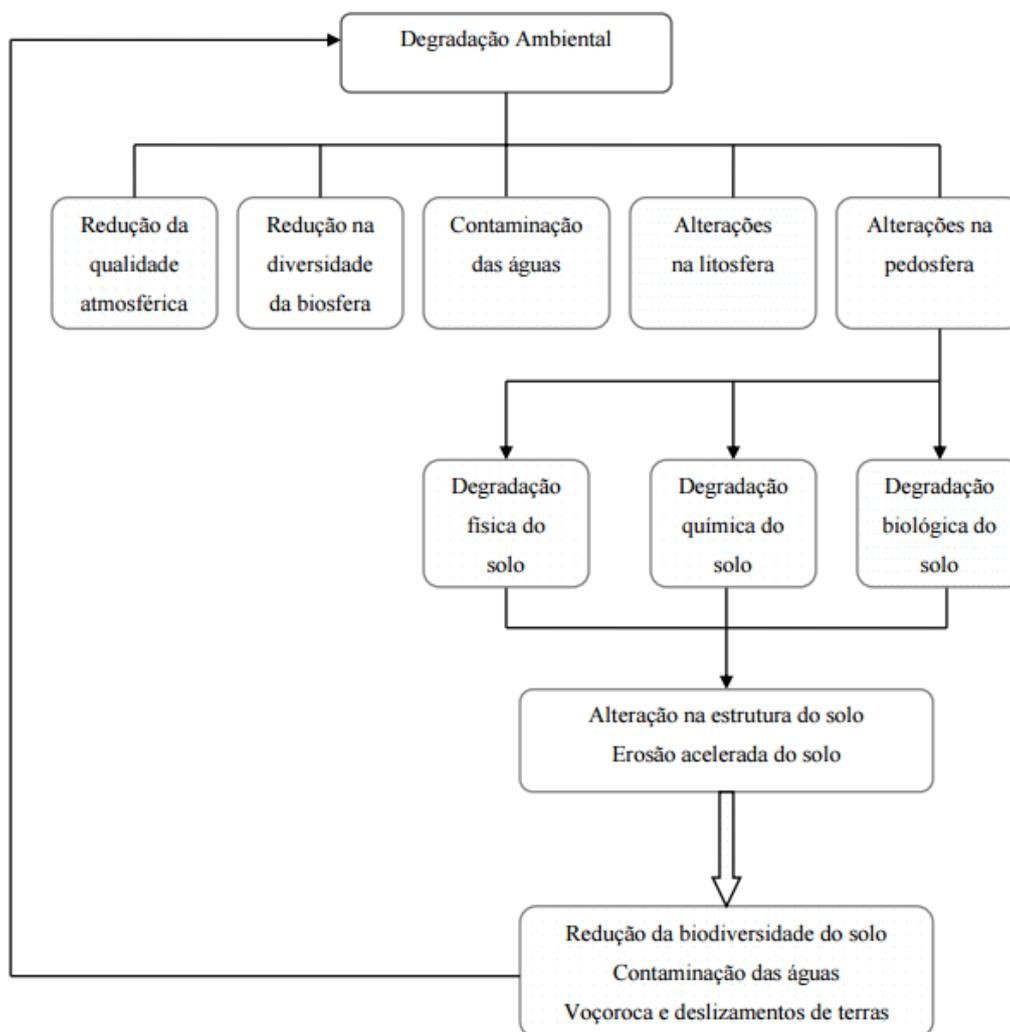


Figura 2.17: Degradação do solo ligada à degradação ambiental (MARTINS, E. O., 2005, modificado – LAL, 1999).

2.3.1 Tipos de erosão

Existem diversos tipos de erosão, classificadas de acordo com os agentes causadores. Para este estudo é importante citar três tipos, nos quais o agente é a água: erosão laminar, em sulcos e subterrânea. Isto porque, no Brasil, os maiores problemas com erosão e desestabilização de encostas e taludes são causados pela ação da água (GALETI, 1979).

Erosão Laminar: O processo da erosão laminar, ou em lençol, caracteriza-se pelo escoamento superficial homogêneo e difuso, em grandes áreas, carreando pequenas camadas do solo, sendo pouco visíveis sinais no solo, mas perceptível com o aumento da turbidez da água do rio e da enxurrada. Sua ação pode continuar durante anos, com o empobrecimento do solo e com o

assoreamento de áreas à jusante (ver Figura 2.17). Na zona rural, as consequências da erosão laminar são mais perceptíveis, pois além de levar grande parte dos nutrientes, desestabiliza as plantações, atingindo a cobertura de suas raízes (MARTINS, E. O., 2005).



Figura 2.18: Erosão Laminar (EMBRAPA, 2013).

Erosão em Sulcos: A erosão em sulcos resulta de pequenas irregularidades na declividade do terreno, faz com que a enxurrada, concentrando-se em alguns pontos do terreno, atinja volume e velocidade suficientes para formar traçados mais ou menos profundos de até 10 cm (ver Figura 2.18). LIMA (2003) argumenta que na fase de aparecimento dos sulcos não ocorrem grandes concentrações de água e eles se dão geralmente de forma difusa. Com efeito, seja pela atuação mais intensa dos agentes erosivos, seja devido a maior erodibilidade do solo aos fatores moduladores favoráveis, tais como a geomorfologia e a vegetação, ocorrerá uma maior concentração de água, fazendo com que os sulcos evoluam para ravinas (MARTINS, E. O., 2005).



Figura 2.19: Erosão em Sulcos.

As ravinas são feições de maior porte, com profundidade variável, de forma alongada e que não atingem o nível d'água subterrânea, onde atuam mecanismos de desprendimento de material dos taludes laterais e transporte de partículas de solo (CBH-AP,1997).

De acordo com CAMAPUM DE CARVALHO et al. (2001), o termo ravina poderia ser aplicado para os canais com profundidade superior a 10 cm e limitando-se a profundidade máxima de 50 cm, ou àquela para qual começa a ocorrer instabilidade dos taludes por deficiência de coesão real, adotando-se o maior deles. O limite de 50 cm também se encontra atrelado à estabilidade de taludes, pois mesmo em solos granulares, a impregnação da matéria orgânica e a presença de raízes na camada superficial asseguram-lhe estabilidade (Figura 2.19 e 2.20).



Figura 2.20: Ravina ocasionada pelo escoamento de água pluvial na região administrativa de Brasilândia (MARTINS, E. O., 2005).



Figura 2.21: Ravina de grande porte tendendo para formação de voçoroca na região administrativa do Paranoá (MARTINS, E. O., 2005).

Erosão Subterrânea (piping): Neste tipo de erosão, verifica-se que a água que se infiltra no solo tem o seu trajeto barrado por uma camada de material impermeável, assim essa água começa a escoar sobre a superfície do material e vai aflorar nas encostas. Este tipo é muito agressivo, pois ao aflorarem, as água provocam desbarrancamentos, solapamentos e também provocam

sulcos, como a anterior. O que diferencia uma da outra é a ausência de infiltração na erosão em sulcos (GALETI, 1979).

Voçorocas são canais esculpidos pelo afloramento do lençol freático. Segundo IPT (1990), a voçoroca corresponde a um estágio mais avançado e complexo de erosão, cujo poder destrutivo é superior ao das outras formas e assim mais difícil a sua contenção, como está ilustrado na Figura 2.21.



Figura 2.22: Voçoroca de grande porte na região administrativa de Ceilândia (MARTINS, E. O., 2005).

Não é raro que estes três tipos de erosão atuem juntos. Muitos pesquisadores apontam a erosão em sulcos como uma segunda etapa da erosão laminar (GALETI, 1979).

2.3.2 Fatores condicionantes a erosão

A ocupação desordenada do solo pela humanidade representa o fator decisivo da aceleração dos processos erosivos (ver Figura 2.22). Porém, existem outros fatores condicionantes que influenciam na velocidade destes processos, são eles:

- ✓ Climáticos;
- ✓ Cobertura vegetal;

- ✓ Topografia;
- ✓ Tipos de solos.



Figura 2.23: Ocupação desordenada na região metropolitana do Recife.

- **Climáticos**

A chuva é um dos fatores climáticos de maior importância na erosão dos solos. A capacidade da chuva em provocar erosão é chamada erosividade, que é função da intensidade, duração e frequência da chuva (Ver Figura 2.22). A intensidade é o fator pluviométrico mais importante na erosão. Quanto maior a intensidade, maior as perdas por erosão (BERTONI & LOMBARDI NETO, 1999).

A duração é um fator que completa o fator intensidade. É a combinação dos dois que determina a chuva total. A importância da duração se deve ao fato de que cada solo apresentar uma capacidade de infiltração e retenção de água. Ultrapassada essa capacidade, a água não mais se infiltrará ou pelo menos o fará de forma muito lenta, o que faz com que a enxurrada se instale, causando erosão (MARTINS, E. O., 2005).



Figura 2.24: Erosões provocadas por chuvas intensas no município de Moreno/PE.

A frequência das chuvas é um fator que também influi nas perdas. Se os intervalos entre as chuvas são curtos, o teor de umidade de solo é alto, e assim as enxurradas são mais volumosas mesmo com chuvas de menor intensidade. Quando os intervalos são maiores o solo estará seco e não deverá haver enxurrada em chuvas de baixa intensidade; porém, em alguns casos de longa estiagem a vegetação pode sofrer por falta de umidade e reduzir, assim, a proteção natural do terreno (LOMBARDI NETO, 1995).

Existem outros fatores que se somam as chuvas e aceleram os processos erosivos, são eles:

- ✓ Intensidade da radiação solar;
- ✓ Velocidade do vento;
- ✓ Tipo de clima.

- **Cobertura vegetal**

A cobertura vegetal é a defesa natural de um terreno contra a erosão. Segundo BERTONI & LOMBARDI NETO (1999) o efeito da vegetação pode ser:

- ✓ Proteção direta contra o impacto das gotas de chuva;

- ✓ Dispersão da água, interceptando-a e evaporando-a antes que atinja o solo;
- ✓ Decomposição das raízes das plantas que, formando canalículos no solo, aumentam a infiltração da água;
- ✓ Melhoramento da estrutura do solo pela adição de matéria orgânica, aumentando assim sua capacidade de retenção de água;
- ✓ Diminuição da velocidade de escoamento da enxurrada pelo aumento do atrito na superfície.

QUEIROZ NETO (1989) aponta as características importantes da vegetação como fator de proteção do solo em relação ao regime hídrico:

- ✓ Densidade da folhagem;
- ✓ Presença de sub-bosques nas florestas. As florestas homogêneas (pinus e eucaliptos) são menos protetoras que as heterogêneas;
- ✓ Grau de permanência da vegetação;
- ✓ Densidade dos caules ao nível do solo;
- ✓ Densidade da biomassa aérea (fornecimento de matéria orgânica);
- ✓ Densidade de raízes (absorção de água e nutrientes);
- ✓ Grau de permanência (continuidade dessas funções);
- ✓ Adição de matéria orgânica associada a um sistema radicular, propiciando boas condições de desenvolvimento vegetal.

Reportando-se à importância das florestas na estabilidade das vertentes, BIGARELLA & MAZUCHOWSKI (1985) explicam que, o sistema radicular florestal faz com que os vazios encontrados no manto de alteração sejam preenchidos pelas raízes, retardando a infiltração das águas das chuvas.

O suporte mecânico radicular faz com que a resistência do solo aumente proporcionalmente com a densidade de raízes. Ao contrário, nas áreas de cultivo, a baixa cobertura foliar e o sistema radicular pequeno nos primeiros 30 dias do desenvolvimento das culturas coincidem com os meses de chuvas intensas, principalmente no sul do Brasil. Assim, ocorre uma fase crítica da erosão agrícola neste período, no qual, normalmente, verifica-se 80% das perdas de solos dos ciclos anuais.

Em áreas sem cobertura há uma diminuição na capacidade do terreno em reter água (Ver Figura 2.24). Quando o escoamento superficial é rápido, arrasa a camada superficial do solo, onde havia uma comunidade de seres vivos que conferiam fertilidade. Ocorre a aceleração do processo de erosão e perda de fertilidade do solo. Os materiais transportados com a água vão se acumulando no fundo de rios, lagos e fontes ocasionando o seu assoreamento (HESS, 2002). Desta forma, além de ser uma defesa natural de um terreno contra a erosão, a cobertura vegetal atua diretamente na produção de matéria orgânica, que por sua vez, atua na agregação das partículas constituintes do solo (LAFAYETTE, 2006).



Figura 2.25: Processo erosivo causado por desmatamento na região administrativa de Planaltina (MARTINS, E. O., 2005).

- **Topografia**

O relevo topográfico é o fator geomorfológico que mais influi nos processos erosivos, por meio da declividade, comprimento e forma da encosta. O efeito da declividade nas encostas foi estudado por POESEN (1984), onde foi verificado um efeito positivo nas taxas de infiltração. Na Figura 2.25 são apresentados 10 modelos de formas das encostas, nas formas planas, côncavas e convexas com diferentes inclinações.

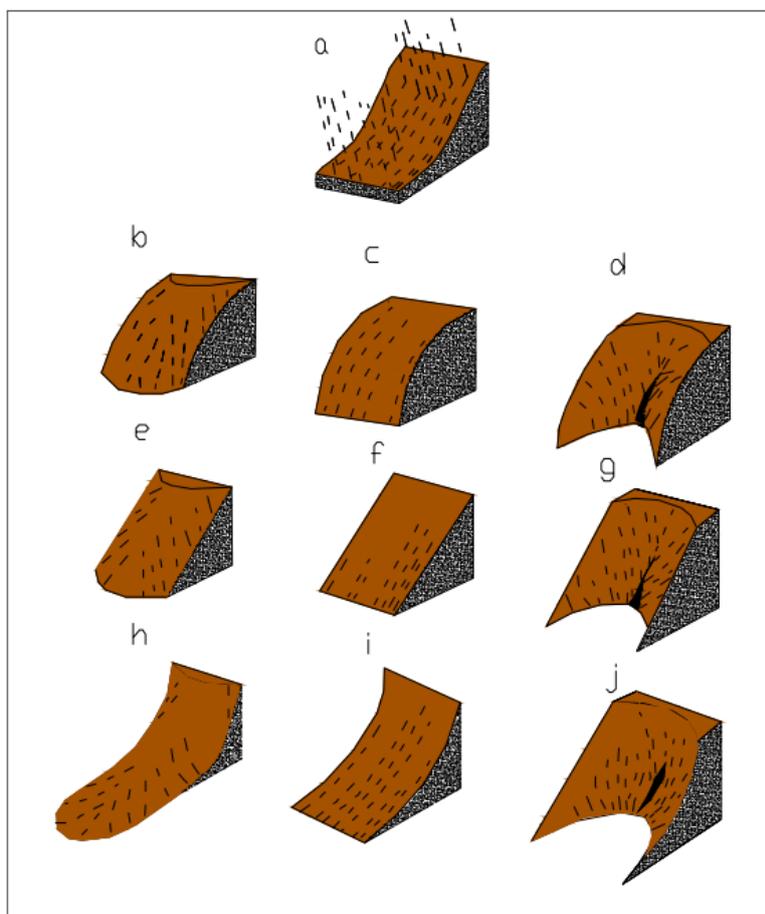


Figura 2.26: Distribuição do escoamento nas encostas, POU (1988).

No caso “a” o perfil é misto, convexo na parte superior e côncavo na parte inferior. Na parte inferior há um maior escoamento devido ao acúmulo de água procedente da parte mais elevada. Como a capacidade erosiva de escoamento superficial depende da velocidade da água, as zonas em que se registram um aumento brusco do fluxo, são mais propensas a produzir um maior efeito erosivo.

Nos casos “b, c e d” (perfis convexos), as inclinações dos taludes aumentam progressivamente, possuindo tendência a produzirem algum tipo de erosão hídrica. No caso “b” as trajetórias de fluxo tendem a se separar uma das outras, no qual a probabilidade de se produzir erosão em sulcos é muito baixa.

No caso “d” a deposição do talude faz com que as linhas de fluxos, tendam a convergir em uma pequena zona muito localizada. Nestes locais podem se

iniciar os processos erosivos lineares, formando-se voçorocas com grande facilidade.

Nas formas “e, f e g” (perfis retilíneos), predominam fundamentalmente processos de transporte de materiais em superfície, tendendo a se comportar de maneira mais uniforme que as anteriores. O caso “g” se produz o mesmo efeito de concentração de linhas de fluxo, com sulcos de erosão como no caso “d”.

Nas três formas restantes “h, i e j” (perfis côncavos) tem a tendência em reter os materiais arrastados nas partes inferiores ao diminuir a inclinação. É muito frequente na natureza aparecerem processos erosivos lineares em sua parte mais alta, com concentrações de linhas de fluxo e a rápida diminuição de inclinação, que faz desaparecer a erosão sendo substituída por zona de acumulação de sedimentos rica em umidade. Encostas convexas onde o topo das elevações é plano e a água pode ser armazenada, podem gerar a formação de ravinas e voçorocas quando a água é liberada.

- **Tipos de solos**

Os tipos de solos determinam a suscetibilidade que o terreno tem a sofrer erosão, ou seja, à menor ou à maior facilidade dos solos serem erodidos. Solos mais arenosos e siltosos, por exemplo, se desagregam mais facilmente que os solos argilosos (ver Tabela 2.5). As principais propriedades que podem caracterizar o solo quanto a sua erodibilidade são:

- ✓ Textura;
- ✓ Massa específica natural;
- ✓ Permeabilidade;
- ✓ Compactação;
- ✓ Adensamento;
- ✓ Resistência ao cisalhamento.

Tabela 2.5: Suscetibilidade à erosão (LLOPIS TRILLO).

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO DO SOLO	ERODIBILIDADE
<i>GW</i>	Pedregulho e mistura de pedregulho e areia bem graduados, com poucos ou sem finos.	Menos erodível  Mais erodível
<i>GP</i>	Pedregulhos e mistura de pedregulho e areia mal graduados, com poucos ou sem finos.	
<i>SW</i>	Areias e areias pedregulhosas bem graduadas, com poucos ou sem finos.	
<i>GM</i>	Cascalho siltoso, misturas de cascalho, areia e silte.	
<i>CH</i>	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada, argilas gordas.	
<i>CL</i>	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa ou média, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.	
<i>OL</i>	Siltes orgânicos, siltes e argilas orgânicas de plasticidade baixa.	
<i>MH</i>	Siltes inorgânicos, solos arenosos finos ou siltosos micáceos e diatomáceos, solos elásticos.	
<i>SC</i>	Areias argilosas.	
<i>SM</i>	Areias siltosas.	
<i>ML</i>	Siltes inorgânicos e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas e siltes argilosos pouco plástico.	

A erosão não é a mesma em todos os solos, pois as propriedades físicas e as características químicas, biológicas e mineralógicas do solo exercem diferentes influências na erosão (BERTONI & LOMBARDI NETO, 1999).

A matéria orgânica retém duas a três vezes o seu peso em água, aumentando assim a infiltração, com diminuição das perdas por erosão. A profundidade do solo e as características do subsolo contribuem para a capacidade de armazenamento da água (Ver Figura 2.26).

As propriedades químicas, biológicas e mineralógicas do solo influem no estado de agregação entre as partículas, aumentando ou diminuindo a resistência do solo à erosão (MARTINS, E. O., 2005).

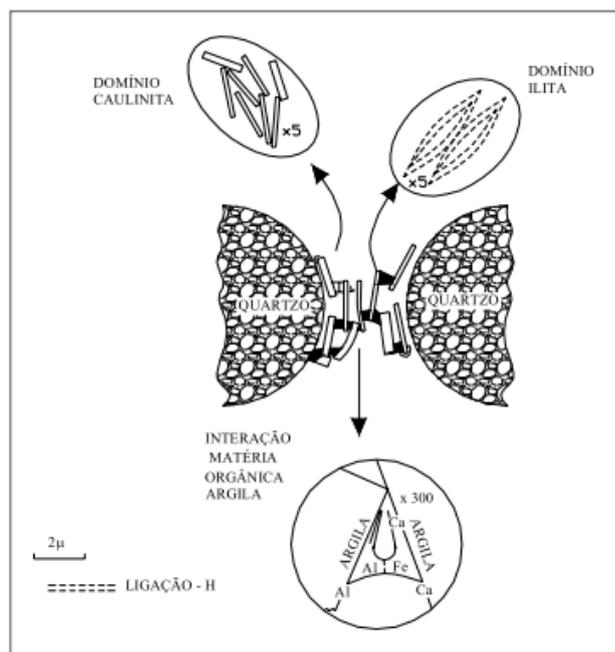


Figura 2.27: Esquema de agregado do solo estabilizado por matéria orgânica, (EMMERSON, 1977).

2.4 Fatores e agentes causadores dos movimentos de massas

Os processos envolvidos em movimento de massa compreendem uma série contínua de eventos de causas e efeitos (VARNES, 1978 E CRUDEN & VARNES, 1996). Estes processos podem ser classificados em três grandes grupos:

- a) **Aumento das tensões cisalhantes:** Relacionado à remoção do suporte lateral, adição de materiais no topo da encosta, explosões, passagem de veículos pesados, forças tectônicas, entre outros;
- b) **Contribuição para baixas resistências ao cisalhamento:** Relacionado tanto a características inerentes do material envolvido quanto à presença de fissuras, falhas e/ou descontinuidades na massa de rocha/solo;
- c) **Redução na resistência do material:** Relacionado principalmente à materiais argilosos ao sofrerem processos de intemperismo, reações físico-químicas.

Os fatores de causas para estes autores relacionam-se com causas geológicas, morfológicas, físicas e antrópicas, de acordo com a Tabela 2.6 abaixo.

Tabela 2.6: Inventário de causas de movimentos de massa (CRUDEN & VARNES, 1996, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).

1. CAUSAS GEOLÓGICAS
<ul style="list-style-type: none"> a. Materiais fracos b. Materiais sensíveis c. Materiais desgastados (intemperizados) d. Materiais cisalhados e. Materiais fissurados f. Massas descontínua orientada adversamente (estratificação, xistosidade, etc.) g. Estrutura descontínua orientada adversamente (falha, contato, sem conformidade) h. Contraste na permeabilidade i. Contraste na dureza (duro, material denso sobre material plástico)
2. CAUSAS MORFOLÓGICAS
<ul style="list-style-type: none"> a. Subpressão tectônica ou vulcânica b. Reação glacial c. Erosão fluvial de pé de talude d. Erosão de onda de pé de talude e. Erosão glacial de pé de talude f. Erosão das margens laterais g. Erosão subterrânea (solução, "piping") h. Deposição de carga no talude ou na sua crista i. Remoção da vegetação (por fogo na floresta, seca)
3. CAUSAS FÍSICAS
<ul style="list-style-type: none"> a. Chuvas intensas b. Derretimento rápido de neve c. Precipitação excepcional prolongada d. Rebaixamento rápido (de inundações e marés) e. Terremoto f. Erupção vulcânica g. Descongelamento h. Intemperismo/desgaste devido ao congelamento-e-descongelamento i. Intemperismo/desgaste devido à contração-e-inchamento
4. CAUSAS HUMANAS
<ul style="list-style-type: none"> a. Escavação de talude ou do seu pé b. Carregamento de talude ou de sua crista c. Rebaixamento (de reservatórios) d. Deflorestamento e. Irrigação f. Mineração g. Vibração artificial h. Vazamentos de águas servidas

Numa caracterização geotécnica, todos os tipos de movimentos de massa num dado estágio de movimento, estão associados com fatores de causa

específicas que podem ser divididas em três grupos, denominados de (LEROUEIL et al., 1996; LEROUEIL, 2004).

- a) **Fatores predisponentes:** são os que informam sobre a situação atual e determina a resposta do talude segundo a ocorrência de um fator acionante;
- b) **Fatores acionantes ou agravantes:** são os que conduzem à ruptura do talude, enquanto que os fatores agravantes produzem uma modificação significativa nas condições da estabilidade ou na velocidade do movimento;
- c) **Fatores revelantes:** são os que fornecem a evidência do movimento no talude, mas geralmente não participa do processo.

Os fatores de causa predisponentes relacionam-se a geologia, a morfologia, as características físicas e antrópicas da área; os fatores de causa acionantes ou agravantes relacionam-se a morfologia, as características físicas e antrópicas, conforme ilustrado na Figura 2.27 abaixo.

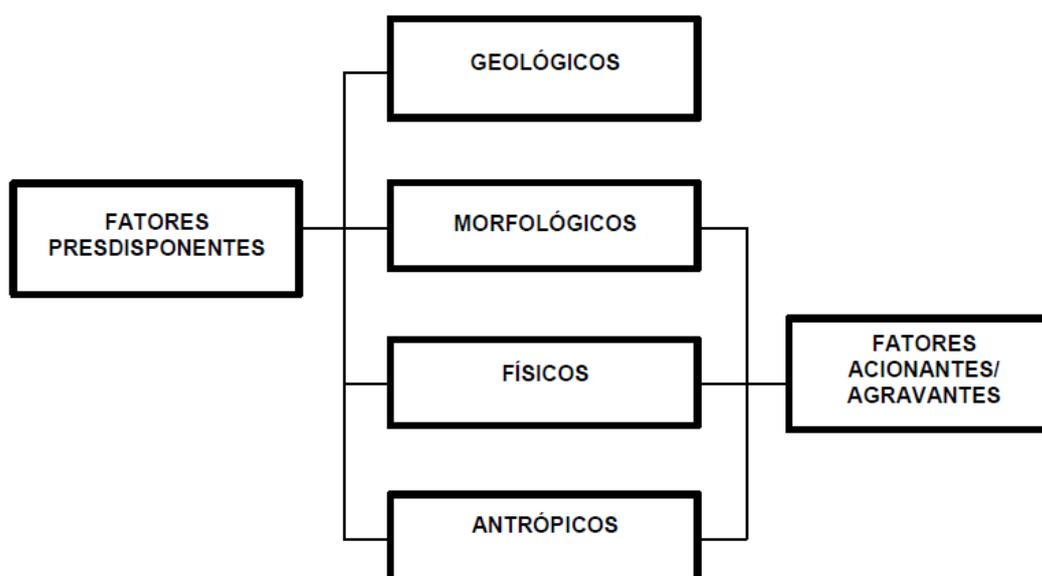


Figura 2.28: Diagrama dos processos dos fatores de causas predisponentes e acionantes/ agravantes dos movimentos de massa (POPESCU, 1996, APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).

Segundo POPESCU (1996), a depender dos fatores predisponentes e acionantes atuantes em um maciço, podemos ter variações do fator de segurança com o tempo, conforme ilustrado na Figura 2.28. Agentes como processos erosivos, precipitações intensas e carregamento do topo do maciço podem deflagrar a instabilidade do mesmo ao longo do tempo.

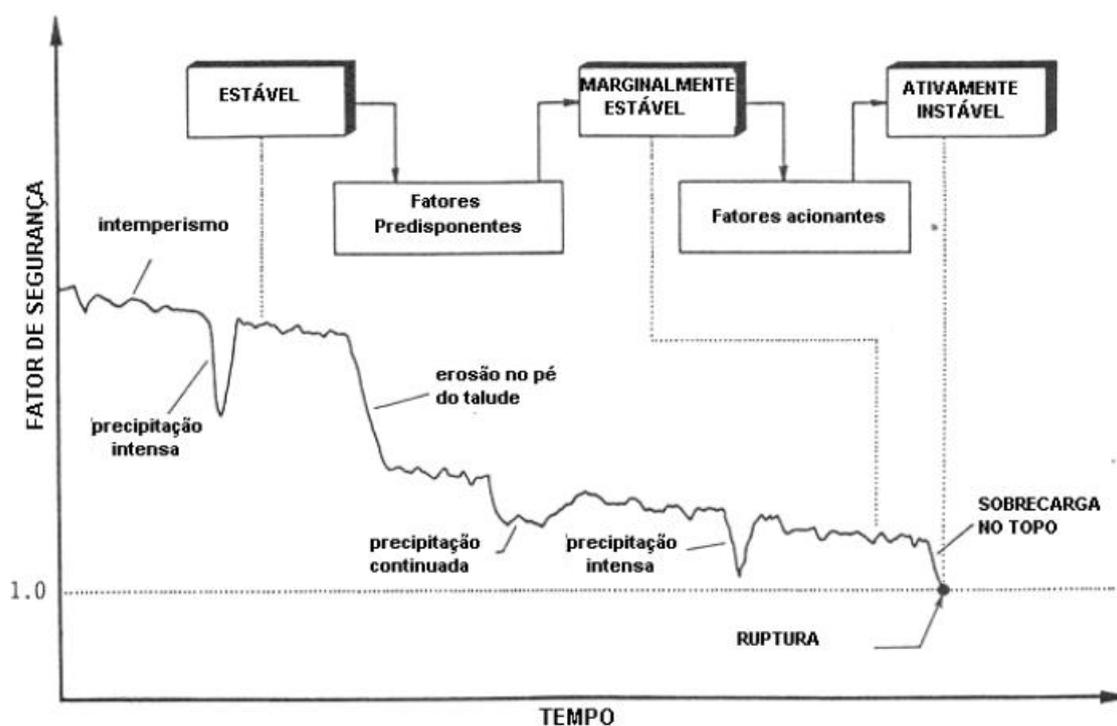


Figura 2.29: Variação do fator de segurança com o tempo (POPESCU, 1996 APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006).

Segundo SILVA (2007) APARTIR DE COUTINHO E SILVA 2006, na região metropolitana de Recife (RMR) os principais fatores que causam os movimentos de massas em Formação de Barreiras, são:

- ✓ Antrópicos: cortes em encostas, sobrecargas no topo, infiltração de águas servidas, vazamentos de tubulações, retirada de vegetação superficial, cultivo de árvores de grande porte;
- ✓ Naturais: geologia da área, heterogeneidade do solo, contraste de permeabilidade/ resistência, contato de diferentes depósitos, infiltração devido às chuvas.

Os movimentos de massa referentes à Formação de Barreiras na RMR estão relacionados, de um modo geral, a ocupação antrópica desordenada, a qual provoca maior possibilidade de ocorrência de processos erosivos e outros movimentos de massa (COUTINHO & SILVA, 2005).

2.5 Métodos de investigação

Segundo o manual de taludes de rodovias (DER/SP), a fase de estudos de investigação que deve, necessariamente, preceder qualquer tentativa de elaboração de um projeto de estabilidade é geralmente a mais sacrificada, aquela à qual são destinadas as menores verbas e o menor prazo. No entanto, desta fase pode depender o sucesso de uma obra de estabilização, além de sua economia e segurança.

Os profissionais que atuam na prevenção e no controle de movimentos de encostas se defrontam, constantemente, com questões relativas ao tipo, ao número, à distribuição espacial e à profundidade das investigações a serem realizadas (DUNNICLIFF, 1982, MIKKELSEN, 1996), bem como à utilização de outros métodos de caracterização geológico-geotécnico, como instrumentação e ensaios “in situ” e de laboratório. Essas questões requerem uma metodologia, que resulte na otimização dos trabalhos de investigação e caracterização geológica-geotécnica e, ao mesmo tempo, na obtenção de dados com qualidade e quantidade compatíveis com a melhor medida de estabilização para o caso estudado (AUGUSTO FILHO & VIRGILI, 1998).

Os estudos que precedem a elaboração de uma análise e um projeto de estabilização de talude devem caracterizar o meio físico envolvido, de modo a permitir um conhecimento mínimo necessário a respeito dos materiais ocorrentes, de sua distribuição espacial, das suas características, assim como a fenomenologia dos processos de instabilização atuantes ou passíveis de atuação.

Os mecanismos de instabilização de taludes dependem de inúmeros fatores, sendo que, como condicionante básico, surgem os fenômenos geológicos. Para o entendimento destes fenômenos, os estudos de investigação deverão

basear-se na caracterização dos condicionantes litológicos, estruturais e geomorfológicos.

Segundo JOHNSON & DEGRAFF (1988) o planejamento de uma investigação envolve os seguintes aspectos:

- A identificação da questão ou questões que a investigação pode responder, ou seja, uma clara definição do propósito da investigação;
- Identificação das características do deslizamento a serem investigados (plano de investigação - etapas), incluindo a área, profundidade e duração da investigação.

2.5.1 Etapas para investigações geológicas e geotécnicas

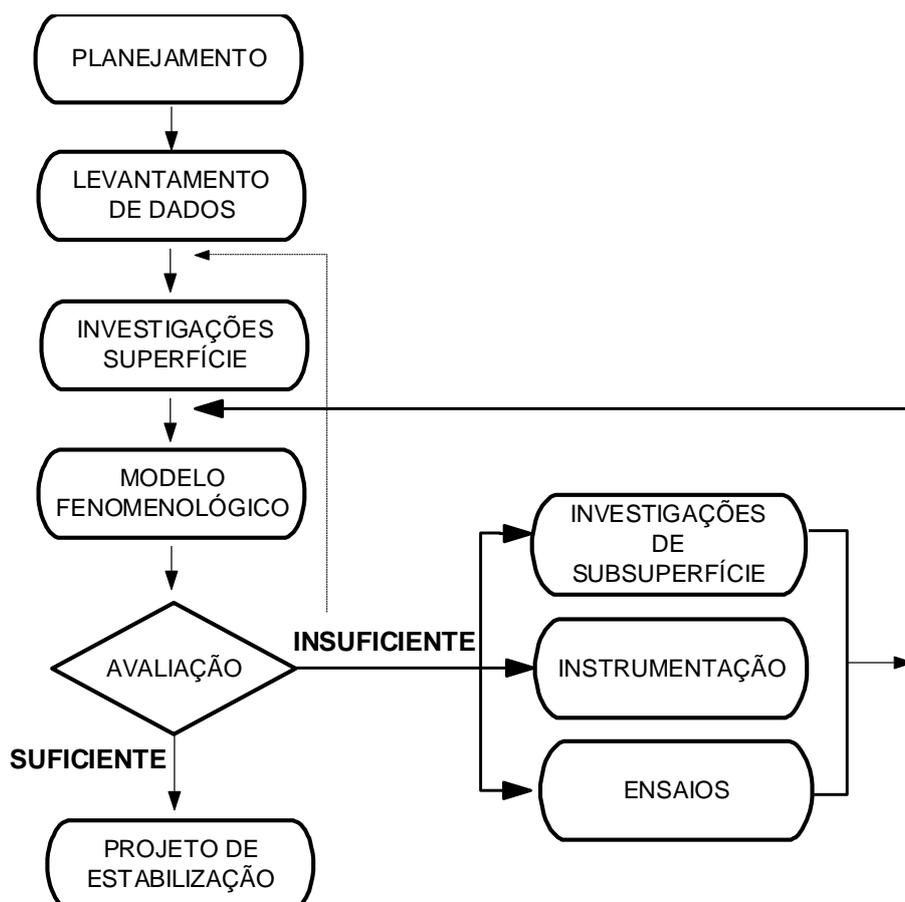


Figura 2.30: Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica (AUGUSTO FILHO, 1992).

AUGUSTO FILHO (1992), apresenta na Figura 2.29 uma proposta metodológica para o entendimento das investigações geológica-geotécnica envolvendo oito etapas organizadas em uma estrutura fluxo cíclica. Os ciclos são controlados pela formulação e avaliação de modelos fenomenológicos do processo de instabilidade. O modelo fenomenológico é um conjunto de hipóteses sobre os principais aspectos do processo de instabilização investigada (agentes e causas, geometria, etc.) que melhor explica o comportamento do fenômeno, no nível de investigação alcançado. À medida que se avança na execução dessas etapas, utilizam-se métodos de investigação e de caracterização mais sofisticados, que demandam prazos e custos crescentes para a sua realização, mas que proporcionam o aperfeiçoamento do modelo fenomenológico, até o nível desejável para a solução do problema.

Como já foi descrito acima, para a realização do estudo de estabilidade do talude é necessário definir bem os métodos de investigação de campo e laboratório. A seguir estão elencados alguns destes ensaios:

- Levantamento topográfico:
- Ensaio de Campo:
 - ✓ Sondagem SPT;
 - ✓ Extração de amostras indeformadas e deformadas;
 - ✓ Extração de amostras de rocha (quando necessário).
- Ensaio de Laboratório:
 - ✓ Ensaio de caracterização física;
 - ✓ Determinação da mineralogia através do ensaio de difração de raio – x;
 - ✓ Determinação da curva característica;
 - ✓ Permeabilidade;
 - ✓ Ensaio edométrico para estudo de colapso e expansão;
 - ✓ Ensaio de resistência ao cisalhamento.

A seguir iremos detalhar os itens apresentados acima.

2.5.2 Levantamento topográfico

Inicialmente, devem ser levantadas as cartas topográficas disponíveis, em geral, de pequena escala. Elas deverão ser utilizadas para a inserção do local estudado na dinâmica regional da área, destacando-se os seguintes aspectos:

- ✓ Bacia de contribuição;
- ✓ Continuidade da encosta;
- ✓ Litologias principais;
- ✓ Depósitos e etc.

Após a avaliação preliminar da área instabilizada, deverão ser programados levantamentos planialtimétricos adicionais em escala apropriadas (1:500 e 1:200), cobrindo as circunvizinhanças da região considerada crítica. Os levantamentos deverão ser orientados para cadastro dos aspectos de interesse, levantados nas vistorias de campo (como por exemplo, afloramento de rochosos, feições de instabilidade, surgências d'água, interferências antrópicas, entre outros.) a partir de seções, preferencialmente demarcadas no campo (com piquetes), para facilitar posteriores detalhamentos. As técnicas de irradiação deverão ser utilizadas para complementar e atualizadas com os aspectos discutidos anteriormente. Nas fases iniciais do estudo, poderão ser feitos levantamentos topográficos expeditos, utilizando trena, clinômetro e bússola (OLIVEIRA, S. N. A. B., 1998).

2.5.3 Ensaios de campo

- **Amostras de solo**

Há dois tipos de amostras de solos que são usadas em ensaios no laboratório, são eles, deformada e indeformadas. As amostras deformadas são indicadas para caracterização do solo em relação a sua textura e constituição mineral (ver Figura 2.30). Já as amostra indeformadas, além de indicarem as mesmas características que as amostras deformadas, são indicadas para caracterizar o solo com relação à estrutura e umidade (ver Figura 2.31).



Figura 2.31: Exemplo de amostra de solo deformado



Figura 2.32: Exemplo de amostra de solo indeformado

As amostras de rocha são caracterizadas por sua forma de amostragem, que é através de extração de testemunhos no próprio local e através de blocos, que possam representar as características do local estudado e com dimensões que possam ser levados ao laboratório para extração de corpos de prova para ensaios (ver Figura 2.32).



Figura 2.33: Exemplo de amostra de rocha

- **Amostras de solo – deformada (amolgadas)**

Segundo a Norma DNER-PRO 003/78, a amostra deformada é aquela em que há destruição de estrutura na operação de coleta, embora mantidas as dimensões e proporções de seus constituintes.

Segundo CAPUTO (1985), chama-se estrutura ao arranjo ou distribuição das partículas constituintes do solo. As estruturas, quanto mais complexas, menos estáveis elas são e, uma vez destruídas, não poderão ser recompostas. Um exemplo típico é o que nos apresenta a argila do México, a qual é formada por uma fina cinza vulcânica que lentamente se depositou em um lago de água doce. Mesmo com sua complicada estrutura, que permite chegar a ter 400% de umidade, onde cerca de 90% do volume total é ocupado por água, em seu estado natural, apresenta uma relativa resistência e amolgada transforma-se em nada mais que um pouco de água suja.

As amostras deformadas são indicadas para caracterização do solo em relação as suas características físicas e químicas, que são textura e constituição mineral. Elas são usadas na identificação tátil e visual, nos ensaios de classificação (granulometria, limites de consistência e massa específica dos

sólidos), no ensaio de compactação e na preparação de corpos de prova para ensaios de permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

Essas amostras, próximas a superfície do terreno, poderão ser obtidas através de ferramentas simples (pás, enxadas, picaretas e outras mais apropriadas a cada caso), enquanto que para profundidade maior será necessário à utilização de ferramentas especiais (trados ou um amostrador de parede grossa).

- **Amostras de solo – indeformada**

Segundo a Norma ABNT NBR 9604/1986, a amostra indeformada é aquela extraída com a mínima perturbação, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compacidade ou consistência naturais.

A viabilidade técnica e econômica da obtenção deste tipo de amostra é função da natureza do solo a ser amostrado, da profundidade em que se encontra e da presença do nível d'água. Esses fatores determinam o tipo de amostrador e os recursos a utilizar. Algumas formações apresentam maiores dificuldades que outras no processo de extração de amostras indeformadas.

Segundo o livro de Curso Básico de Mecânica dos Solos do autor PINTO, CARLOS DE SOUSA (2006), as amostras indeformadas do solo podem ser obtidas de duas maneiras:

- a) Na parede de poço ou taludes, cortando-se cuidadosamente um bloco prismático do solo (30 x 30 x 30cm, por exemplo) e revestindo-o com parafina para que não perca a umidade e mantenha a estrutura. Esse bloco deverá ser posteriormente guardado em câmara úmida;
- b) Pela cravação de amostrador de parede finas, por meio de um sistema que não produza impacto (cravação estática). Esses amostradores são conhecidos pelo nome de “Shelby”: amostrador “Shelby” e amostras “Shelby”. Amostradores com diâmetros de 7,5 a 10cm são comuns, os

maiores são nitidamente melhores, pois é menor o efeito do atrito na parte central da amostra.

Além do amostrador de parede finas há outros amostradores, como por exemplo o amostrado Denison.

2.5.4 Ensaios de laboratório

Os materiais coletados no campo são levados para o laboratório onde são feitos os seguintes ensaios:

- ✓ Ensaios de caracterização física e curva característica;
- ✓ Determinação da mineralogia através do ensaio de difração de raio – x;
- ✓ Permeabilidade;
- ✓ Ensaios edométricos para estudo de colapso e expansão;
- ✓ Ensaio de resistência ao cisalhamento.

- **Ensaios de caracterização física e curva característica**

Para caracterização dos materiais são feitos os seguintes ensaios:

- ✓ Teor de umidades do solo coletado na umidade natural e saturado;
- ✓ Determinação da granulometria das amostras através dos ensaios de peneiramento e sedimentação com e sem o uso de defloculante;
- ✓ Peso específico de cada amostra coletada;
- ✓ Limites de consistências onde são obtidos os limites de liquidez (LL), limite de plasticidades (LP) e limite de contração (LC) das amostras.

Teor de umidade (h)

Definimos teor de umidade (h) de uma amostra de solo como a razão entre a massa da água (M_a) contida em um certo volume de solo e a massa da parte sólida (M_s) existente nesse mesmo volume, expressa em porcentagem. Também pode ser calculada pela razão entre pesos.

$$h = w = 100.M_a / M_s = 100.P_a / P_s (\%) \quad (2.1)$$

Conhecido o teor de umidade de um solo, pode ser imediatamente calculado o fator de correção de umidade (f_c), que ao ser multiplicado pelo peso de uma amostra com esse teor de umidade informa o peso que tal amostra teria se estivesse seca.

$$F_c = 100 / (100 + h) \quad (2.2)$$

Análise granulométrica

O objetivo da análise é obter as coordenadas que permitam traçar a curva granulométrica que é o gráfico semilogarítmico, cujos pontos representam: em ordenadas, em porcentagem, a massa dos grãos ou partículas de dimensões inferiores às indicadas, por seus logaritmos, nas abscissas. A escala das ordenadas é crescente, de baixo para cima e a das abscissas cresce a partir da esquerda.

Peso específico

O peso específico de uma amostra de solo é determinado pela razão entre o peso da amostra e seu volume.

$$\gamma = P / V \quad (2.3)$$

A massa específica de uma amostra é obtida pela razão entre sua massa e seu volume.

$$\rho = M_t / V_t \quad (2.4)$$

Limites de consistência

Se a umidade de um solo coesivo é muito elevada, a ponto de este solo se apresentar como um fluido denso, se diz que o solo se encontra no Estado Líquido. Neste estado o solo praticamente não apresenta resistência ao cisalhamento.

À medida que perde água, o solo (coesivo) endurece (ou fica mais viscoso). A partir de um certo teor de umidade $h_1 = LL$ (Limite de Liquidez), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma. Então o solo está no Estado Plástico.

Com a continuação de perda de umidade, a capacidade de ser moldado diminui, até que a partir de um teor de umidade $h_2 = LP$ (Limite de Plasticidade), uma amostra se fratura ao se tentar moldá-la. Este é o chamado Estado Semi-sólido, no qual o solo tem aparência sólida, mas sofre reduções de volume enquanto continuar a secar.

Continuando a secagem, ocorre a passagem gradual para o Estado Sólido, onde praticamente não mais ocorre variação de volume devido à perda de umidade. O limite entre esses dois últimos estados é um teor de umidade $h_3 = LC$ (Limite de Contração).

Embora fundamentadas em extensas investigações experimentais, as definições desses limites são convencionais. Ainda assim permitem, de uma maneira simples e rápida, dar uma ideia bastante clara do tipo de solo e suas propriedades.

A Figura 2.34, seguinte ilustrada, esquematicamente esses estados físicos, chamados Estados de Consistência e suas fronteiras, os Limites de Consistência.

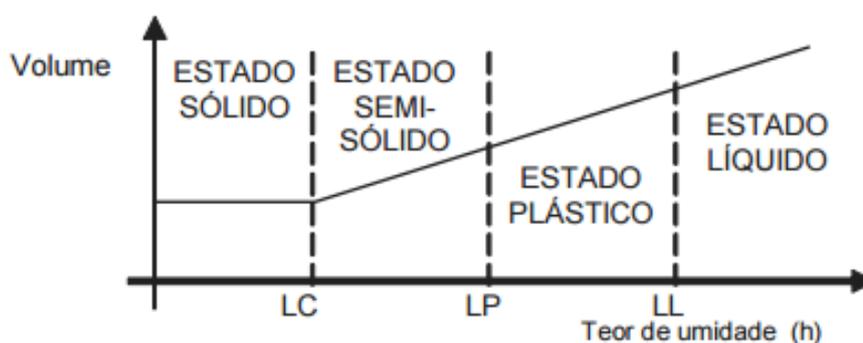


Figura 2.34: Esquema de Consistência

A conceituação dos limites LL e LP são atribuídos ao cientista sueco Atterberg (1911) e o LC a Haines. Em cada uma das regiões citadas o solo terá comportamento mecânico diferente das demais:

- Acima do L.L. ele se comportará como um líquido (viscoso) no qual a resistência ao cisalhamento é proporcional à velocidade de deformação. O coeficiente de proporcionalidade entre resistência ao cisalhamento e o gradiente da velocidade de deformação dv/dz é chamado viscosidade.
- Na zona plástica a resistência ao cisalhamento é proporcional à deformação até um certo ponto; daí por diante ela é constante e independente da deformação.
- No estado semissólido há um ponto limite onde o solo se fratura, correspondente à propriedade de friabilidade perfeita.

Difração de raio X

Por volta de 1912, Max Von Laue concebeu a possibilidade de realizar difração de raios X utilizando uma estrutura cristalina como rede de difração tridimensional. As primeiras experiências foram realizadas por dois alunos de Laue, Walter Friedrich e Paul Knipping. Logo depois William Henry Bragg e seu filho William Lawrence Bragg demonstraram a relação que passou a ser conhecida como lei de Bragg, fundamental para o estudo de estruturas cristalinas com o uso da difração de raios X.

Após a descoberta por Hendricks & Fry (1930) e Kalley et al (1931) de que as argilas contêm material cristalino mineral que produzia padrões de difração de raios X, a investigação da ocorrência de minerais de argila por métodos de difração de raios X tornou-se um instrumento valioso no estudo dos solos. O melhoramento contínuo da instrumentação de raios X, das técnicas de preparo de amostras, da definição de critérios para identificação e caracterização de fases cristalinas, recentemente propiciou um grande avanço nesse campo

fornecendo um material muito rico em informações de propriedades e gênese do solo (GRIM, 1962; DIXON & WEED, 1977; GREENLAND & HAYES, 1978). Os argilominerais são caracterizados pela dimensão do espaçamento basal (d), determinados em equipamento de DRX (Difratômetro de Raios X) através da lei de Bragg. Os espaçamentos interplanares diagnósticos dos argilominerais são derivados do plano (001). Outras reflexões como a (060) são também usadas, mas não tão frequentemente. Para melhorar a intensidade dessas reflexões dois métodos de montagem da lâmina são usados: o de orientação preferencial das partículas de argila ou o de orientação ao acaso (sem orientação preferencial).

É de interesse orientar preferencialmente as partículas dos argilominerais para intensificar a reflexão do plano basal e dessa forma identificar espécies minerais mesmo quando ocorram em pequenas quantidades. A maioria dos argilominerais têm partículas com formato de placas o que favorece a orientação preferencial paralela ao suporte da amostra.

Permeabilidade

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele. Todos os solos apresentam permeabilidade sendo uns mais ou outros menos permeáveis. O conhecimento de seu valor é muito importante em algumas obras de engenharia, principalmente, na estimativa da vazão que percolará através do maciço e da fundação de barragens de terra, em obras de drenagem, rebaixamento do nível d'água, adensamento, etc.

A Tabela 2.7 apresenta valores típicos do coeficiente de permeabilidade (médios) em função dos materiais (solos arenosos e argilosos). Consideram-se solos permeáveis, ou que apresentam drenagem livre, são aqueles que têm permeabilidade superior a 10^{-7} m/s. Os demais são solos impermeáveis ou com drenagem impedida.

Tabela 2.7: Valores típicos do coeficiente de permeabilidade.

Permeabilidade		Tipo de solo	k (cm/s)
Solos permeáveis	Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
	Alta	Areias	10^{-3} a 10^{-5}
	Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos impermeáveis	Muito baixa	Argila	10^{-7} a 10^{-9}
	Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

Existem diversos tipos de equipamentos para investigação da condutividade hidráulica de solos em laboratório. Esses equipamentos são denominados de permeômetros, e são classificados em permeômetros de parede rígida e parede flexível.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório são mais utilizados na avaliação de solos compactados durante a fase de projeto, devido os baixos custos comparados com ensaios de campo. Os resultados destes ensaios ajudam na seleção de materiais, normalmente mais indicados como camada impermeabilizante de fundações e aterros sanitários.

Os ensaios de laboratório são realizados em células chamadas de permeômetros, sendo que no seu interior é colocado o corpo de prova para execução do ensaio. Existem duas categorias de permeômetros usados em laboratório, os permeômetros de parede flexível e os permeômetros de parede rígida. Em função do método de execução os ensaios podem ser denominados; ensaio de carga constante, ensaio de carga variável e ensaio com vazão constante.

- **Ensaio edométrico**

O ensaio edométrico tem por objetivo estudar o comportamento no estado confinado de argilas totalmente saturadas. Para tal, aplicam-se cargas verticais durante 24h (cada uma), impedindo-se a deformação lateral. Este ensaio permite determinar o coeficiente de consolidação (C_v), o coeficiente de compressibilidade volumétrico (m_v), o valor do coeficiente de permeabilidade da

amostra sob diversos níveis de carga (K), bem como, todas as outras grandezas cujo valor seja relativamente para a caracterização do estado de consolidação do solo.

CLEMENCE e FINBARR (1981) a partir de CASTRO (2011) propõem modelos estruturais de referência que explicam as diversas formas que o colapso pode ocorrer, a Figura 2.35 apresenta estes modelos. As Figuras 2.35a e 2.35b mostram que a estabilidade é conseguida através de forças capilares ou agentes cimentantes existentes entre as partículas de solo.

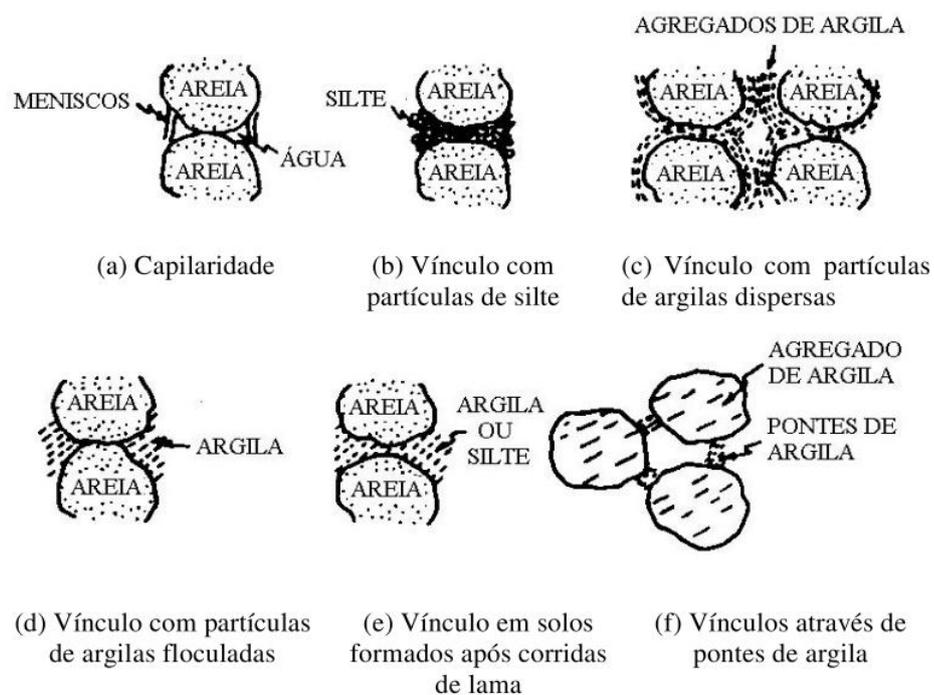


Figura 2.35: Modelos estruturais de referência para solos colapsíveis (CLEMENCE e FINBARR, 1981) extraído de CASTRO (2011).

MENDONÇA (1990) a partir de CASTRO (2011) detalha que esses agentes são definidos como forças de sucção capilar, pontes de argila/silte ou agentes cimentantes tais como: carbonato de cálcio, óxido de ferro, gipsita ou sais. A disposição da estrutura do solo constituído por material argiloso pode variar de configuração dependendo do mecanismo de formação das ligações. A formação poderá ocorrer através de transporte de finos ou do processo de autogênese. De acordo com cada processo de arranjo poderá ocorrer às

estruturas das figuras 2.35c, 2.35d, 2.35e, e 2.35f. Cada possibilidade de arranjo apresentará propriedades distintas.

O trabalho de DUDLEY (1970) mostra que as ligações de argila formadas pela autogênese podem ocorrer pelo processo de intemperismo, onde ocorre à modificação dos minerais primários em argilo-minerais, disposto em uma fina camada envolvendo grãos maiores (quartzo), Figura 2.35c. Este tipo de arranjo apresenta significativa resistência ao cisalhamento na interface entre as partículas sob baixo teor de umidade. Por outras vezes, pode-se ter certa quantidade de partículas de argila dispersa no fluido intersticial, onde o movimento Browniano manteria uniformemente dispersado. Com a evaporação da água as partículas vão se aglutinando nos espaços existentes entre os grãos maiores e ficando no estado floculado devido à alta concentração de íons dissolvidos. Como resultado macro deste processo os grãos maiores ficam unidos pela aglutinação de partículas de argila nos contatos, como comportamento similar à estrutura das pontes de silte.

Outra possibilidade estrutural são as pontes de argila ligando os grãos maiores, Figura 2.35f. Segundo MENDONÇA (1990) quando há partículas de dimensões de argila, além das forças capilares, as forças de interação físico-química também são relevantes.

Processo do colapso

Para JENNINGS e KNIGHT (1957) o processo do colapso ocorre com quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece sensivelmente inalterada. O material de ligação sofre uma ligeira compressão, sem maiores movimentos grão a grão. A baixa umidade favorece a resistência às forças micro cisalhante locais nas interfaces das partículas, assim a metaestabilidade é atingida pela conformação das estruturas mais finas entre as maiores. O mesmo solo carregado e na situação de meta estabilidade ao ter a umidade aumentada até se atingir o valor crítico do solo (umidade crítica) na qual o solo colapsa, não mais resistirá às forças atuantes e

como consequência haverá grande deformação no curto espaço de tempo (colapso do solo).

O colapso é um problema a nível micro estrutural do solo que obedece ao princípio da tensão efetiva, pois a redução na sucção acarretará a redução da tensão efetiva e com o aumento da sucção aumenta-se a tensão efetiva. Em nível macroscópico não há uma relação válida, pois ao reduzir a tensão efetiva não resulta em aumento de volume. Segundo MENDONÇA et al. (1993, apud MENDES, 2001) o colapso é entendido como um rearranjo das partículas presentes no solo, preenchendo os vazios antes existentes devido a eliminação dos vínculos entre os grãos, quando da interação com o fluido percolante e a aplicação da carga.

Os principais mecanismos de manutenção de equilíbrio metaestável que conferem ao solo uma resistência temporária maior que a real, são as forças eletromagnéticas de superfície, forças capilares e a presença de elementos cimentantes entre as partículas maiores de grãos do solo. Para DUDLEY (1970), NUNES (1975) apud VILAR et al. (1981) para cada situação de manutenção o equilíbrio do solo existe um mecanismo de colapso quando ocorre a ruptura.

Fatores que contribuem para o colapso do solo

Para definir o potencial de colapso de um solo, é muito comum o emprego de ensaios edométricos. No Brasil VARGAS (1953) iniciou a utilização dos ensaios edométricos na condição natural e inundada para a verificação do comportamento do solo. A utilização de ensaios edométricos na condição natural e inundada, em amostras idênticas, foi denominada por JENNINGS e KNIGHTS (1957) de ensaio edométrico duplo. Cada amostra gera uma curva e a diferença entre estas curvas, determinará o colapso ou expansão do solo.

A Figura 2.36a mostra um resultado típico do ensaio edométrico duplo para solo colapsível. Já a Figura 2.36b apresenta um ensaio edométrico simples. A obtenção da curva simples é conseguida carregando-se a amostra por estágios até a tensão definida para inundar o solo (tensão de inundação). Para amostras

idênticas, o ensaio edométrico simples nada mais é do que a combinação de segmentos das curvas do edométrico duplo antes e após a inundação. JENNINGS e KNIGHT (1975) definiram o potencial de colapso (PC) conforme a Equação 2.5, esta equação é a mesma que define a deformação volumétrica específica, assim, BASMA e TUNCER (1992) definiram que o potencial de colapso é a deformação volumétrica induzida pela adição de água, expressa em percentual. Há fatores que interferem no colapso que podem ser através dos ensaios edométricos. Alguns destes fatores serão apresentados a seguir.

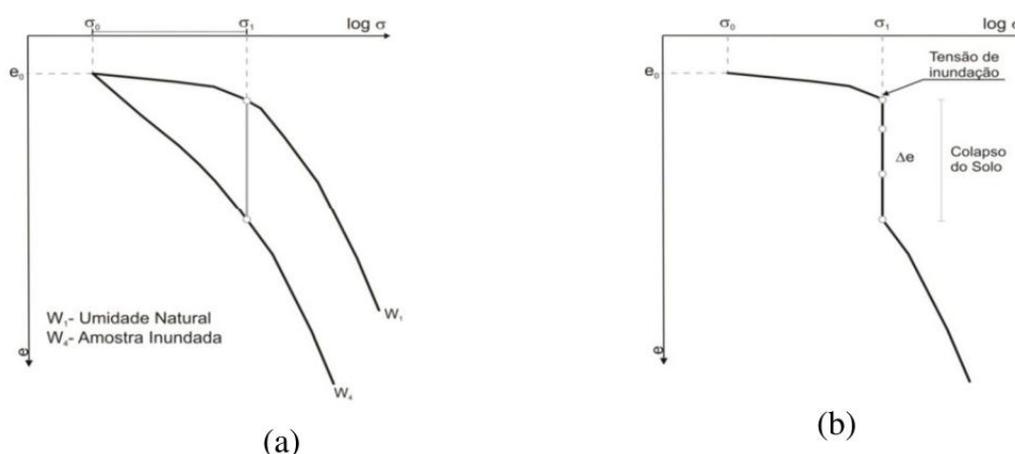


Figura 2.36: Ensaios edométricos: (a) Edométrico Duplo; (b) Edométrico simples.

$$PC = \frac{\Delta e}{1+e_0} \times 100 \quad (2.5)$$

Onde:

Δe = variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

e_0 = índice de vazios inicial.

1- Umidade inicial do solo

As deformações de colapso tenderam a serem maiores quanto menor for a umidade do solo antes da inundação. Desta forma, há de se verificar a umidade inicial do solo. Para um mesmo nível de tensão e preservando a estrutura do solo colapsível as deformações serão maiores para o solo mais seco antes da inundação.

Uma condição que deve ser satisfeita para deflagrar o colapso é o solo, sob um estado de tensão crítico, é a umidade atingir um valor mínimo, um grau de saturação crítico (limite inferior) capaz de gerar uma instabilidade estrutural do solo. Além desse limite, o acréscimo do grau de saturação implica maiores recalques de colapso, porém até atingir outro valor crítico (limite superior) do grau de saturação, a partir do qual o recalque de colapso deixa de aumentar (CINTRA, 1998).

2- Estado de tensão

As deformações são proporcionais ao valor da tensão de colapso, ou seja, tensão na qual a umidade é suficiente para iniciar a quebra da estrutura. Vários autores (FERREIRA, 1995; VILAR e MACHADO, 1997; FUTAI, 1997; CINTRA 2009) têm mostrado que o potencial de colapso tende a aumentar com a tensão de inundação, atingindo um valor máximo e diminuindo depois. FERREIRA (1995) verificou que ao aumentar a tensão de inundação os valores do potencial de colapso aumentavam até um valor máximo e depois tornava a diminuir, mesmo com o crescimento da tensão de inundação. A Figura 2.37 é um exemplo deste comportamento. O solo estudado, na ocasião, é uma areia siltosa proveniente do município de Petrolândia-PE. Na mesma figura observa-se o aumento do potencial de colapso para as tensões próximas a 200 kPa. Para tensões maiores, observa-se uma diminuição gradativa do potencial de colapso, assim parece haver uma tensão, sob determinadas condições, que maximiza o colapso de um solo.

3- Vazão de inundação

Normalmente não há um controle maior com relação ao processo de inundação para os ensaios convencionais de colapso. O solo simplesmente é inundado de forma abrupta. De acordo com FERREIRA (1995) uma taxa de inundação de aproximada 1,0 ml/s foi suficiente para gerar deformações rápidas nos seus ensaios. Uma provável causa das diferenças entre os resultados de colapso em amostras de laboratório e em campo pode ser atribuída às condições de inundação do solo, de tal modo que uma inundação em laboratório semelhante

as que podem acontecer em campo contribui para resultados mais significativos.

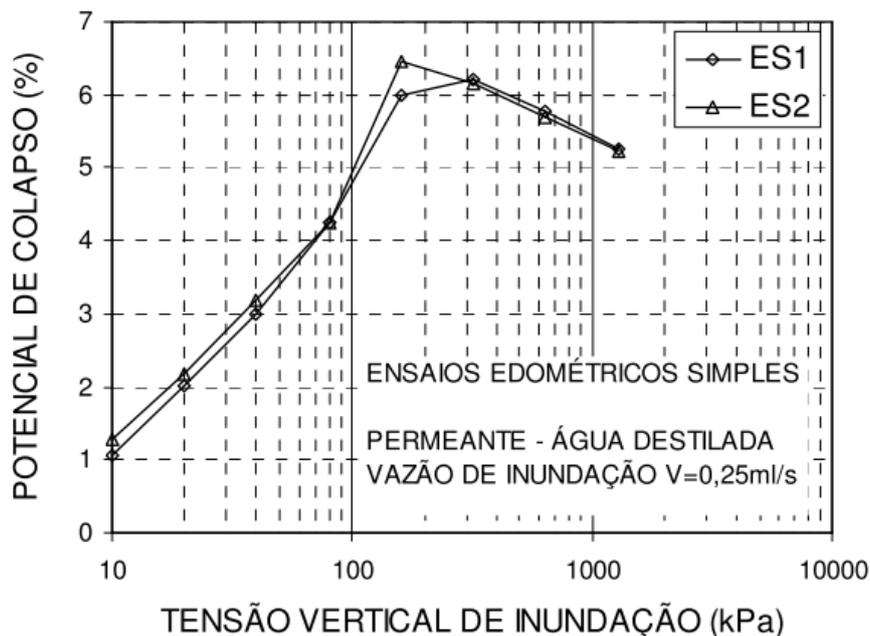


Figura 2.37: Influência da tensão de inundação no colapso de uma areia siltosa (FERREIRA, 1995) extraído de CASTRO (2011).

Identificação e classificação de solos colapsíveis

Muitos métodos para identificar solos colapsíveis são por natureza apenas métodos qualitativos, não fornecendo nenhuma informação da magnitude do potencial de colapso. Estes métodos também chamados de métodos indiretos são baseados tipicamente em informações sobre a densidade seca, do teor de umidade, índice de vazios, do peso específico, e dos limites de Atterberg. Em termos de métodos quantitativos (métodos diretos) de identificação o ensaio mais comum consiste em levar uma amostra indeformada, da melhor qualidade possível, e sujeitá-la no laboratório a um ensaio edométrico sob condição de carregamento semelhante ao de campo. A inundação ocorre após a estabilização das deformações. Algumas variações do ensaio edométrico têm sido utilizadas, incluindo o ensaio edométrico duplo proposto por JENNINGS e KNIGHT (1957) e o ensaio edométrico simples de colapso conforme descrito por HOUSTON et al. (1988). Visando consolidar as informações SOUZA NETO (2004) apresenta os principais métodos, conforme se pode verificar na Tabela

2.8 estes critérios de identificação de acordo com a classificação de FERREIRA (1995).

Tabela 2.8: Métodos diretos e indiretos de classificação FERREIRA (1995)

MÉTODOS	SUB-DIVISÕES	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVOS	Microscopia eletrônica de varredura	COLLINS e MCGOWN (1974), WOLLE et al. (1978)
	ORIENTATIVOS	Pedologia Ensaio expedito	FERREIRA (1990) e FERREIRA (1993), ARMAN e THORNTON (1972) e JENNINGS e KNIGHT (1975)
	QUALITATIVOS	Índices físicos Ensaio de campo – cone Ensaio SPT-T	DENISOV (1951) ¹ , PRIKLONSKIJ (1952) ¹ , GIBBS e BARA (1962 e 1967), FEDA (1966), KASSIF e HENKIN (1967), DESIGN OF SMALL DAMS (1960 e 1974) ² , CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977) CÓDIGO DE OBRAS ³ URSS (1977), DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1994)
DIRETO	AVALIATIVOS	Ensaio edométrico duplo	REGINATTO e FERRERO (1973)
	QUANTITATIVOS	Ensaio edométrico simples Ensaio de campo	BALLY et al. (1973), JENNINGS e KNIGHT (1975), VARGAS (1978), LUTENNEGER e SABER (1988) FERREIRA e LACERDA (1993).

¹Citado por FEDA (1966) - ²BUREAU OF RECLAMATION - ³Citado por RESNIK (1989).

1- Métodos indiretos

a. Baseados em ensaios de laboratório

Os métodos indiretos são baseados em ensaios de laboratório onde a maior parte apresenta resultados quantitativos. As propostas de BASMA e TUNCER (1992) e a de FUTAI (2000) quantificam o potencial de colapso, classificando a colapsabilidade adotando-se os mesmos critérios baseando-se no potencial de colapso obtido por ensaios edométricos e alguns índices físicos do solo. O

sistema de classificação indireto baseia-se em propriedades do solo que para serem obtidas, destroem a estrutura original da amostra, da qual o comportamento colapsível é dependente. Desta forma, os métodos indiretos dever ser utilizados como informação orientativa. A Tabela 2.9 apresenta os alguns métodos de classificação.

Tabela 2.9: Critérios de identificação de solos colapsíveis (modificado de SOUZA NETO, 2004).

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	LIMITES
Denisov (1951) citado por Reginato (1970)	$K = \frac{e_l}{e_o}$ K – Coeficiente de Subsidiência	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível, K=1 – não colapsível e 1,5 < K < 2 não colapsível
Feda (1966)	$Kl = \frac{\left(\frac{w_o}{S_o}\right) - w_p}{w_l - w_p}$ Kl – Índice de Subsidiência S _o – Grau de saturação natural	O resultado expressa a colapsibilidade. S _o > 80%. Kl > 0,85 são colapsíveis
Código de obras da URSS (1962), citado por Reginato (1970)	$\lambda = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$	$\lambda \geq -0,1$ – o solo é colapsível
Priklonskij (1952) citado por Feda (1966)	$Kd = \frac{w_l - w_o}{w_l - w_p}$ W _o = umidade natural	Kd < 0 – altamente colapsível, Kd > 0,5 – colapsível e Kd > 1 - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	R > 1 - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$ γ_d – Peso específico seco	K < 15 - colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	S _r < 6% – colapsível S _r > 10% – não colapsível
	Areia fina	S _r < 50% – colapsível S _r > 60% – não colapsível
	Silte argiloso	S _r < 90% – colapsível S _r > 95% - não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por Resnik (1989)	$CI = \frac{e_o - e_l}{1 + e_o}$ S _r < 80%	Ocorre colapso para: 1% ≤ w _p ≤ 10%, CI < 0,1 10% ≤ w _p ≤ 14%, CI < 0,17 14% ≤ w _p ≤ 22%, CI < 0,24
Handy (1973) citado por Lutenegeger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002 mm) < 16%	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24%	Provavelmente colapsível
	24 a 32%	Probabilidade de colapso < 50%
	> 32%	Geralmente não colapsível
Basma e Tuncer (1992)	2.6 PC (%) = Equação 2.7	O resultado corresponde ao potencial de colapso. A classificação dependerá do critério adotado que se baseie em PC
	2.5 PC (%) = Equação 2.5	
Futai (2000)	2.8 $\Delta \epsilon_{cmáx}$ ou PC _{max.} = Equação 2.6	Critérios baseados em PC

Basma e Tuncer (1992):

$$PC(\%) = 48,496 + (1,102 \cdot C_u) - (0,457 \cdot W_0) - (3,533 \cdot \gamma_s) + (2,85 \cdot \ln \sigma_{vi}) \quad (2.6)$$

$$PC(\%) = 48,506 + [0,072 \cdot (S - C)] - (0,439 \cdot W_0) - (3,123 \cdot \gamma_s) + (2,85 \cdot \ln \sigma_{vi}) \quad (2.7)$$

Onde:

PC - potencial de colapso (%);

C_u - coeficiente de uniformidade;

W_0 - umidade natural;

(S-C) - diferença entre os teores de areia e argila (diâmetro dos grãos < 0,002mm);

γ_s - peso específico seco do solo (kN/m³);

σ_{vi} - tensão vertical de inundação (kPa).

Futai (2000):

$$\Delta \varepsilon_{c \max} = 4,2 \left[\frac{e \sqrt{S_r}}{A(1+IP)} \right]^{0,6} \quad (2.8)$$

Onde:

E - índice de vazios natural;

S_r - grau de saturação (%);

A - teor de areia em valor absoluto;

IP – índice de plasticidade.

b. Baseados em ensaios de campo

De acordo com SOUZA NETO (2004) não há um critério consolidado para identificação de solos colapsíveis a partir de ensaios de campo. O que existe são comportamentos semelhantes que tais solos apresentam quando

submetidos a algum ensaio. Na ocasião verificou-se o comportamento com relação às sondagens com ensaio SPT.

Vários solos colapsíveis apresentam baixos valores de N_{SPT} . FERREIRA et. al. (1990) caracterizou alguns solos porosos do interior de São Paulo com $N_{SPT} < 5$, solos colapsíveis de outras regiões apresentam resultados parecidos. Entretanto não é possível uma generalização, como exemplo SOUZA NETO (2004), na sua pesquisa em Petrolândia-PE, relata a forte influência da sucção na resistência à penetração onde o N_{SPT} no ensaio seco variou entre 10 à 56 golpes e em outra sondagem com circulação de água variou de 7 à 19 golpes. A Tabela 2.10 apresenta valores típicos de N_{SPT} para solos colapsíveis do Brasil.

Tabela 2.10: Alguns valores típicos de N_{SPT} para alguns solos colapsíveis da região sudeste e centro-oeste (SOUZA NETO, 2004).

REFERÊNCIA	LOCAL	PROF. (m)	N_{SPT} (Golpes)	SOLO
CARVALHO e SOUZA (1990)	Ilha Solteira -SP	até 10m	3 a 6	SC
FERREIRA et al. (1990)	São Paulo	até 5m	< 5	SC
CONCIANI (1997)	Rondonópolis - MT	até 4m	< 5	SC
CONCIANI (1997)	Campo Novo – MT	até 10m	1 a 5	CL
CAMAPUM DE CARVALHO (2001)	Brasília - DF	até 4m	2 a 6	Argiloso
BARBOSA e CONCIANI (2001)	Primavera Leste - MT	até 12m	1 a 8	SM

DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1994) relatam um método de identificação que permite estabelecer o potencial de colapso do solo por uma relação entre o valor da resistência a penetração (N_{SPT}) e após este ensaio executa-se o torque para obtenção do T_{max} . Se a razão entre o T_{max} e N_{SPT} estiverem entre 2 e 3 define o solo como sendo colapsível.

2- Métodos diretos

Os métodos diretos são baseados na medida do potencial de colapso do solo, através da realização de ensaios edométricos simples ou duplos. A partir do

potencial de colapso (deformação de colapso) e da deformação de colapso máxima procura-se classificar o solo segundo a gravidade dos danos esperados em uma obra.

O critério de REGINATTO e FERRERO (1973) avalia, a partir de ensaios edométricos duplos, a susceptibilidade ao colapso de um solo para uma determinada tensão vertical, tomando-se como referência a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento (pré-adensamento virtual) para duas condições limites (solo saturado e não saturado).

Com base no valor do coeficiente de colapsibilidade (C) apresentado na Equação 2.9, os solos podem ser classificados de: “condicionalmente colapsíveis” (quando $\sigma_{vms} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$), onde é necessária a aplicação de uma tensão, além da geostática, para que o colapso ocorra; e os “verdadeiramente colapsíveis” (quando $\sigma_{vms} < \sigma_{vo}$ e $C < 0$), os quais podem apresentar colapso mesmo sem carregamento adicional, sob a tensão geostática.

$$C = \frac{\sigma_{vms} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vmn} - \sigma_{vo}} \quad (2.9)$$

Onde:

σ_{vo} - tensão vertical geostática;

σ_{vmn} - tensão de escoamento do solo na umidade natural;

σ_{vms} - tensão de escoamento do solo na condição inundada.

De acordo com VARGAS (1978) os solos são considerados colapsíveis quando o coeficiente de colapso estrutural (i) > 2%, independente da tensão vertical de inundação (σ_{vi}). O critério de JENNINGS e KNIGHT (1975) classifica o solo de acordo com a gravidade dos danos em uma obra (Tabela 2.11), variando de sem problema a problema muito grave, a partir do valor do potencial de colapso (PC), ou deformação de colapso ϵ_c , para tensão de inundação de 200 kPa.

Tabela 2.11: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS E KNIGHT, 1975).

PC (%)	GRAVIDADE DOS PROBLEMAS
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
> 20	Problema muito grave

Nesta pesquisa foram comparadas as deformações de colapso (ϵ_c) com o coeficiente de colapso estrutural (i), obtidos a partir de ensaios edométricos simples e não observou diferenças significativas entre os valores.

A proposta de classificação de LUTENEGGER e SABER (1988) (Tabela 2.12) é baseada no valor do coeficiente de colapso estrutural (i) correspondente à tensão de 300 kPa, e classifica os danos em uma obra de leve a grave, a depender do valor de i (%).

Tabela 2.12: Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia (LUTENEGGER E SABER, 1988).

i (%)	GRAVIDADE DOS PROBLEMAS
= 2	Leve
= 6	Moderado
= 10	Grave

De acordo com a classificação de LUTENEGGER e SABER (1988), a susceptibilidade ao colapso se enquadra nos limites de moderado ($i = 6\%$) a grave ($i = 10\%$).

3- Ensaios de campo – expansocolapsômetro

FERREIRA e LACERDA (1993) elaboraram um equipamento denominado “Expansocolapsômetro” que permite avaliar a variação de volume dos solos em campo e em diferentes profundidades. A descrição detalhada do equipamento pode ser obtida em FERREIRA (1995). SOUZA NETO (2004) apresenta um Expansocolapsômetro com algumas modificações.

A condição de ensaio no campo é diferente das condições de laboratório, como exemplo pode-se verificar que nos ensaios edométricos a amostra é confinada por elementos rígidos em ambos os lados e devido a pequena espessura da amostra é mais fácil a fluidez da água. Em se tratando de ensaios em campo com o Expansocolapsômetro há uma distribuição de tensões diferenciada e a inundação pode não ocorrer de forma uniforme. FERREIRA e LACERDA (1993) correlacionaram deformações de colapso obtidas a partir de ensaios edométricos simples com as deformações de colapso obtidas a partir dos ensaios com o Expansocolapsômetro visando uma correlação entre os resultados. SOUZA NETO (2004) fez algumas considerações a respeito destas correlações, principalmente com relação a dificuldade de ter uma correlação universal, independente do tipo de solo.

Resistência ao cisalhamento

A capacidade dos solos em suportar cargas depende de sua resistência ao cisalhamento, isto é, da tensão τ_r , que é a máxima tensão que pode atuar no solo sem que haja ruptura. Um carregamento externo aplicado na superfície, ou a própria geometria da superfície da massa de solo, contribui para o desenvolvimento dessa tensão. As propriedades dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade dependem dessa resistência ao cisalhamento, ou seja, toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida.

- **Ensaio ao cisalhamento direto**

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento empregado para a determinação dessa resistência e se baseia diretamente no critério de Mohr-

Coulomb, em que se aplica uma tensão normal num plano (direção vertical) e verifica-se qual a tensão cisalhante (direção horizontal) que provoca a ruptura. Este ensaio é muito prático, porém não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle das condições de drenagem fica bastante difícil, pois não há como impedi-la, assim como também não é possível à obtenção dos valores da pressão neutra, e por essas razões, o ensaio de cisalhamento direto é muito útil quando se deseja medir simplesmente a resistência ao cisalhamento.

- **Ensaio tri axial**

O ensaio tri axial corrente é utilizado basicamente para definir a resistência ao cisalhamento do solo, e quando munido com instrumentos de medição interna precisos, permite caracterizar a rigidez do solo. Com uso de amostra cilíndrica (geralmente relação Altura / Diâmetro = 2), a amostra é isolada por membrana impermeável e a água é utilizada para a aplicação de tensões radiais na mesma, elevando a pressão dentro da câmara, o ensaio é conduzido sob deformação axial controlada e a força vertical é medida através de célula de carga submersível, além disso, é utilizado também, pedras porosas quanto a questão de permeabilização.

As tensões principais (radial e axial) aplicadas no ensaio ocorrem de tal maneira que impedem a rotação destas durante o corte. O equipamento permite também, controlar as tensões e deformações (axial e radial) de forma independentes, além disso, permite efetuar o ensaio em condições drenadas, ou não-drenadas.

2.6 Estabilidade de talude

A análise da estabilidade de uma encosta requer a realização de várias atividades visando à determinação de uma grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura está uma encosta, considerando pressões, sobrecarga, geometria, natureza do terreno, etc..

Realizando esta análise detalhada pode-se verificar se uma encosta é estável determinando um fator de segurança associado a uma superfície potencial de deslizamento crítica. A definição deste fator de segurança é a forma numérica de quantificar a estabilidade do talude através da relação entre as grandezas resistentes que ocorrem na ruptura e as grandezas resistentes necessárias ao equilíbrio.

Uma ruptura global é alcançada quando as forças cisalhantes se tornam iguais às forças resistentes e uma superfície contínua de cisalhamento se desenvolve no interior da encosta.

Segundo Leroueil (2001), um valor de fator de segurança mínimo para um talude pode variar de um local para outro, dependendo de fatores associados à densidade populacional e condições econômicas de um determinado local.

Os valores de fatores de segurança também podem variar dependendo do risco estimado e aceitável associado a movimentos de massa, do grau de sofisticação da investigação e pela incerteza de qualidade dos parâmetros obtidos. As incertezas a respeito dos parâmetros identificados numa caracterização geotécnica estão relacionadas à variação espacial dos parâmetros que caracterizam os materiais e os fatores predisponentes, da extensão e da qualidade da investigação realizada e das incertezas devido à variação temporal dos fatores agravantes ou acionantes. Para obtenção de fatores de segurança deve-se ter em mente não só o grau de incerteza das condições dos parâmetros de resistência para análise de estabilidade, mas também quais as possíveis consequências de uma ruptura. (Silva, 2007).

Segundo Gerscovich (2012), 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.

As análises de estabilidade podem ser baseadas no método de análise das tensões ou nos métodos de equilíbrio limite, sendo estes últimos os mais utilizados. Este método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente, assim, considera-se para o estudo a seção mais crítica do talude, admite-se também que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério Mohr-Coulomb.

Equilíbrio limite é um método que visa determinar o grau de estabilidade a partir das seguintes premissas:

- a) Arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar, etc.) e o solo acima da superfície é considerado como corpo livre;
- b) O equilíbrio é calculado pelas equações da estática, subdividindo-se a massa de solo em fatias e analisando o equilíbrio de cada fatia, como pode ser visto na Figura 2.38.

Os métodos do equilíbrio limite, considerados como convencionais, assumem na análise de estabilidade de taludes a ruptura de uma massa de solo ou rocha, dividida em lamelas ou blocos, ao longo de uma superfície potencial de ruptura. O fator de segurança é assumido como sendo constante ao longo desta superfície, sendo determinado a partir de equações que satisfaçam o equilíbrio estático de forças em duas direções ortogonais e/ou de momentos.

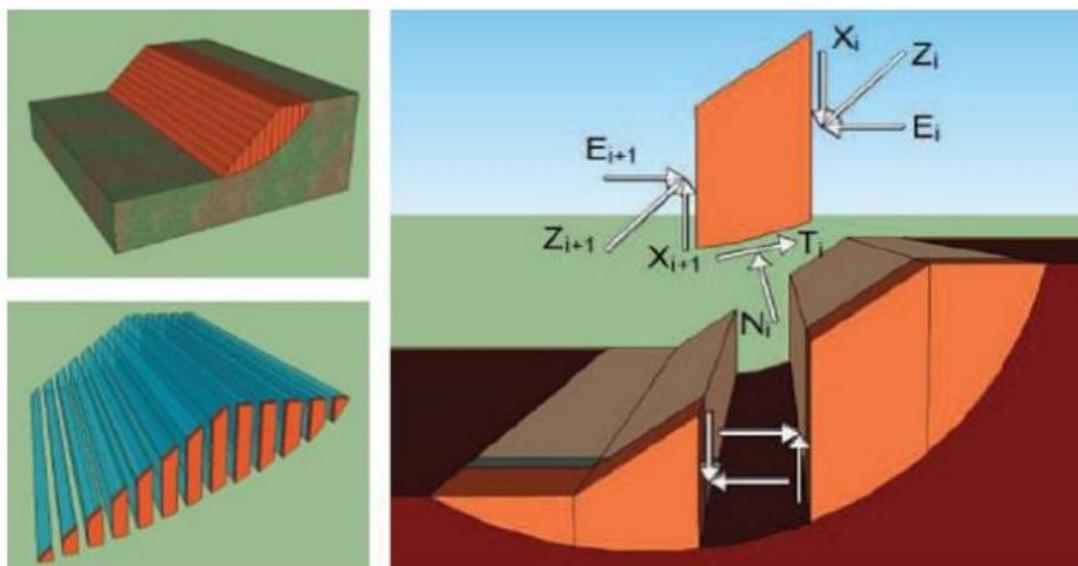


Figura 2.38: Forças normais e de corte numa fatia genérica, Silva (2011).

A teoria do equilíbrio limite admite que o material tenha um modelo de comportamento rígido plástico, assim o solo rompe bruscamente sem que antes da ruptura haja sinais de deformação. Desta forma, não existe qualquer informação em relação à magnitude das tensões no interior do talude nem da sua variação ao longo da superfície de deslizamento.

Segundo a teoria do equilíbrio limite a ruptura é progressiva e não é muito razoável admitir que ela ocorra em todos os pontos da superfície de deslizamento ao mesmo tempo. Não há garantia que a máxima força possa ser mobilizada simultaneamente em todos os pontos da superfície de deslizamento.

No caso concreto das variantes do método das fatias, verifica-se que aquelas teorias que apenas satisfazem o equilíbrio de forças (e não de momentos) fornecem fatores de segurança menos satisfatórios, em termos de confiabilidade, do que aqueles que satisfazem as três equações de equilíbrio.

2.7 Principais métodos de análises de estabilidade de talude

Os primeiros métodos de análise de estabilidade desenvolvidos, considerados como convencionais, buscavam prever a possibilidade de rupturas pelo estudo das forças que atuavam ao longo de uma dada superfície potencial de ruptura, considerando estáveis taludes onde a relação entre os esforços resistentes e atuantes fossem maior do que um (1).

Os métodos baseados na teoria do equilíbrio limite podem simplificarmente ser divididos em:

- a) Não rigorosos: Métodos que não satisfazem integralmente as premissas de equilíbrio estático global ou para as fatias individuais;
- b) Rigorosos: Métodos que satisfazem integralmente estas condições de equilíbrio e, assim, teoricamente fornecem resultados mais confiáveis.

Diante de toda a complexidade que cerca a análise da estabilidade e considerando todas as teorias envolvidas, foram criados vários métodos de análise, dentre os quais podemos citar:

- ✓ Método de Fellenius: Considera uma superfície de ruptura circular, divide a massa deslizante em lamelas e não considera forças interlamelares;
- ✓ Método de Bishop Simplificado: considera uma superfície de ruptura circular, divide a massa deslizante em lamelas, considera a resultante das forças interlamelares horizontal e as forças cisalhantes entre lamelas como nulas;
- ✓ Método de Janbu Simplificado: considera uma superfície de ruptura qualquer, a resultante das forças interlamelares é horizontal e um fator empírico (f_0) é utilizado para considerar as forças cisalhantes interlamelares;
- ✓ Método de Janbu Generalizado: considera uma superfície de ruptura qualquer e a resultante das forças interlamelares é determinada por uma linha de empuxo assumida;

- ✓ Método de Spencer: considera uma superfície de ruptura circular, (introduziu-se posteriormente a condição de ruptura por uma superfície qualquer) e a resultante das forças interlamelares tem inclinação constante através da massa deslizante;
- ✓ Método de Morgenstern-Price: considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças interlamelares é determinada pelo uso de uma função arbitrada, onde λ é um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos, sendo as lamelas de espessura finita;
- ✓ Método GLE: considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças entre lamelas é definida com uma função arbitrada, onde λ é um fator da função que deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos, com as lamelas tendo espessura infinitesimal;
- ✓ Método de Sarma: considera a massa deslizante dividida em lamelas e que a resistência interna entre lamela é mobilizada. Um fator de aceleração crítica (K_c) pode ser utilizado para indicar a estabilidade do talude, sendo definido como a carga horizontal, fração do peso total livre que, aplicada no corpo livre, resulta em um estado de tensão na superfície de escorregamento em equilíbrio com a resistência ao cisalhamento disponível. A técnica para obter a condição crítica consiste em variar a inclinação de um bloco, mantendo-se constante as inclinações dos outros blocos, até se obter o valor mínimo de K_c . O processo é repetido para todos os blocos. Essa técnica não garante a unicidade da solução, mas apresenta uma solução satisfatória, que fornece um conjunto crítico de inclinações de lamelas. Este método foi adaptado para análise de blocos múltiplos em taludes rochosos, na qual a obtenção de K_c não é prioritária e a inclinação das lamelas é definida pela geometria das discontinuidades, sendo o único capaz de analisar rupturas de múltiplos blocos em taludes em rocha.

3. CAPÍTULO III – CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo tem como objetivo abordar os aspectos característicos da área de estudo que é localizado no município de Ipojuca-PE. São apresentados localização da encosta estudada, descrição de aspectos em geral como clima, características gerais do Município, a geologia da região, topografia e etc.

3.1 Introdução

O município de Ipojuca, pertence à Região Metropolitana do Recife (RMR), estado de Pernambuco, conforme mapa apresentado na Figura 3.1. Segundo o IBGE, este município possui uma área de 527,107km² e em 2012 a população era de 80.637 hab.

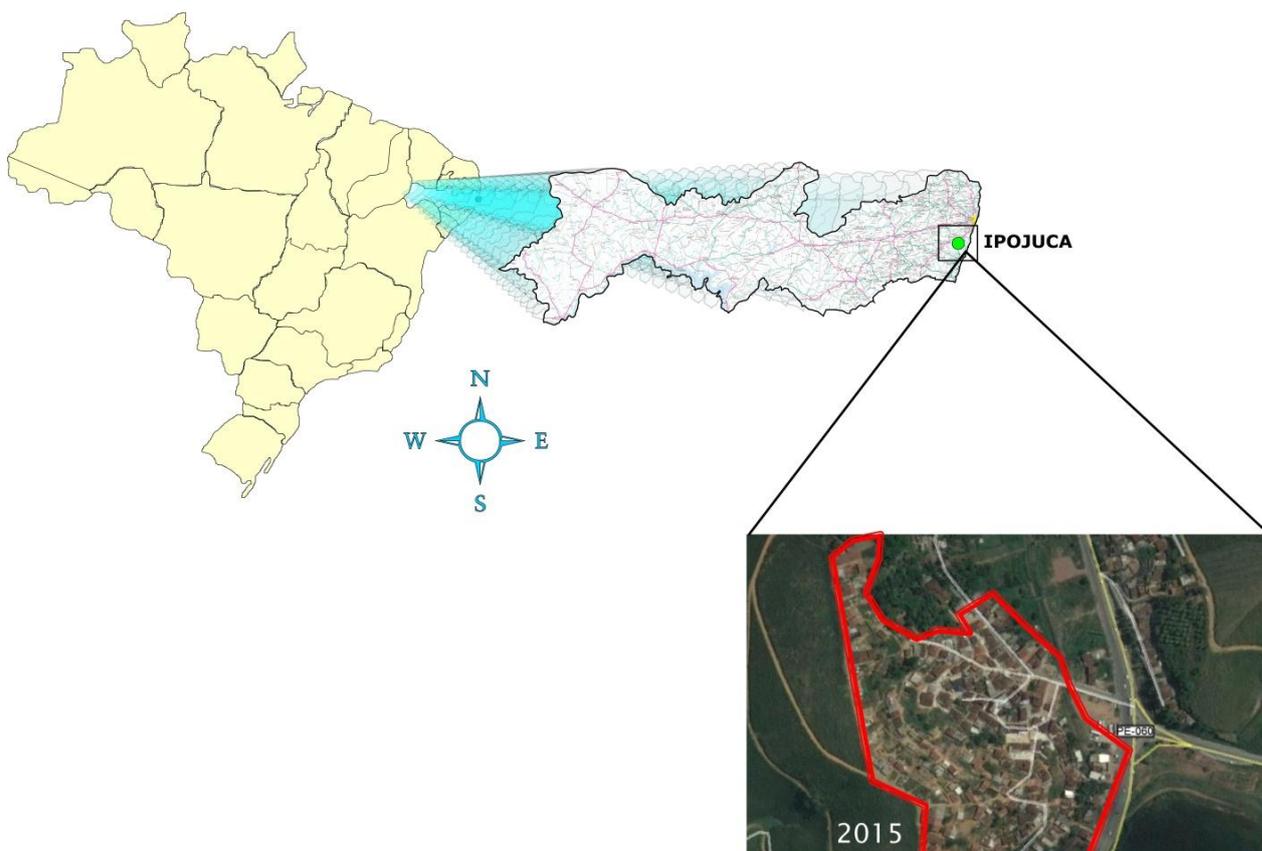


Figura 3.1: Mapa de localização do município de Ipojuca.

Tabela 3.1: Síntese das informações sobre o município de Ipojuca (IBGE - 2012).

Ipojuca (Síntese das Informações)	Código: 2607208
Área da unidade territorial	527,107 km ²
Estabelecimentos de Saúde SUS	21 estabelecimentos
Matrícula - Ensino fundamental - 2012	16.365 matrículas
Matrícula - Ensino médio - 2012	3.339 matrículas
Número de unidades locais	1.641 unidades
Pessoal ocupado total	73.799 pessoas
PIB per capita a preços correntes - 2012	138.273,00 reais
População residente	80.637 pessoas
População residente - Homens	39.890 pessoas
População residente - Mulheres	40.747 pessoas
População residente alfabetizada	57.005 pessoas
População residente que frequentava creche ou escola	27.750 pessoas
População residente, religião católica apostólica romana	33.092 pessoas
População residente, religião espírita	222 pessoas
População residente, religião evangélicas	28.593 pessoas
Valor do rendimento nominal médio mensal dos domicílios particulares permanentes com rendimento domiciliar, por situação do domicílio - Rural	960,59 reais
Valor do rendimento nominal médio mensal dos domicílios particulares permanentes com rendimento domiciliar, por situação do domicílio - Urbana	1.460,54 reais
Valor do rendimento nominal mediano mensal per capita dos domicílios particulares permanentes - Rural	192,67 reais
Valor do rendimento nominal mediano mensal per capita dos domicílios particulares permanentes - Urbana	296,67 reais
Índice de Desenvolvimento Humano Municipal - 2010 (IDHM 2010)	0,619

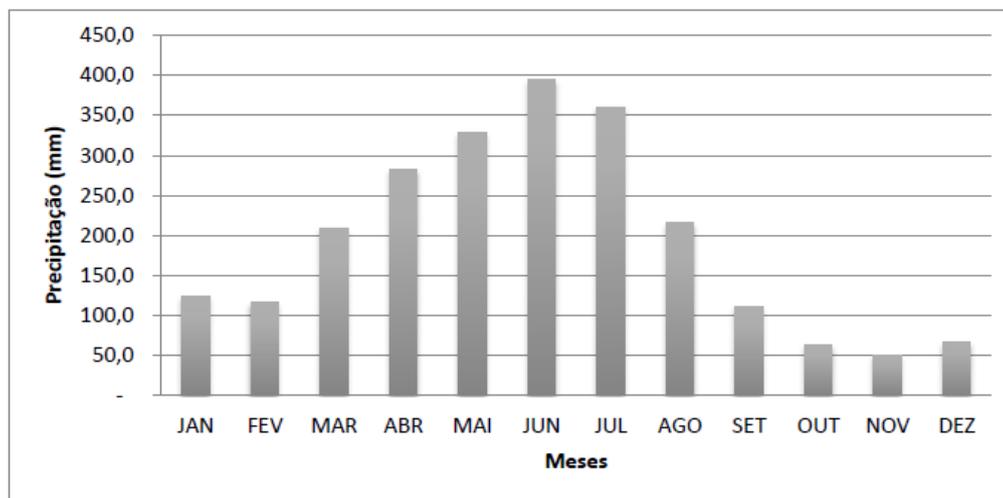
Fonte: IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

3.2 Características de ocupação, climática e geológica

3.2.1 Clima

O município de Ipojuca tem um clima tropical, do tipo Am, com verões quentes, cujas temperaturas máximas podem alcançar os 35 °C. O inverno é chuvoso e ameno, com temperaturas mínimas que podem ficar em 16 °C em alguns dias. A temperatura média é de 24,8°C.

O período das chuvas intensas situa-se entre os meses de março a agosto (nas estações de outono e inverno), tendo os meses mais úmidos entre maio a agosto (ver Figura 3.2). Neste período as precipitações pluviométricas oscilam entre 140 e 270 mm mensais, com média anual variando entre 1.500 e 2.000mm (Ipojucanos.com, 2009).



Fonte GEGEP/UFPE (2014)

Figura 3.2: Precipitação média mensal das chuvas entre os anos de 1941 a 2013 no município de Ipojuca (HENRIQUE, H. M., 2014).

3.2.2 Vegetação

A vegetação nativa remanescente é do tipo floresta subperenifólia, com partes de floresta hipoxerófila. Apresenta como bioma a Mata Atlântica, onde resquícios podem ser encontrados em pequenas áreas do município devido a sua substituição pela cultura da cana-de-açúcar.

3.2.3 Solo

O Município de Ipojuca tem a ocorrência de solos com baixa à média fertilidade, rasos a moderadamente profundos, com limitação de drenagem e topografia irregular. É comum a existência de solos com elevado teor de argila, e, com limitação em relação à absorção de nutrientes. Em menor escala são inaptos ou apresentam severas limitações para a exploração agrícola. A maior parte do município de Ipojuca tem seu território ocupado por solos distróficos.

De acordo com o mapa pedológico elaborado por Silva et.al.(2001), na escala 1:280.000, o solo da região estudada no município de Ipojuca é composto predominantemente pela classe Podzólicos Amarelos - PA (Argissolos Amarelos), seguido por Latossolos Amarelos - LA, e um pequeno pedaço dos Gleissolos – G (ver Figura 3.3).

A seguir, estão descritas as características destes solos:

- **Argissolo (PA)**

Solos constituídos por material mineral não hidromórfico, que têm como características diferenciais a presença de horizonte B textural de argila de atividade baixa, ou alta conjugada com saturação por bases baixa ou caráter alético. O horizonte B textural (Bt) encontra-se imediatamente abaixo de qualquer tipo de horizonte superficial, exceto o hístico, sem apresentar, contudo, os requisitos estabelecidos para serem enquadrados nas classes dos Luvisolos, Planossolos, Plintossolos ou Gleissolos.

Do ponto de vista geotécnico no município de Ipojuca, são caracterizados como solos residuais espessos, de cor vermelho-amarelo a amarelo, provenientes da alteração de rochas graníticas e sedimentares, com alta plasticidade, muito argilosos, com permeabilidade baixa a muito baixa.

- **Latossolo (LA e LV)**

Esta classe de solo ocorre frequentemente nos tabuleiros costeiros e são formados pela latolização, onde a sílica e bases trocáveis (principalmente Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^{+}) são retiradas e ocorre a adição de óxido de ferro e de alumínio, resultando num aspecto maciço poroso. Geralmente profundos estes solos são homogêneos e bem drenados, apresentando acidez e baixa fertilidade, estrutura granular, com baixo teor de silte e materiais facilmente intemperizáveis. Possui baixos teores de Fe^{+3} e é tipicamente caolinítico e goethítico. A cor predominantemente amarelada é decorrente da alta concentração do mineral goethita.

Apresenta alta resistência a erosão, boa estabilidade em taludes de corte e boa capacidade de suporte.

- **Gleissolo (G)**

Solos hidromórficos, constituídos por material mineral pouco evoluído, que foram originados a partir de sedimentos quaternários; não apresentam textura exclusivamente areia ou areia franca em todos os horizontes dentro dos primeiros 150cm da superfície do solo ou até um contato lítico. Caso tenha um horizonte plíntico, deve estar a profundidade superior a 200 cm da superfície do solo.

3.2.4 Hidrografia

A rede de drenagem é composta por vários rios pertencentes às bacias hidrográficas dos rios Ipojuca, Massangana e Sirinhaém. Também existem pequenas bacias litorâneas como as do rio Merepe-Maracaípe.

A parte norte do município é drenada pela bacia hidrográfica do rio Ipojuca, sendo cortada na direção oeste-leste. Os principais rios desta bacia hidrográfica são os rios Ipojuca e o Merepe, que deságuam ao sul do Complexo Portuário de Suape.

A Bacia Hidrográfica do Rio Massangana tem como principais afluentes os rios Tabatinga e Tatuoca, que também cortam o município na direção oeste-leste, porém deságuam ao norte do Complexo Portuário de Suape.

Na Bacia Hidrográfica do rio Sirinhaém, o seu principal afluente é o rio Sibiró, que corta no sentido norte-sul na parte oeste do município.

Há ainda uma série de canais, naturais ou não, que cortam as áreas planas, muitas vezes inundadas, situadas junto ao litoral do município.

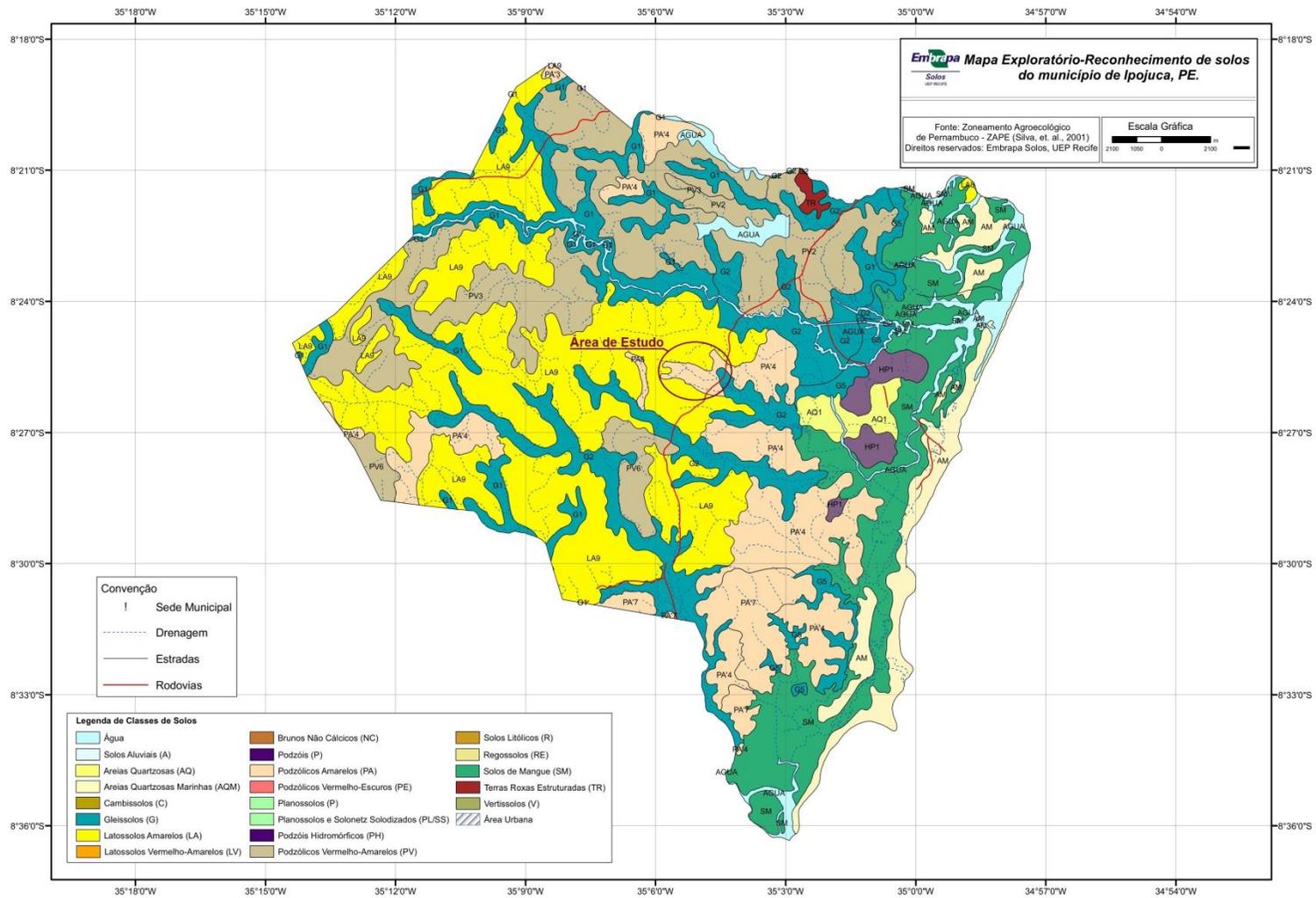


Figura 3.3: Mapa Pedológico do Município de Ipojuca. Fonte: SILVA et. al., 2001.

3.2.5 Geomorfologia

O município de Ipojuca apresenta oito unidades de relevo, sendo classificadas como: Planícies Fluviais ou Flúvio-lacustres, Planícies Flúvio-marinhas, Planícies Costeiras, Domínio de Colinas Amplas e Suaves, Domínio de Colinas Dissecadas e de Morros baixos, Domínio de Morros e de Serras baixas (AMARAL, 1998).

Na parte central e oeste, as unidades Domínio de Colinas Dissecadas e de Morros baixos, Domínio de Morros e de Serras baixas representam as alterações sofridas pelas rochas pré-cambrianas do embasamento cristalino. Nestas unidades ocorre o predomínio de fundos de vales em “V”, linhas de cumeadas, cumes de morros, colinas arredondada e encostas convexas, resultando em ravinamentos, deslizamentos e voçorocamentos em alguns locais.

A unidade Domínio de Colinas Amplas e Suaves também pode ser observada nos sedimentos da Bacia do Cabo, onde há o predomínio de fundos de vales em “U”, cumes arredondados e angulares, morros e colinas que antecedem a Chapada da Borborema.

Nas Planícies Costeiras são observados os Terraços Marinhos Pleistocênicos, sedimentos arenosos remanescentes da penúltima transgressão marinha, são encontrados em uma faixa que acompanha todo o litoral do município. Ambos com a mesma composição litológica são divididos em dois níveis distintos: o Terraço marinho superior, situado de 4 a 8 m de altitude acima do nível do mar, com idade do Pleistoceno e o Terraço marinho inferior, que ocorre com no máximo 6m de altitude e foi formado no Holoceno.

As Planícies Fluviais, depósitos de origem fluvial assentados nas várzeas dos rios durante o período das cheias, estão sujeitas as inundações periódicas dos rios. São observadas ao longo dos rios Ipojuca, Arimbí, Sibiró e Sirinhaém.

A Planície Flúvio-Marinha, localizada ao longo da costa, composta por sedimentos finos areno-argilosos depositados com alguma interferência marinha, foi formada sob as condições ambientais do Neógeno. São representadas pelas praias, recifes, terraços e planícies, mangues, bancos de areia, planície flúvio-lagunares e os depósitos de assoreamento.

Os Manguezais são áreas baixas, periodicamente inundáveis, situadas principalmente ao longo dos trechos inferiores dos rios, sofrem a influência direta do mar e possuem uma vegetação característica que se assenta em um substrato de sedimentos finos ricos em matéria orgânica.

As Praias Recentes são formadas por sedimentos areno-quartzosos que se distribuem em estreita faixa de norte a sul do município, acompanhando a linha de costa.

3.2.6 Geologia

O Município de Ipojuca está localizado dentro do Maciço Pernambuco Alagoas (SCHOBENHAUS, 1984) e apresenta componentes litológicos que foram intensamente afetados por eventos tectônicos, com falhamentos e dobramentos de direção predominante para o NE e mergulho para SE. Formando o Embasamento Cristalino da região, essas rochas, de idade proterozóica (entre 2,5 bilhões à 542 milhões de anos), são constituídas por Ortognaisses, Migmatitos, Gnaisses Graníticos milonitizados, Leucogranitos tectonizados. Posteriormente, ainda no Proterozóico, sofreram intrusões graníticas compostas por Biotita Granito pórfiro, Biotita Granito e Quartzo Sienito.

Durante a separação dos continentes Sulamericano e Africano devido a esforços tectônicos, ocorreu a formação do Oceano Atlântico e a geração de meios grabens no litoral da região através de falhamentos com direção NE-SW, onde formou-se a Bacia Cabo, que posteriormente foram recobertos por sedimentos recentes do Neógeno.

A sequência estratigráfica do município utilizada nesta pesquisa foi baseada no trabalho desenvolvido pelo GEGEP/UFPE (2014). Ela pode ser dividida em quatro unidades geológicas que são: Complexo Gnáissico-Migmatítico, Rochas Granitóides, Bacia Cabo - Grupo Pernambuco e Coberturas Recentes.

O bairro da Bela Vista foi classificado geologicamente como sendo pertencente à Formação do complexo gnaisse migmatítico cortado por um dique de quartzo (ver Figura 3.4), na área onde foi feito a campanha de investigação não houve o aparecimento deste dique.



Figura 3.4: Dique de quartzo presente no bairro de Bela Vista.

A partir das observações feitas pela equipe de geologia nas amostras dos furos de sondagem SP-01 (Meio da encosta) e SP-02 (Topo da encosta) tem-se um migmatito pertencente à unidade geológica Complexo Gnáissico-Migmatítico. O grau de intemperismo é elevado em toda a extensão dos dois furos, principalmente até os 2 metros do SP-02 (topo da encosta) e do 1 metro do SP-01 (meio da encosta). Embora tenha sido encontrado este alto grau de intemperismo na rocha foi possível observar características de rochas migmatíticas.

Os migmatitos de forma geral são rochas híbridas (granito e gnaisse) com partes mais claras (leucossomas) com aspecto granítico e partes escuras

(melonossomas) com aspecto do gnáisse. Os migmatitos possuem um grau de metamorfismo menor que os gnáisses propriamente dito, caracterizando esse aspecto híbrido.



Figura 3.5: Presença do mineral leucossoma na encosta.

O leucossoma possui coloração branca característica e nele foram observados cristais de quartzo subédricos de até 2 mm e cristais de feldspato subédricos de até 2 mm, esses últimos bem intemperizados, alterando possivelmente para caulinita (Ver Figura 3.5). Em algumas partes das amostras observou-se a caulinita envolvendo os cristais de quartzo como uma matriz. No leucossoma observaram-se micas de coloração branca (muscovita) com dimensão de 0,5 mm até 1 mm (Ver Figura 3.6).



Figura 3.6: Presença de mica no solo da encosta.

O melanossoma possui coloração cor de vinho e nele foram encontrados em proporções bem menores do que no leucossoma de cristais de quartzo e feldspato subédricos de até 2 mm e 3 mm, respectivamente. O feldspato encontra-se intemperizado, alterando possivelmente para caulinita. No melanossoma a quantidade de micas de coloração branca (muscovita) é bem maior do que no leucossoma e o tamanho de seus cristais é de 0,5 mm até 1 mm. Ainda no melanossoma foi encontrado um mineral de 3 mm com forma prismática e cor escura tratando-se possivelmente de um cristal intemperizado de um anfibólio ou piroxênio, possivelmente anfibólio por se intemperizar depois dos piroxênios.

Pode-se observar mais nitidamente o leucossoma na profundidade de 6 m a 8 m do SP-02 e na profundidade 9 m do SP-01, em todo o resto de ambos os furos tem-se o melanossoma de cor vinho.

3.3 Mapeamento de risco

Na Figura 3.7 é apresentado um mapa com avaliação da vulnerabilidade e do risco em áreas suscetíveis a deslizamentos e inundações em Pernambuco. Este mapa foi elaborado a partir de um trabalho feito pelo grupo GEGEP do termo de cooperação Ministério de Integração Nacional e da Universidade Federal de Pernambuco cuja coordenação foi gerida pelo Professor Dr. Roberto Q. Coutinho.

Ressalta-se que este estudo apresentado é uma continuação de outro, desenvolvido e apresentado na dissertação de mestrado de HENRIQUE, H. M. (2014), cujo principal objetivo era o mapeamento das áreas de risco ao deslizamento e erosão do bairro Rurópolis do município de Ipojuca/PE.

Neste mapa pode-se observar que a encosta estudada, em sua grande maioria, apresenta as condições de risco de alta para muito alta. Há um trecho, próximo ao pé da encosta, que o grau de risco foi classificado de médio a baixo. No local específico do estudo desta dissertação podemos observar, pela localização dos furos de sondagem, que o grau de risco indicado foi alto, justificando a necessidade de um estudo geotécnico e de análise de estabilidade deste talude.

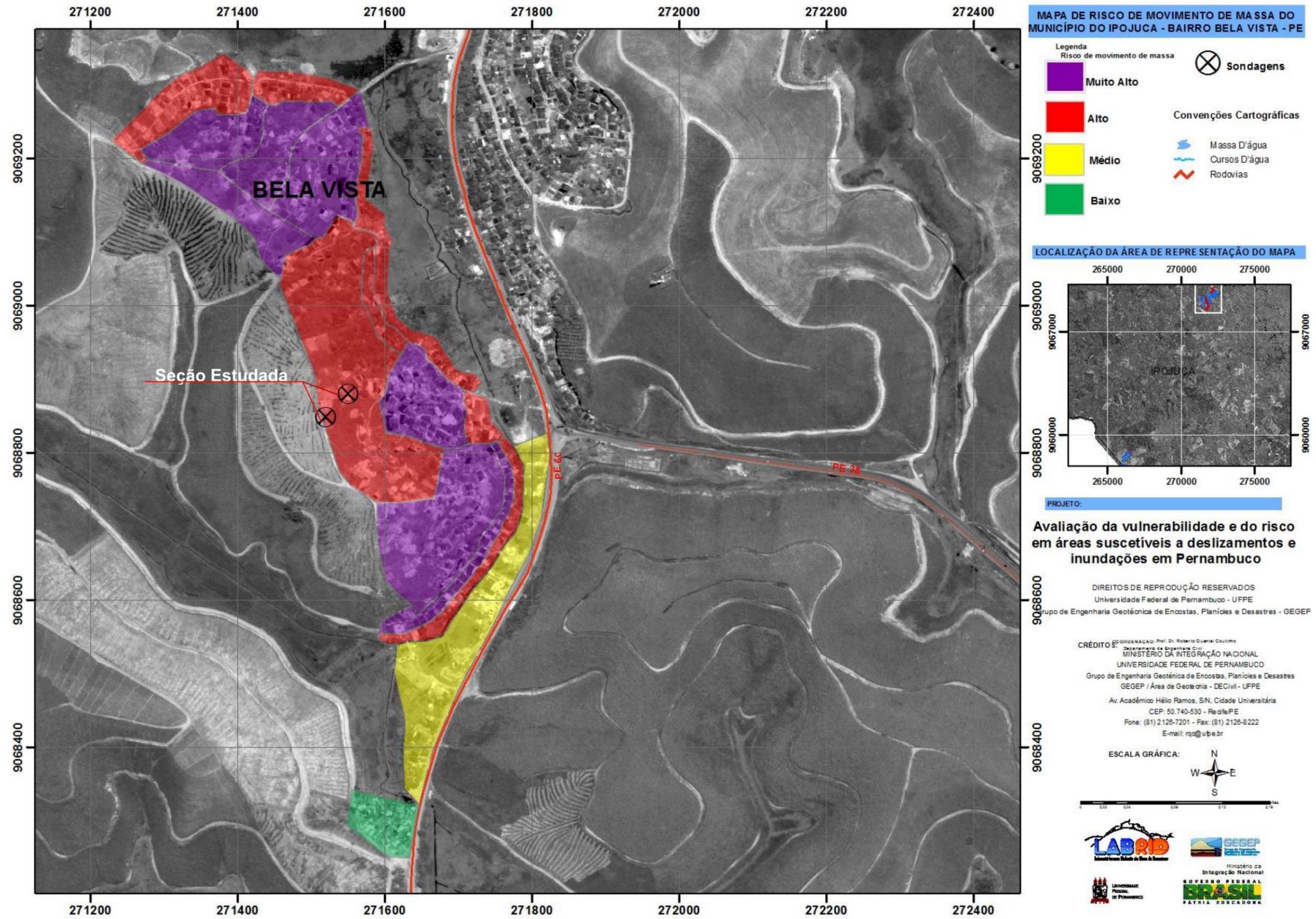


Figura 3.7: Mapeamento de Risco do Bairro da Bela Vista no município de Ipojuca/PE (COUTINHO, R. Q. (Coord.), 2015).

4. CAPÍTULO IV – METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Este capítulo apresenta a metodologia e os equipamentos utilizados nos ensaios de campo e laboratório. Em campo inicialmente foi feita uma visita na área de estudo observando a topografia e ocupação da encosta a fim de definir a área da realização dos ensaios. Após a definição desta área foi dado início aos levantamentos e ensaios de campo, realizadas sondagens à percussão, amostragens de amostras deformadas e indeformadas e o levantamento topográfico. Em laboratório foram executados ensaios de caracterização física, ensaios edométricos duplo e de cisalhamento direto nas condições de umidade natural e inundada. Na Figura 4.1 é apresentado um organograma mostrando os procedimentos para este estudo (ver Figura 4.1).

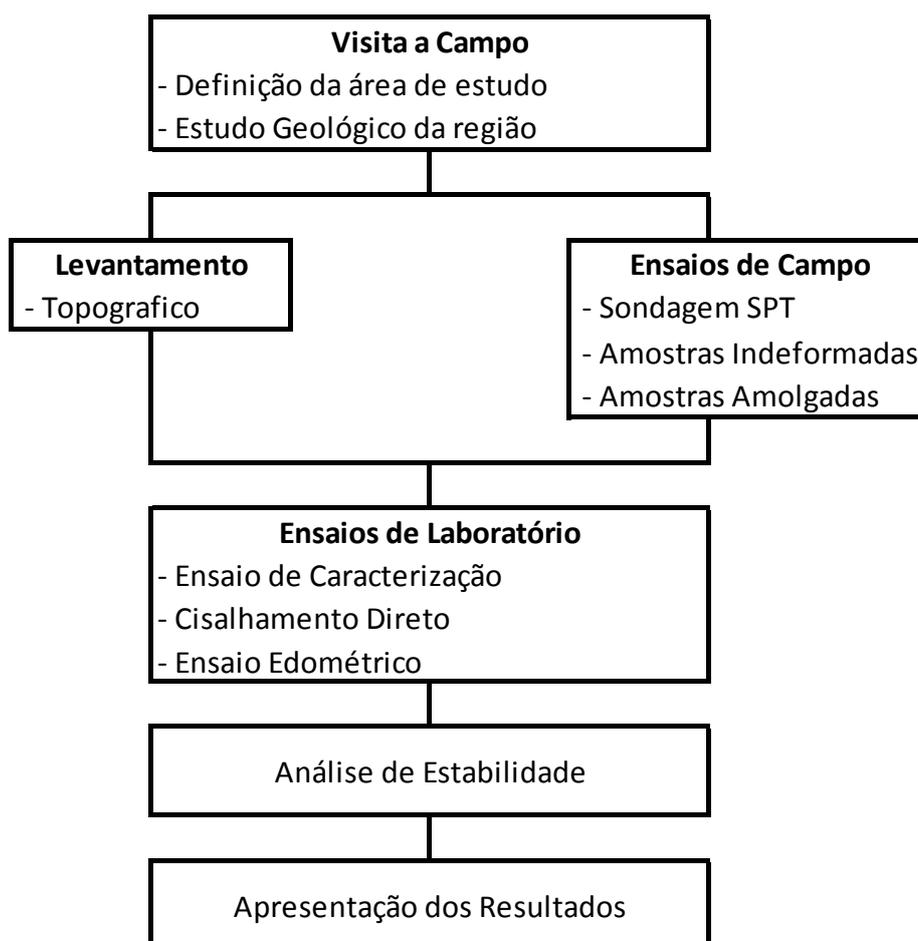


Figura 4.1: Organograma das investigações.

4.1 Visita a campo

O objetivo da visita a campo foi o conhecimento de toda a área da qual se há um interesse em estudar. Nesta visita serão levantados pontos em que já houve ou pode a vir a ter problemas geotécnicos como escorregamento de massas, outro ponto analisado é como se deu a ocupação da área, e que outros fatores podem vir a agravar estes problemas.

A área estudada é conhecida como Bela vista, situada ao lado direito da PE-060, no sentido sul (de Recife para Maceió), como é apresentado na Figura 4.2. Na Figura 4.3 mostra que dentre todos os bairros de Ipojuca o de Bela Vista lidera em número de ocorrências de escorregamento de massas, chegando próximo a 18% das ocorrências registradas neste município.



Figura 4.2: Fotos do bairro da Bela vista em Ipojuca/PE



Figura 4.3: Foto da localização do topo da encosta do bairro da Bela vista.



Figura 4.4: Relação da quantidade de ocorrências de movimentos de massa por bairro no município do Ipojuca-PE (HENRIQUE, H. M. 2014).

As Figuras 4.5 e 4.6, retirada do GOOGLE EARTH, mostram duas imagens de satélite retiradas da área estudada, a primeira do ano de 2006 e a segunda do ano de 2015. Pode-se observar que nesses nove anos o talude teve sua ocupação quase que completa nas áreas do meio e topo da encosta. Um dos principais fatores que levaram a área a ser estudada foi o alto índice de ocorrências de deslizamentos apontado na Figura 4.4 e a ocupação desordenada.



Figura 4.5: Imagem da ocupação da encosta no ano de 2006 (GOOGLE EARTH – 08/2006).



Figura 4.6: Imagem da ocupação da encosta no ano de 2015 (GOOGLE EARTH – 12/2015).

Segundo COUTINHO E SILVA, 2005. Em toda a Região Metropolitana do Recife, os fatores decorrentes da forma inadequada de ocupação das encostas são importantes na deflagração dos deslizamentos, associados aos condicionantes naturais (chuvas, litologia, declividade, forma da encosta, etc.). O acúmulo de lixo, os cortes inadequados dos taludes, o acúmulo do material proveniente desses cortes e a inexistência de infraestrutura adequada são os principais fatores geradores dos processos erosivos e dos movimentos de massa em áreas ocupadas (COUTINHO E SILVA, 2005).

Nas Figuras 4.7 a 4.9 são apresentadas algumas fotos tiradas nestas visitas.

No local pode-se observar que em alguns locais já haviam ocorrido rupturas nos taludes (Ver Figura 4.7). Como o objetivo do estudo é analisar as características geológicas e geotécnicas do terreno natural, o local escolhido foi um que ainda não apresentou movimentação de massas porém há um grande risco que ele ocorra pela sua forma de ocupação e pelas características visuais do solo deste local serem semelhantes às de alguns locais onde já ocorreu escorregamento de massa.



Figura 4.7: Fotos da região onde houve uma ruptura de talude.

Na análise feita no local sobre o uso e ocupação do solo constatou-se que a ocupação da encosta foi dada pela população de baixa renda, de forma desordenada, sem levar em consideração os critérios técnicos do solo e aumentado o grau de risco de acidentes. Segundo SOUZA A. P. L.(2014), nesse tipo de ocupação, é comum ocorrerem cortes e aterros inadequados para a segurança das casas (ver Figura 4.8), desmatamentos, lançamento de águas servidas nas encostas e construção de fossas nas bordas do talude, aumentando assim a infiltração e a sobrecarga que contribuem para a instabilidade das encostas.



Figura 4.8: Fotos de cortes feitos pelos moradores nos taludes.

Segundo COUTINHO E BANDEIRA (2012), as águas, sejam de subsuperfície ou provenientes de chuva, representam de um modo geral, o agente acionante ou agravante de maior influência nos movimentos de massa da Região Metropolitana do Recife, de várias cidades brasileiras e até do mundo. É no período chuvoso que ocorre o maior número de deslizamentos de encostas.

O estudo realizado por SILVA (2007), em um importante movimento de massa ocorrido numa encosta de Camaragibe, RM-Recife, revelou a influência da geologia, da ocupação desordenada e da forte presença de água na área. Em relação a águas servidas o estudo encontrou valores importantes que contribuíram para o entendimento do mecanismo. Os volumes das águas servidas foram maiores que o volume das chuvas na maioria dos dias do ano, sendo que o volume de águas servidas ultrapassa o volume diário de chuvas em 68,2% dos dias do ano, ou seja, em 249 dias.

Segundo SANTANA & COUTINHO (2006), Além das águas servidas e das chuvas, os vazamentos nas tubulações de abastecimento de água, que são bastante comuns nas ocupações precárias, devido a ligações clandestinas, também são de grande importância nas instabilizações de encostas (Ver Figura 4.9).



Figura 4.9: Fotos das águas servidas na região.

4.2 Levantamentos e ensaios de campo

4.2.1 Levantamento topográfico

O levantamento topográfico desta área consiste na representação planimétrica em planta dos pontos notáveis assim como dos acidentes geográficos e outros pormenores de relevo de uma porção de terreno.

Inicialmente, a partir de imagens de satélites, foi feito um levantamento das curvas de nível da região para conhecimento previo do local estudado. Na Figura 4.10 são apresentadas estas curvas de nível.



Figura 4.10: Curvas de nível obtidas a partir de imagens de satélites (GOOGLE EARTH – 12/2015).

Para a determinação da topografia da encosta foi feito um levantamento topográfico. Utilizou-se uma estação total modelo STS-752R (ver Figura 4.11). Nos postes, no topo do talude, foram colocados dois marcos de apoio (ver Figura 4.12). A topografia do local esta sendo apresentada no capítulo 05, nela foram lançadas as coordenadas dos furos de sondagem e da extração das amostras indeformadas.



Figura 4. 11: Levantamento topográfico do bairro da Bela Vista em Ipojuca/PE.



Figura 4.12: Marco de apoio do levantamento topográfico.

4.2.2 Sondagem à percussão

Em campo foram realizados dois furos sondagem à percussão no topo (SP-01) e no meio da encosta (SP-02) da seção da encosta estudada. Não foi possível fazer um furo na base da encosta devido a inúmeras casas construídas no local. A Figura 4.13 apresenta a imagem de satélite, retirada do Google Earth, com a localização destas sondagens.



Figura 4.13: Localização dos furos de sondagem SPT (GOOGLE EARTH – 12/2015).

As investigações de subsuperfície compreenderam as sondagens de simples reconhecimento e a caracterização geotécnica da área de estudo. Essas investigações tiveram como objetivo o conhecimento dos materiais e das formações geológicas presentes na área.

Como já foi descrito anteriormente, foram realizados 02 (dois) furos de sondagens, todos à percussão, com realização de ensaios SPT a cada 1,0m. A profundidade de realização de sondagens foi de 9,45 no meio da encosta (Ver Figura 4.14) e 10,39 m no topo (Ver Figura 4.15). Essa campanha foi realizada no mês de julho de 2015, época em que há precipitações.

O critério de parada dos furos de sondagem foram valores de N_{SPT} maiores que 30. No capítulo 5 de apresentação e discursão dos resultados está sendo apresentados os perfis de sondagem a percussão



Figura 4.14: Sondagem SP-01 (Meio da encosta).



Figura 4. 15: Sondagem SP-02 (Topo da encosta).

4.2.3 Amostragem (deformada e indeformada)

Para execução dos ensaios de laboratórios foram retiradas amostras deformadas e indeformadas (blocos) da encosta nos locais indicados na Figura 4.16.

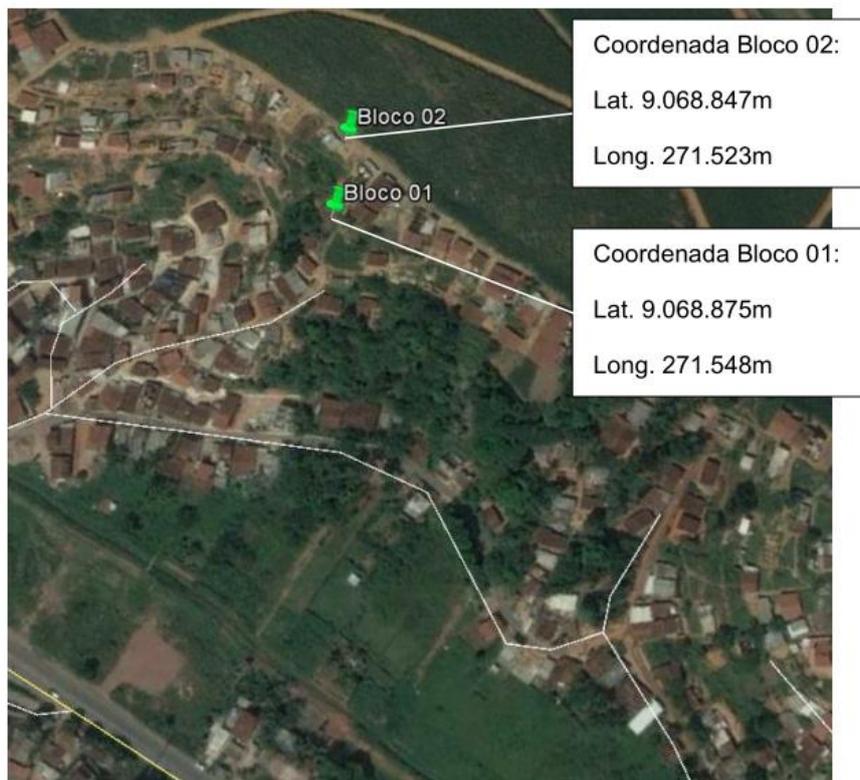


Figura 4.16: Localização da retirada das amostras indeformadas em bloco (GOOGLE EARTH – 12/2015).

Realizaram-se coletas em poços de investigação, de acordo com a NBR 9604 – Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas da ABNT.

As amostras foram coletadas em poços de investigação com dimensões 2,00 m x 2,00m e 2,00 m de profundidade, escavados a pá e picareta. Foram retiradas duas amostras, uma no meio e outra no topo da encosta.

O procedimento de amostragem inicia-se escavando cuidadosamente o entorno do bloco, até se obter um cubo com 30 cm de aresta, ficando este ligado à camada de onde se extrai a amostra, apenas pela face inferior. O bloco é removido da base com auxílio de um fio de nylon. Coloca-se um pano

cobrindo todas as suas faces, sobre as quais se espalha uma camada de parafina líquida. Esta operação foi repetida mais duas vezes. Preparada a amostra desta maneira, ela é colocada numa caixa de madeira de forma cúbica com 35 cm de aresta, sendo o vazio entre a parafina e a madeira completado com serragem úmida, inclusive na parte superior. E fecha-se a tampa da caixa. A Figura 4.16 mostra as fotos da retirada da amostra.

Neste local foram coletadas amostras deformadas com aproximadamente 10kg do solo cada para sua caracterização em laboratório. A Figura 4.17 mostra as fotos da extração das amostras.



Figura 4.17: Fotos da retirada das amostras indeformadas.

4.3 Ensaios de laboratório

Em laboratório as amostras indeformadas (tipo bloco) foram usadas na realização dos ensaios edométricos, e ensaios de cisalhamento direto. Já as amostras amolgadas, que foram acondicionadas em saco, destinaram-se aos ensaios de caracterização física (granulometria com e sem defloculante e Limites de Atterberg).

4.3.1 Ensaio de caracterização física

As normas técnicas usadas como referência para execução dos ensaios de caracterização física foram:

- ✓ NBR 6457/86 – Preparação de Amostras;
- ✓ NBR 7181/84 – Análise Granulométrica;

- ✓ NBR 13602/96 – Avaliação de dispersividade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo;
- ✓ NBR 6508/84 – Determinação de Massa Específica;
- ✓ NBR 6459/84 – Determinação do Limite de Liquidez;
- ✓ NBR 7180/88 – Determinação do limite de Plasticidade;

- **Análise granulométrica**

As análises granulométricas foram realizadas através de dois procedimentos. No primeiro, procedeu-se o peneiramento associado à sedimentação com o uso de defloculante e agitação mecânica, conforme recomendação da NBR 7181/84. No segundo, de acordo com a NBR 13602/96, sem a utilização de defloculante no procedimento de sedimentação.

Durante a preparação das amostras foi utilizado o procedimento com secagem prévia ao ar, conforme recomendação da NBR 6457/84.

- **Limites de consistência (LL e LP)**

Para a caracterização do solo, não é suficiente conhecer apenas a forma e o diâmetro dos grãos. Outros aspectos devem ser levados em consideração, como por exemplo, o estado físico ou de consistência.

A mudança no estado físico do solo é função da quantidade de água existente no mesmo. Os estados de consistência são:

- Estado líquido;
- Estado plástico;
- Estado semissólido;
- Estado sólido.

Estado Líquido – É o estado em que o solo se apresenta com bastante umidade e aparenta um fluido denso, escorrendo com facilidade.

Estado Plástico – É o estado em que o solo se apresenta com uma certa umidade, deixando assim de fluir. Permite que seja manuseado sem romper.

Estado Semissólido – É o estado em que o solo apresenta pouca umidade, não permitindo ser manuseado, rompendo-se ou desmanchando-se facilmente.

Estado Sólido – É o estado em que o solo possui forma e volume constantes, e ao ser manuseado se deforma.

Após essas definições devemos listar os limites de consistência:

- Limite de Liquidez (LL);
- Limite de Plasticidade (LP);
- Limite de Contração (LC).

Os limites de consistência em geral, são determinados nos pontos de transição de um estado físico para outro. (ver Figura 4.18)

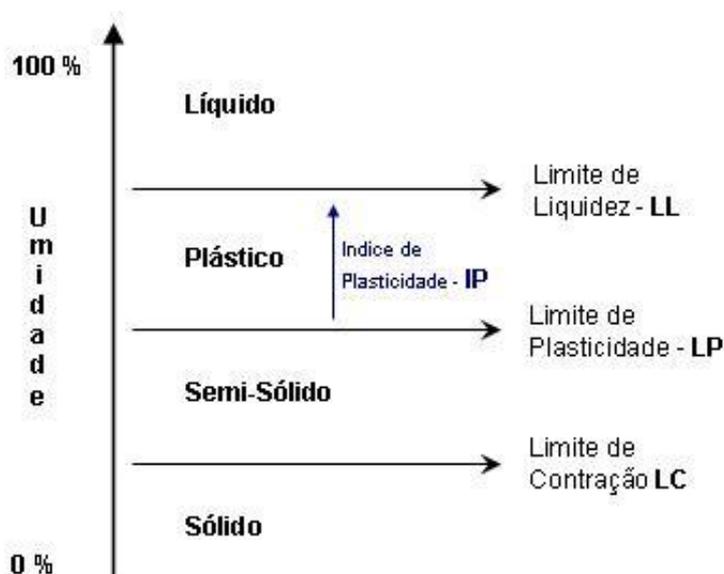


Figura 4.18: Os limites de consistência.

A partir deste ponto, é importante a conceituação do Índice de Plasticidade, é dado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

O índice de plasticidade (IP) é expresso em percentagem e pode ser interpretado, em função da massa de uma amostra, como a quantidade máxima de água que pode lhe ser adicionada, a partir de seu limite de plasticidade, de modo que o solo mantenha a sua consistência plástica.

Com os valores de LL e LP é possível calcular o índice de plasticidade dos solos através da seguinte expressão:

$$IP = LL - LP \quad (4.1)$$

Os valores dos índices de plasticidade obtidos nas amostras coletadas estão sendo apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Índice de plasticidade dos blocos 01 e 02.

	BLOCO 01	BLOCO 02
LL	51	62
LP	31	35
IP	20	27

4.3.2 Resistência ao cisalhamento

A capacidade dos solos em suportar cargas depende de sua resistência ao cisalhamento, isto é, da tensão τ_r , que é a máxima tensão que pode atuar no solo sem que haja ruptura. Um carregamento externo aplicado na superfície, ou a própria geometria da superfície da massa de solo, contribui para o desenvolvimento dessa tensão.

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento empregado para a determinação dessa resistência e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb, em que se aplica uma tensão normal num plano (direção vertical) e verifica-se qual a tensão cisalhante (direção horizontal) que provoca a ruptura. Este ensaio é muito prático, porém não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle das condições de drenagem fica bastante difícil, pois não há como impedi-la, assim como também não é

possível à obtenção dos valores da pressão neutra, e por essas razões, o ensaio de cisalhamento direto é muito útil quando se deseja medir simplesmente a resistência ao cisalhamento.

Este ensaio foi desenvolvido basicamente para a determinação da resistência ao corte de um corpo de prova de solo retirado de uma amostra de um talude, de forma prismática e seção quadrada ou circular, com pequena espessura.

Determinar sob uma tensão normal σ , ao qual a tensão de cisalhamento $\tau = \tau_r$ é capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta por duas partes deslocáveis entre si.

4.3.3 Adensamento e colapso

O adensamento pode ser entendido como sendo a deformação plástica e a redução do índice de vazios de um solo em função do tempo e da pressão nela aplicada.

Como o ensaio de adensamento se obtém parâmetros fundamentais no cálculo do recalque por adensamento. O ensaio é feito através da aplicação de pressão em corpos de prova geralmente indeformáveis e saturados, confinados lateralmente com conseqüente aferição da redução de sua altura.

- **Ensaio edométrico simples e duplos**

Nos tópicos subsequentes serão apresentados os procedimentos adotados nos ensaios utilizados para avaliação da compressibilidade do material em estudo. Estes ensaios tiveram como objetivo a obtenção de parâmetros de compressibilidade e verificação do potencial de colapso.

1- Ensaio edométrico duplos

Foram utilizadas duas amostras para cada local de estudo, sendo um ensaio para a amostra inundada, ensaio edométrico Inundado (E_{DI}), e outra para a condição de umidade natural, ensaio edométrico natural (E_{DN}).

Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios edométricos foram utilizadas prensas de adensamento fabricadas pela 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. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01mm e capacidade de 30mm. A Figura 4.19 ilustra este equipamento.



Figura 4.19: Prensas de adensamento.

Descrição das amostras ensaiadas

Foram utilizadas amostras indeformadas retiradas da área estudada, no topo da encosta (bloco 02) e no meio da encosta (bloco 01).

Moldagem e preparação dos corpos de prova

Para os ensaios de adensamento foram utilizados anéis de adensamento com $\phi=4000,00 \text{ mm}^2$ e $h=20,00 \text{ mm}$ de altura, obtido de amostras indeformadas, tanto para as amostras na condição saturada como para as na umidade natural. Os corpos-de-prova foram obtidos pela cravação estática dos anéis

edométricos. A cravação ocorreu sempre no sentido vertical partido do topo do bloco, acompanhada do desgaste do solo circundante utilizando-se de uma pequena faca afiada de lâmina reta. Em seguida, era cortado em torno de 10 mm abaixo da face inferior do corpo de prova, separando-o do bloco, finalmente com o auxílio de uma faca e de uma espátula foi dado o acabamento no corpo de prova.

Em todos os ensaios realizados na condição inundada, as pedras porosas eram previamente fervidas para saturação. No início do ensaio as pedras porosas eram dispostas em local adequado e sobre as quais eram colocados papéis filtro. Em seguida, os corpos de prova eram colocados em contato com o papel filtro sobre a pedra porosa, onde então as células edométricas eram montadas. Posteriormente, era feita a inundação do corpo de prova pela parte inferior da célula edométrica com água destilada por um período de 24 horas, para ser mantida a condição mais próxima possível da saturação durante todo o período do ensaio. No início e no final de cada ensaio eram medidas as umidades iniciais e finais dos corpos de prova.

Tensões utilizadas e tempo de duração para cada estágio de tensões

A análise do comportamento da compressibilidade do solo estudado foi baseada nos resultados dos ensaios edométricos convencionais duplos. O intervalo de tensões de 2,5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320 640 e 1.280 kPa foram utilizados no carregamento e de 640, 160, 40 e 10 kPa no descarregamento. As leituras de deformação foram realizadas à 9, 15 e 30 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos.

O critério para determinação do tempo de duração de cada estágio de tensão foi definido quando as deformações entre dois intervalos de tempo consecutivos, numa razão $(\Delta t/t)=1$, fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até o tempo anterior FERREIRA (1995). Sendo assim, os ensaios foram realizados com tempo de duração para cada estágio de tensão de 24 horas.

O potencial de expansão, avaliado através das amostras na umidade natural, foi determinado com a amostra de solo no edômetro, carregada sob uma tensão vertical de modo a simular o peso da terra. As amostras eram inundadas com água destilada pela parte inferior da célula de adensamento, após serem estabilizadas as deformações. Sendo assim, o potencial de expansão foi obtido em percentual uma vez estabilizado o processo de expansão.

5. CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo visa à apresentação e discussão acerca dos resultados obtidos nas atividades desenvolvidas em campo, como por exemplo, as sondagens SPT, e em laboratório, a caracterização das amostras de solos, durante a execução desta pesquisa. Por fim será apresentada uma síntese dos resultados obtidos.

5.1 Levantamento topográfico e ensaios de campo

5.1.1 Levantamento topográfico

A seguir é apresentado o levantamento topográfico, nele foram lançadas as coordenadas dos furos de sondagem e da extração das amostras indeformadas. A partir deste levantamento foi gerada uma seção transversal que será usada na análise de estabilidade de talude.

5.1.2 Sondagem à percussão

A Figura 5.3, mostra o perfil de sondagem obtido no estudo atual, com a classificação de suas camadas e valores de SPT. Todos os perfis foram desenhados baseando-se no estudo topográfico realizado na região durante a execução desta pesquisa.

Nas Figuras 5.4 e 5.5 são apresentados os perfis de sondagem dos furos SP-01 e SP-02 realizados no meio e no topo da encosta.

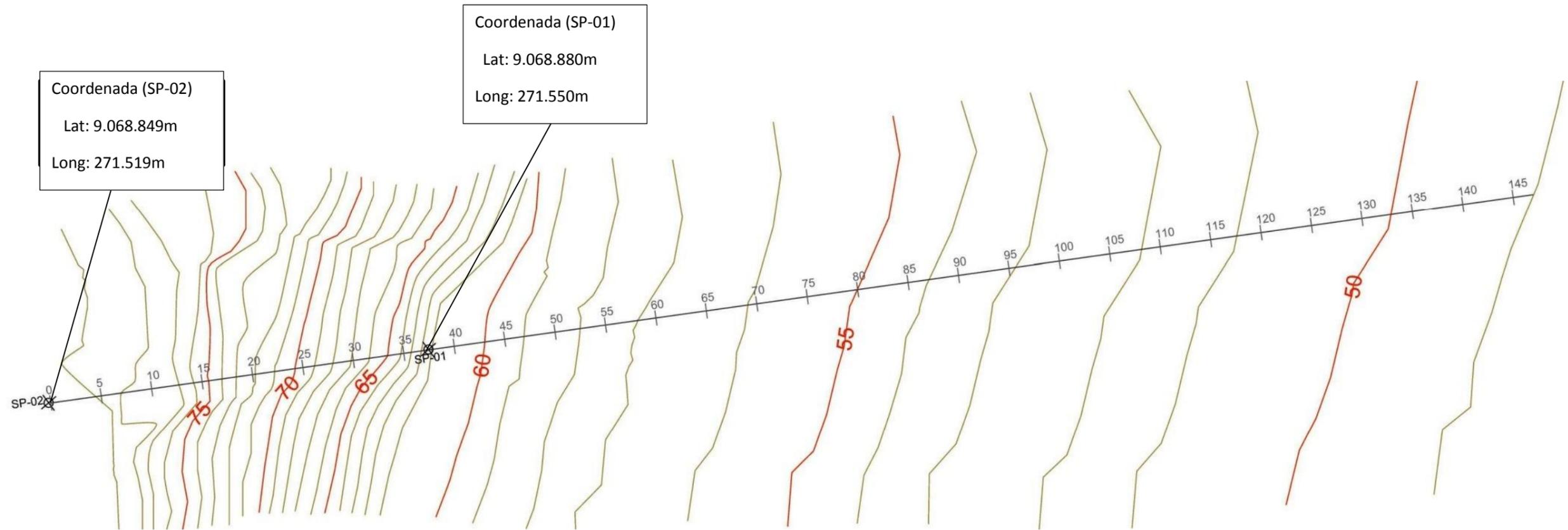


Figura 5.1: Levantamento topográfico da região estudada na escala 1:2.000.

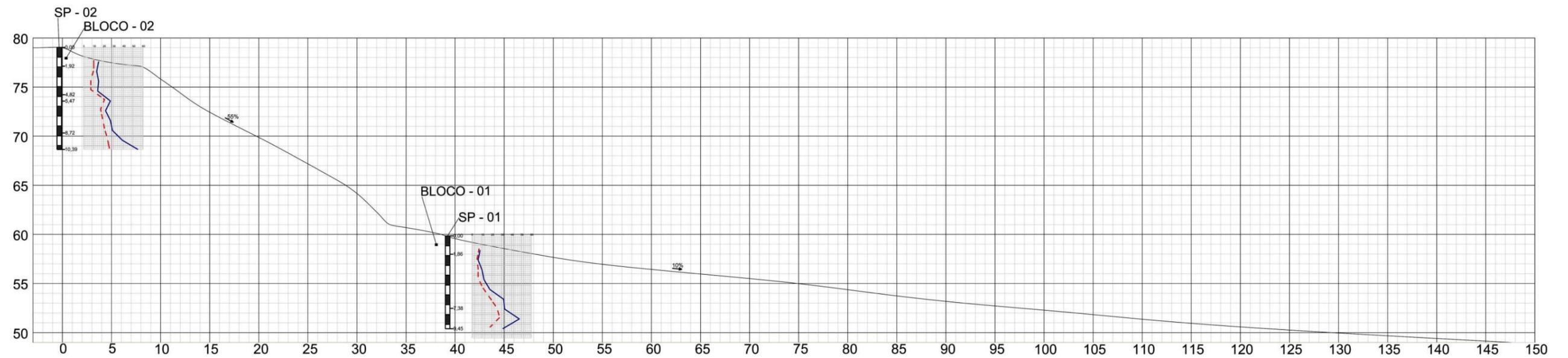
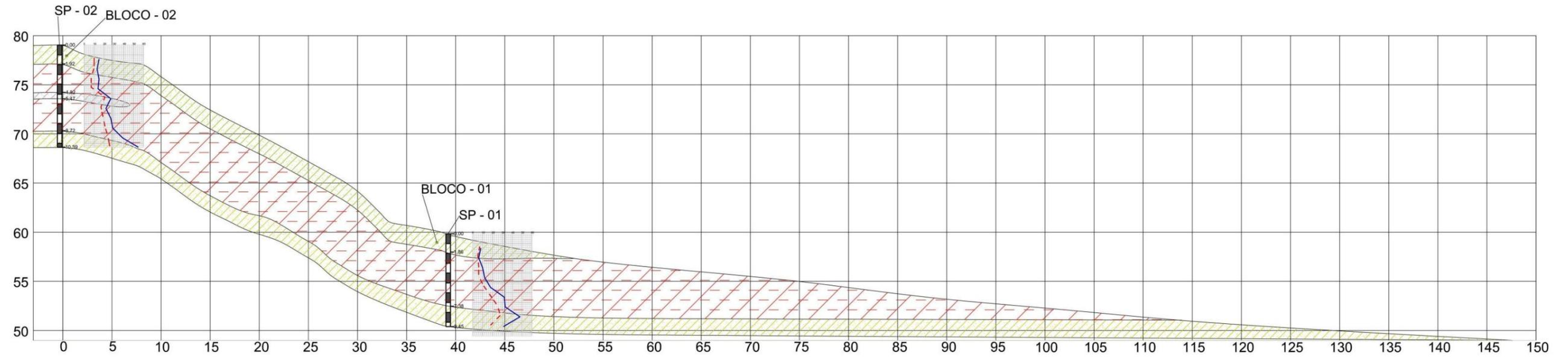


Figura 5.2: Seção Transversal da encosta do Bairro da Bela Vista.



LEGENDA:

-  Silte argilo-arenoso, amarelo escuro
-  Silte argilo-arenoso, vermelho claro com mica
-  Silte argilo-arenoso, cinza claro
-  Silte argilo-arenoso, variado amarelo escuro com presença de rocha decomposta

Figura 5.3: Seção Transversal com o perfil do solo.

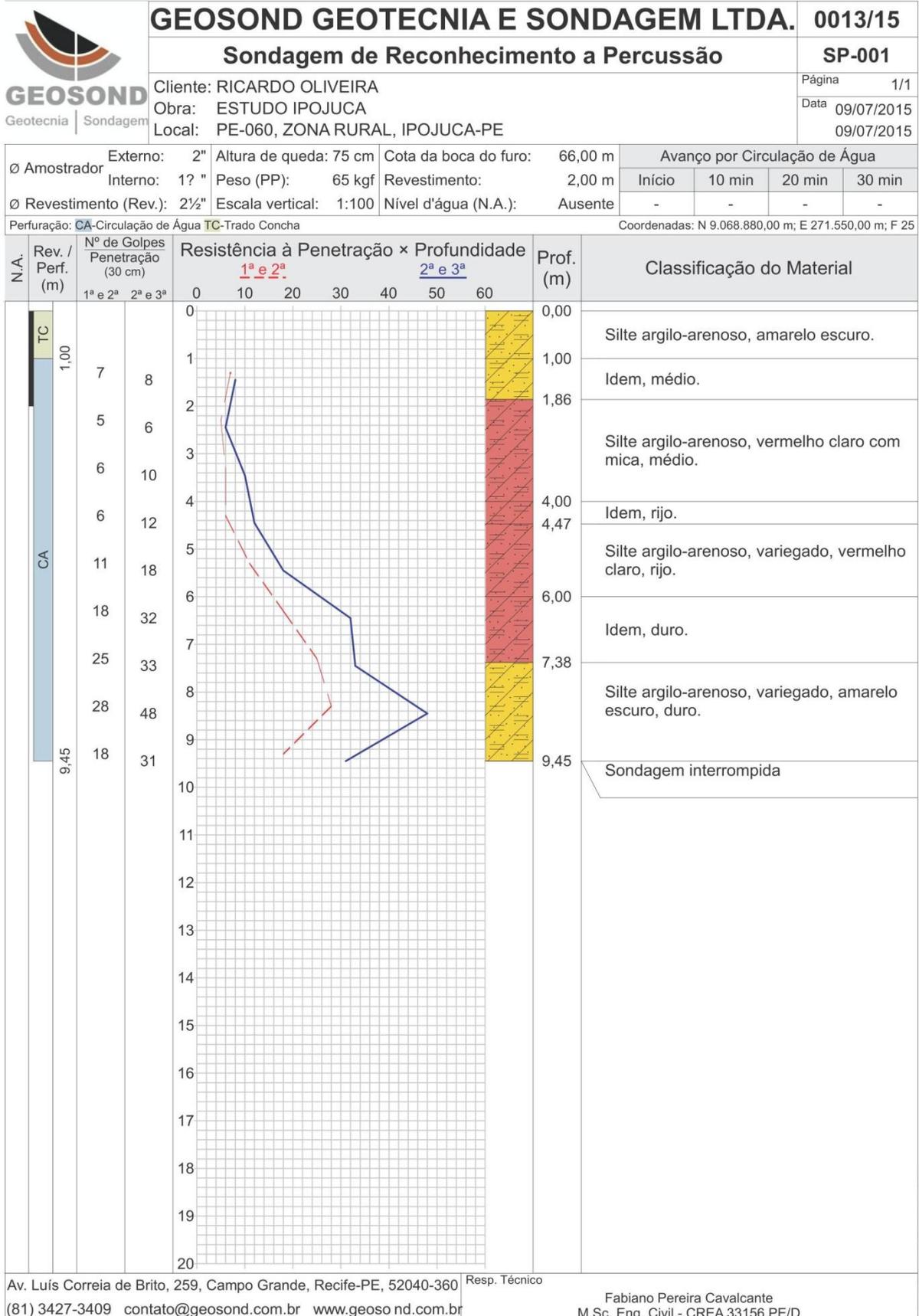
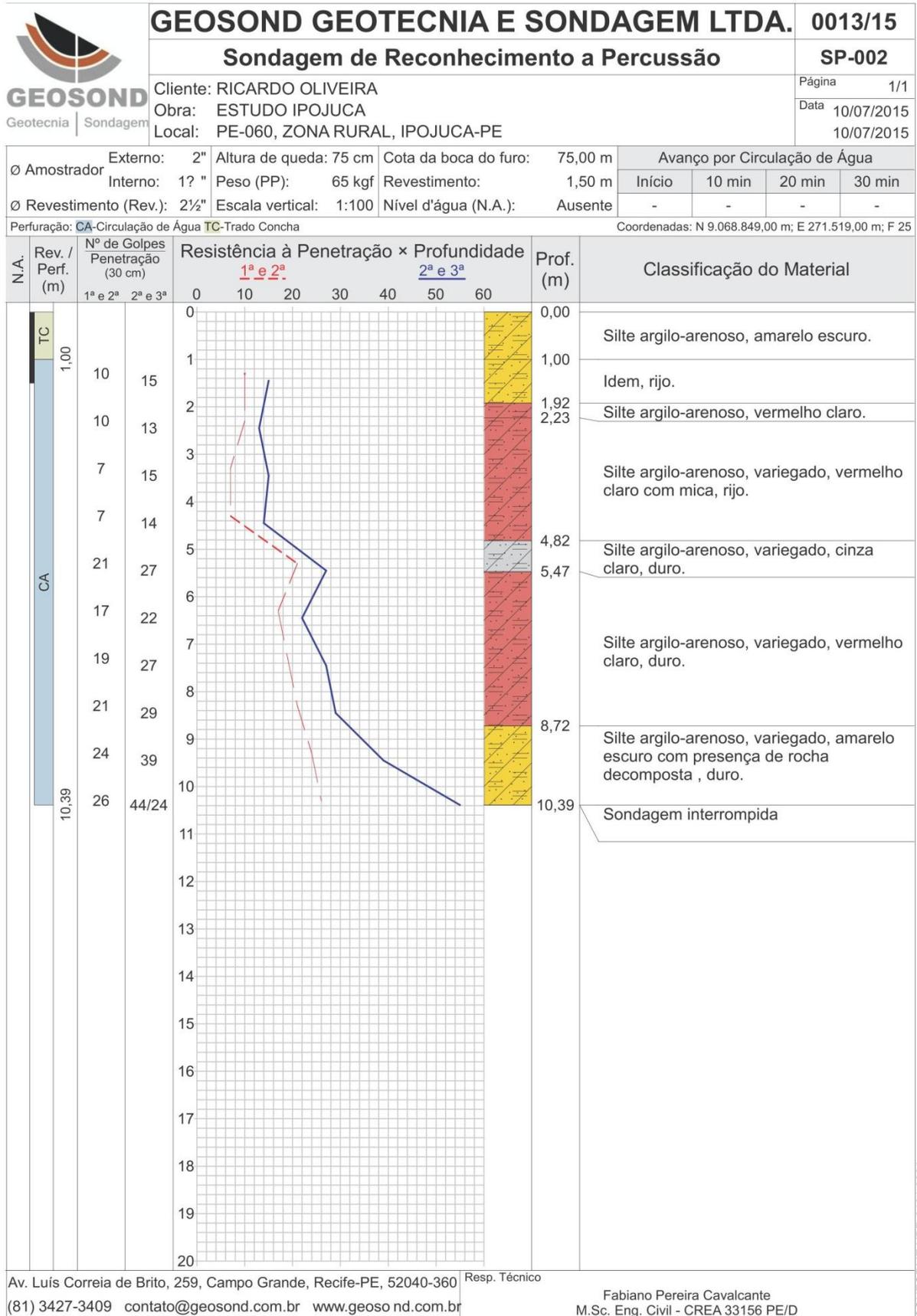


Figura 5.4: Sondagem SP -01 realizada no meio da encosta.

Av. Luís Correia de Brito, 259, Campo Grande, Recife-PE, 52040-360
 (81) 3427-3409 contato@geosond.com.br www.geosond.com.br

Resp. Técnico
 Fabiano Pereira Cavalcante
 M.Sc. Eng. Civil - CREA 33156 PE/D



CONFORME NBR 6484:2001

Figura 5.5: Sondagem SP -02 realizada no meio da encosta.

Analisando a resistência a penetração dinâmica, é visto que:

SP 01 – Inicialmente a resistência chegou ao valor do $N_{SPT} = 8$, na camada seguinte essa resistência cai para o $N_{SPT} = 6$. A seguir a resistência se mostra crescente com a profundidade até chegar ao valor de $N_{SPT} = 48$ e teve uma queda na última camada para o $N_{SPT} = 31$ na profundidade final da sondagem com a profundidade de 9,45 m.

SP 02 – Inicialmente a resistência alta que chegou ao valor do $N_{SPT} = 15$, na camada seguinte essa resistência cai para o $N_{SPT} = 13$. Há uma camada de um solo cinza de resistência alta, $N_{SPT} = 27$, abaixo dele a resistência volta a cair para $N_{SPT}=22$. A seguir a resistência se mostra crescente com a profundidade até chegar ao valor de $N_{SPT} > 40$ na profundidade final da sondagem com a profundidade de 10,39 m.

Nos dois furos observa-se que de um modo geral a resistência cresce com a profundidade para o solo na mesma camada e a classificação visual foi semelhante para todas as amostras, que foi de um silte-argilo-arenoso, variando apenas a coloração.

5.2 Ensaio de laboratório

5.2.1 Ensaio de caracterização

A seguir são apresentadas nas Figuras 5.7 e 5.8 as granulometria das amostras 01 e 02 com e sem defloculante.

Para obter uma avaliação da granulometria do solo no estado natural, nas condições in situ, foi realizada a análise granulométrica com e sem o uso de defloculante. Os resultados obtidos, apresentados nas Figuras 5.6 e 5.7, demonstram que sem o uso de defloculante, os percentuais de argila são nulos.

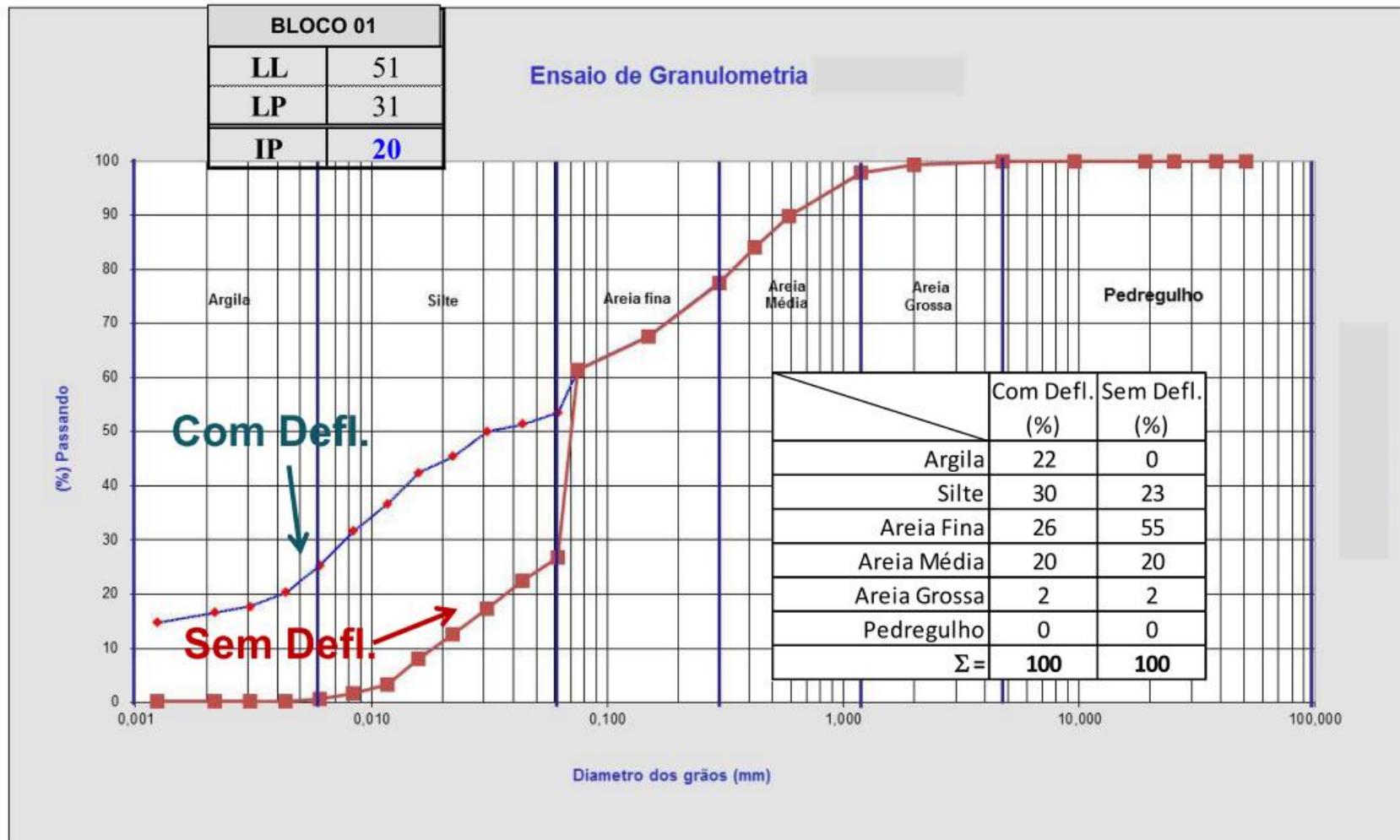


Figura 5.6: Ensaio de Granulometria do Bloco 01.

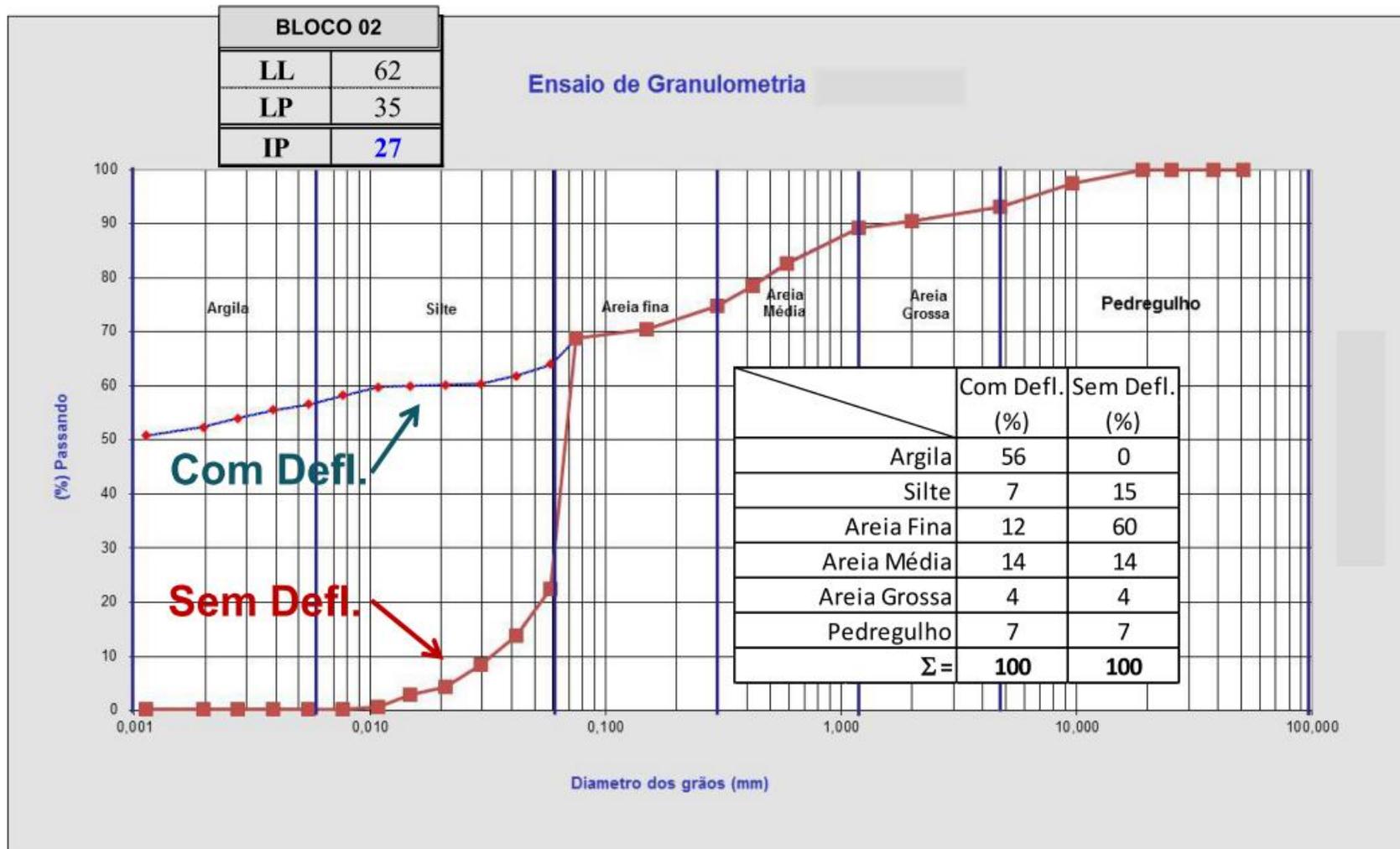


Figura 5.7: Ensaio de Granulometria do Bloco 02.

Para a amostra 01, retirada no meio da encosta, quando usamos o defloculante o percentual de silte determinado é de 30%, a fração de argila aparece representando 22 % e a areia representa 48% do total da amostra, não há presença de pedregulhos. Sem o uso do defloculante, o percentual de argila novamente é nulo, a areia representa 77% da amostra, o percentual de silte é menor, entorno de 23%.

Para a amostra 02, retirada no topo da encosta, quando usamos o defloculante o percentual de silte determinado é menor, ficando entorno de 7%, a fração de argila aparece representando 56 %, a areia representa 30% e o pedregulho apresenta 7% do total da amostra. Sem o uso do defloculante, o percentual de argila é nulo, a areia representa 78% da amostra, o percentual de silte é de 12% e o pedregulho permanece com 7% do total da amostra.

Da análise desses dados, pode-se concluir que, o solo apresenta um comportamento de materiais de estrutura porosa, com grãos maiores, devido ao fato das partículas finas estarem aglutinadas nas partículas grossas, o que pode influir nas características mecânicas e hidráulicas, já que temos solos argilosos, apresentando características típicas de solo arenoso. A Tabela 5.1 mostra um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física com o uso de defloculante e sem o uso de defloculante respectivamente.

Quando a análise da granulometria, leva em consideração os resultados com o uso do defloculante, observam-se que a fração fina está presente em todas as amostras, com mais de 50% de material passando na peneira de número # 200 (0,075mm), como mostra a Tabela 5.1. Na Tabela 5.1 também estão sendo apresentados os cálculos das atividades da argila e a partir de seu valor podemos identificando em que condição de atividade estes materiais se encontram (ver Tabela 5.2). Neste caso a amostra 02 apresenta pouca atividade já o material da amostra 01 apresenta-se na condição normal porém muito próxima do limite para a condição de muito ativa.

Tabela 5.1: Resumo dos ensaios de caracterização.

Resumo dos Ensaios de caracterização das Amostras														
Am.	Defloc.	Composição Granulométrica							% pass. #200	Limites de Atterberg			$I_a =$ (IP/%2 μ m)	Condições
		Pedreg.	Areia			Silte	Argila	2 μ m		LL	LP	IP		
			Grossa	Média	Fina									
02 Topo	Sim	7	4	14	12	7	56	52	69	62	35	27	0,52	Pouco Ativa
	Não	7	4	14	60	15	0	0						
01 Meia	Sim	0	2	20	26	30	22	16	61	51	31	20	1,24	Normal
	Não	0	2	20	55	23	0	0						

Tabela 5.2: Classificação das argilas em função da atividade (VARGAS, 1978).

TIPO DE ARGILA	ATIVIDADE IP/(%# 0,0002 mm)
Inativa	<0,75
Normais	0,75 A 1,25
Ativa	>1,25

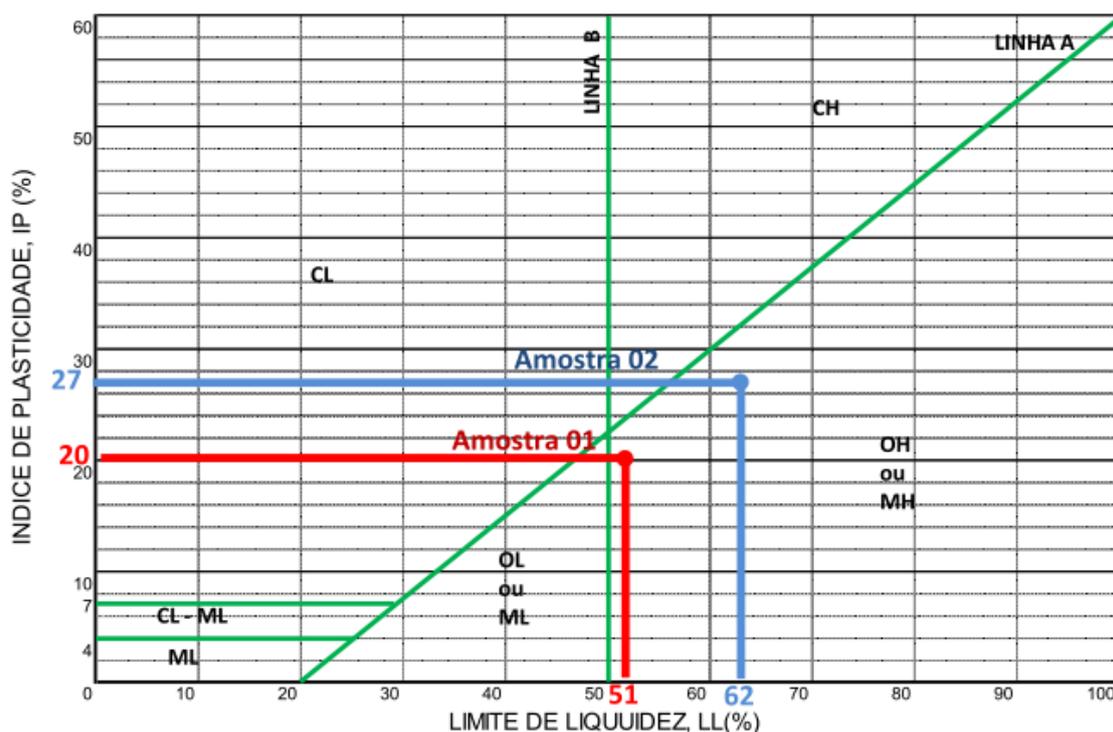


Figura 5.8: Carta de plasticidade para classificação do solo.

Na Figura 5.8 foi usada a carta de plasticidade para classificação do solo coletados, as amostras 01 e 02 foram classificadas como sendo o mesmo tipo de solo, Silte de alta compressibilidade ou argila orgânica de alta

compressibilidade, porém devido às características identificadas na coleta da amostra o solo foi descartada a hipótese de a mesma ser orgânica por isso o solo é classificado como sendo um silte de alta compressibilidade.

A Classificação Unificada (USCS) é mais bem aplicada a solos sedimentares localizados em regiões de clima temperado, onde há boas correlações entre as propriedades índices (limites de Atterberg) destes solos e os critérios de identificação adotados. Deste modo, para a classificação final, será utilizada a adaptação efetuada por VARGAS (1988 e 1992) na Classificação Unificada (USCS) para os solos tropicais, que utiliza o índice de atividade de Skempton para identificar a mineralogia da fração silte e argila como de natureza caulínica. A Figura 5.9 e a Tabela 5.3, apresentam respectivamente, a Carta de Plasticidade e a classificação proposta por Vargas (1988,1992).

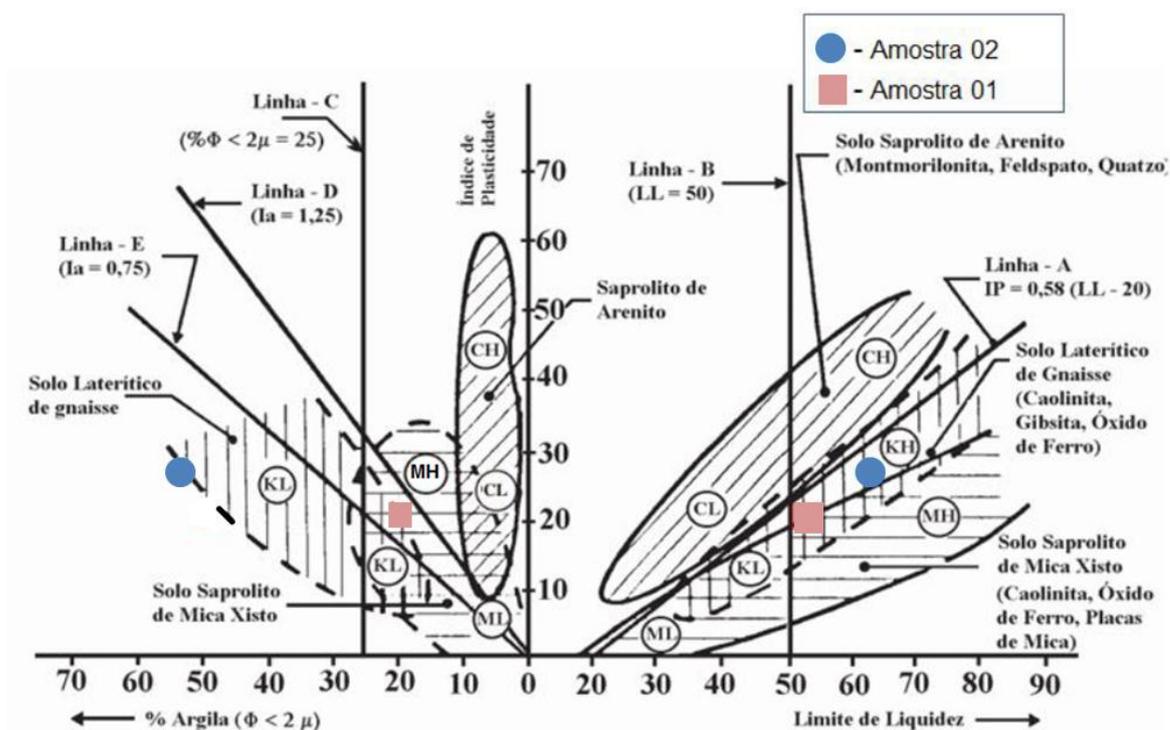


Figura 5.9: Carta de plasticidade associada à carta de atividade (VARGAS, 1988 e 1992).

Tabela 5.3: Proposta de classificação incluindo solos tropicais (VARGAS, 1988 e 1992).

Solos de granulometria fina, contendo pouco ou nenhum material de granulação grossa	Maior Divisão	Grupo do Solo	Sub-Grupos Propostos	Símbolos Grupos	
	Baixa Compressibilidade LL < 50	Silte e Areias muito Finas	Areias e Fragmentos de rochas		ML
		Areias Finas Argilosas	Solos Micáceos		MLm
		Areias Argilosas	Solos Não Cauliníticos		CL
		Areias de Baixa Plasticidade	Tipo Caulinítico		KL
		Argilas Arenosas			KLf
		Argilas Siltosas			OL
		Solos Siltosos Ferrosos	Diatomáceas. Solos Elásticos		MH
		Solos Siltosos Orgânicos	Solos Micáceos		MHm
	Alta Compressibilidade LL > 50	Argilas de Alta Plasticidade, Argilas Arenosas ou Siltosas	Tipo Não Caulinítico		CH
		Tipo Caulinítico		KH	
Solos Argilosos Ferrosos				KHf	
Solos Argilosos Orgânicos				OH	

A partir da Figura 5.9 e Tabela 5.3 as amostras foram classificadas da seguinte forma:

- Amostra 01 com defloculante foi classificado como solo tipo ML (ver Tabela 5.3) que é um Silte ou areia muito fina cujo subgrupo é de areia ou fragmento de rocha de baixa compressibilidade;
- Amostra 01 sem defloculante foi classificada como solo tipo KL (ver Tabela 5.3), areia de baixa plasticidade cujo subgrupo é do tipo caulínítico de baixa compressibilidade;
- Amostra 02 com defloculante foi classificado como solo tipo KL (ver Tabela 5.3) que é uma areia de baixa plasticidade cujo subgrupo é do tipo caulínítico de alta compressibilidade;
- Amostra 02 sem defloculante foi classificada como solo tipo KH (ver Tabela 5.3) que é uma Argila Arenosa ou siltosa cujo subgrupo é do tipo caulínítico de alta compressibilidade;

5.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

A partir dos corpos de prova retirado das amostras indeformadas do bloco 01 (Meia Encosta), e o bloco 02 (Topo da Encosta) locados de acordo com a Figura 4.16 (apresentada no capítulo IV), foram realizados os ensaios de Cisalhamento Direto para obtenção dos parâmetros de Resistência do Solo.

As amostras foram estudadas em laboratório, foi simulando duas condições distintas, uma na condição natural e a outra na condição inundada. A Tabela 5.4, mostra os resultados dos corpos de prova nestas duas condições.

Tabela 5.4: Condições iniciais dos corpos de prova - Ensaios de Cisalhamento Direto

Amostra		σ_n (Kpa)	W_0 (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	γ_{sec} (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)
Bloco 02	Cond. Natural	25	21,08	1,641	1,352	0,922	59,4
		50	21,12	1,660	1,368	0,900	61,0
		100	21,57	1,658	1,367	0,902	62,1
		200	21,63	1,660	1,368	0,900	62,5
	Cond. Inundado	25	30,71	1,667	1,283	1,026	77,8
		50	31,59	1,667	1,283	1,026	80,0
		100	29,48	1,672	1,287	1,020	74,0
		200	27,85	1,677	1,291	1,014	71,4
Bloco 01	Cond. Natural	25	16,87	1,601	1,323	0,965	45,5
		50	14,23	1,645	1,360	0,911	40,6
		100	36,17	1,630	1,348	0,929	99,6
		200	16,57	1,601	1,324	0,964	44,7
	Cond. Inundado	25	52,71	1,594	1,153	1,256	100,0
		50	34,63	1,643	1,188	1,189	75,8
		100	33,84	1,614	1,167	1,228	70,5
		200	32,06	1,604	1,160	1,242	67,1

Os ensaios de Cisalhamento Direto, foram realizados, utilizando as tensões de 25, 50, 100 e 200 kPa, seguindo a metodologia apresentada no capítulo anterior para obtenção dos parâmetros de resistência, que ajudaram a compreender o comportamento do solo e foram usados no capítulo 6 nas simulações feitas com o programa SLOPE/W, para estudo da estabilidade do talude. De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.8, pode-se ver que a umidade das amostras variou entre 21,08 a 31,59% na amostra 02 e

14,23 a 52,71% para a amostra 01, apresentando-se maior a umidade natural na amostra 02 (Topo da Encosta) e na condição inundada fica maior na amostra 01 (Meio da Encosta). O peso específico natural variou entre 1,594 g/cm³ a 1,677 g/cm³ para as duas amostras, apresentando valores maiores na amostra 01 (Meio da Encosta).

Na Tabela 5.5 encontram-se os resultados dos parâmetros de resistência do solo coesão (C) e ângulo de atritos (ϕ), obtidos pelo critério de Coulomb através das envoltórias de resistência. Mostra-se também a umidade e o grau de saturação inicial.

Tabela 5.5: Resumo do ensaio de cisalhamento direto

Amostra		W(%)	γ (g/cm ³)	C(Kpa)	Φ (°)
Bloco 02	Cond. Natural	21,35	1,365	27,4	36,3
	Cond. Inundado	29,90	1,671	7,3	31,4
Bloco 01	Cond. Natural	20,96	1,339	28,3	34,3
	Cond. Inundado	38,31	1,614	6,9	32

As Figuras 5.10 a 5.21 e as Tabelas 5.6 a 5.9 mostram as curvas de Tensões Cisalhantes x Deslocamentos Horizontais, deformação de cisalhamento específico x variação de volume e as Envoltórias de Resistência dos solos, para corpos de prova nas condições de ensaio natural e inundado, obtidas dos ensaios de Cisalhamento Direto para o topo da encosta e a meia encosta.

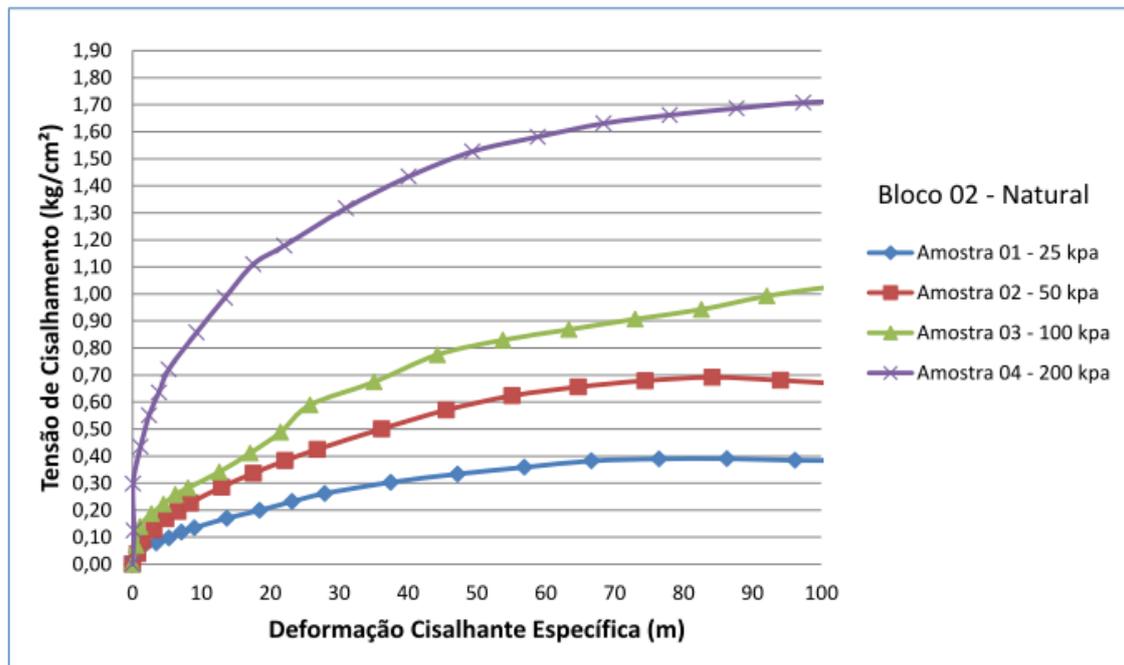


Figura 5.10: Envoltória de Resistência da amostra 02 na Condição Natural (Topo da Encosta).

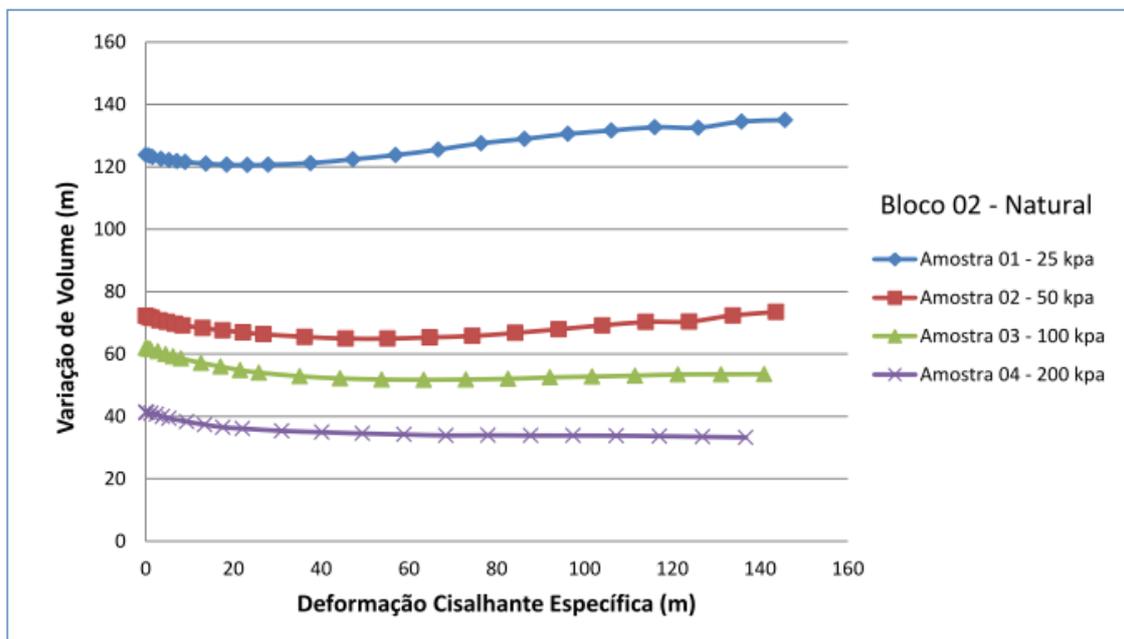


Figura 5.11: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).

Tabela 5.6: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).

Tensão normal σ (kPa)	Tensão cisalhante Máxima τ_{MAX} (kPa)
25	39,02
50	69,13
100	104,94
200	171,74

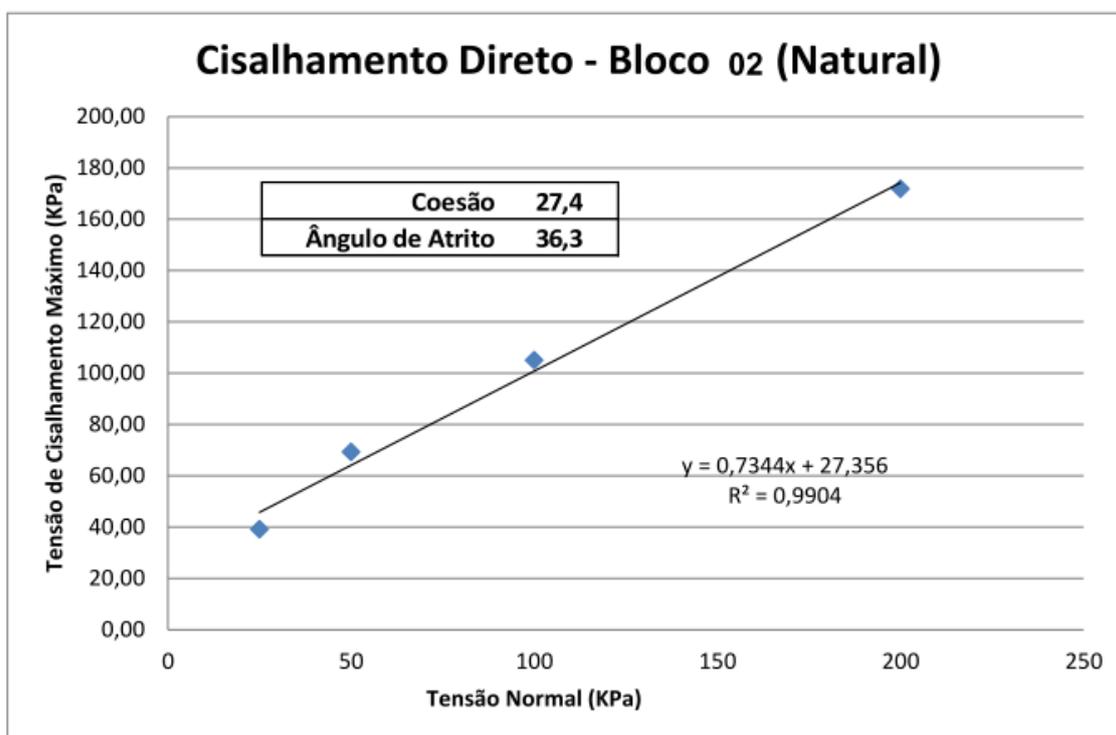


Figura 5.12: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições naturais (Topo da Encosta).

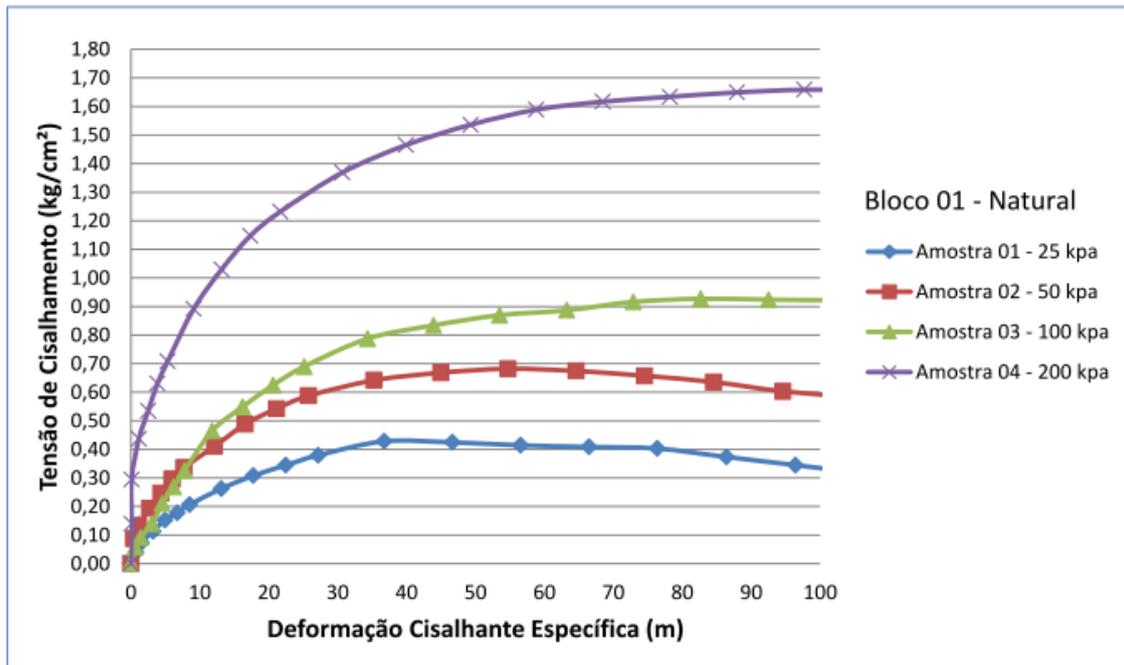


Figura 5.13: Envoltória de Resistência da amostra 01 na Condição Natural (Meio da Encosta).

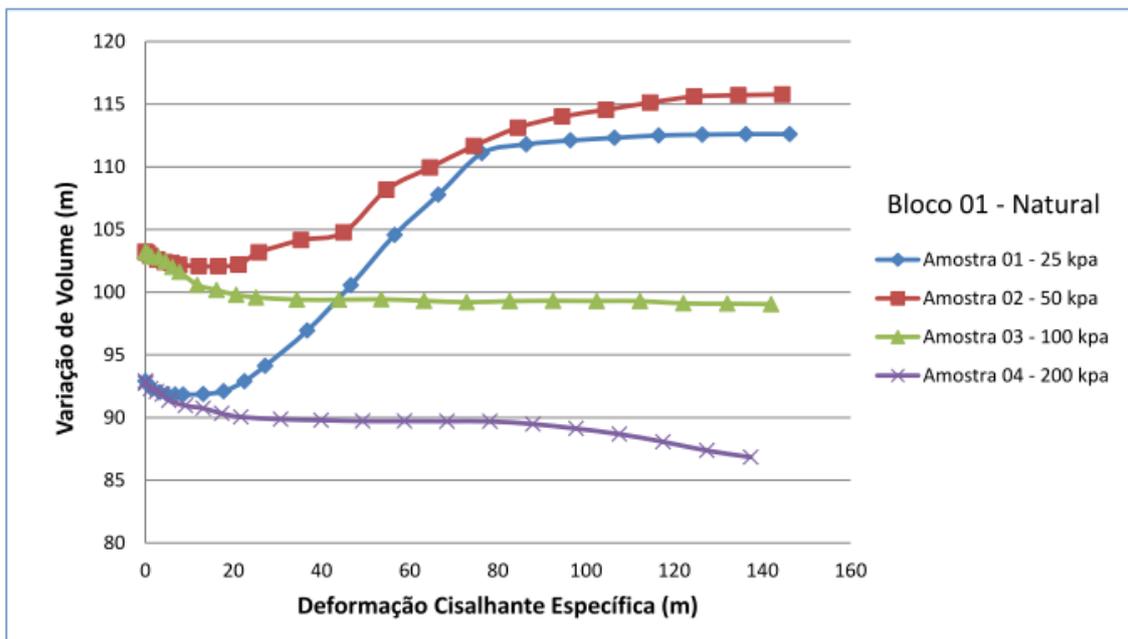


Figura 5.14: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).

Tabela 5.7: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).

Tensão normal σ (kPa)	Tensão cisalhante Máxima τ_{MAX} (kPa)
25	42,80
50	68,20
100	92,69
200	165,85

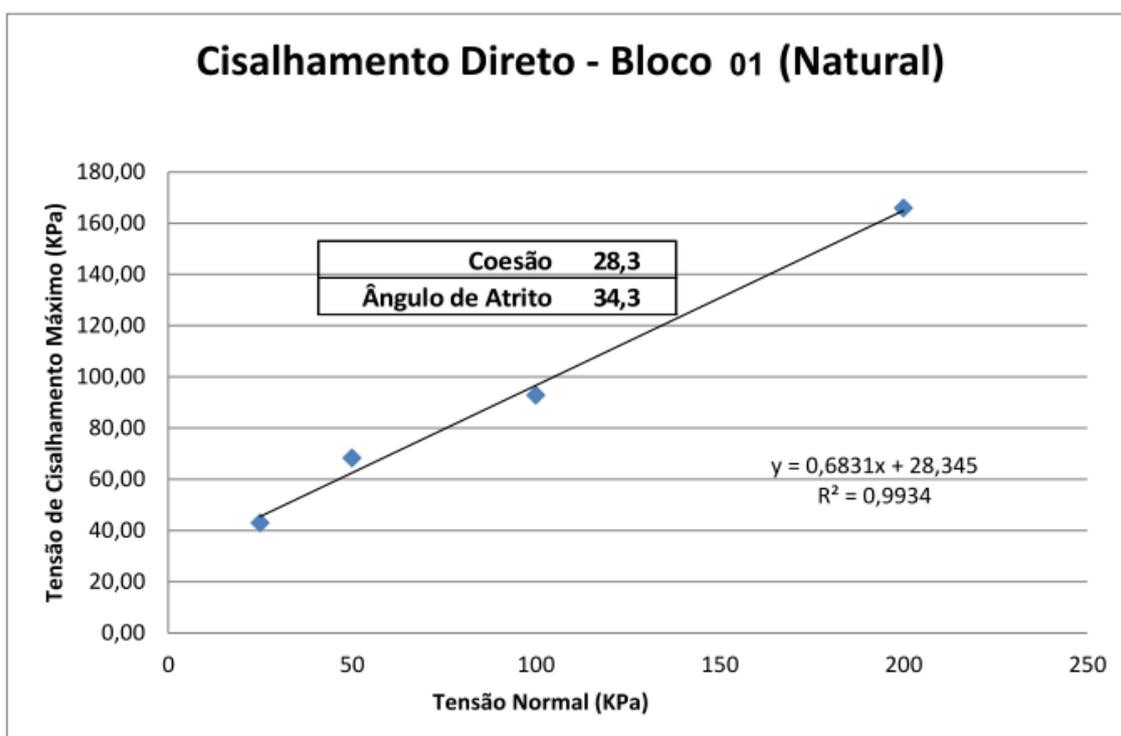


Figura 5.15: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições naturais (Meio da Encosta).

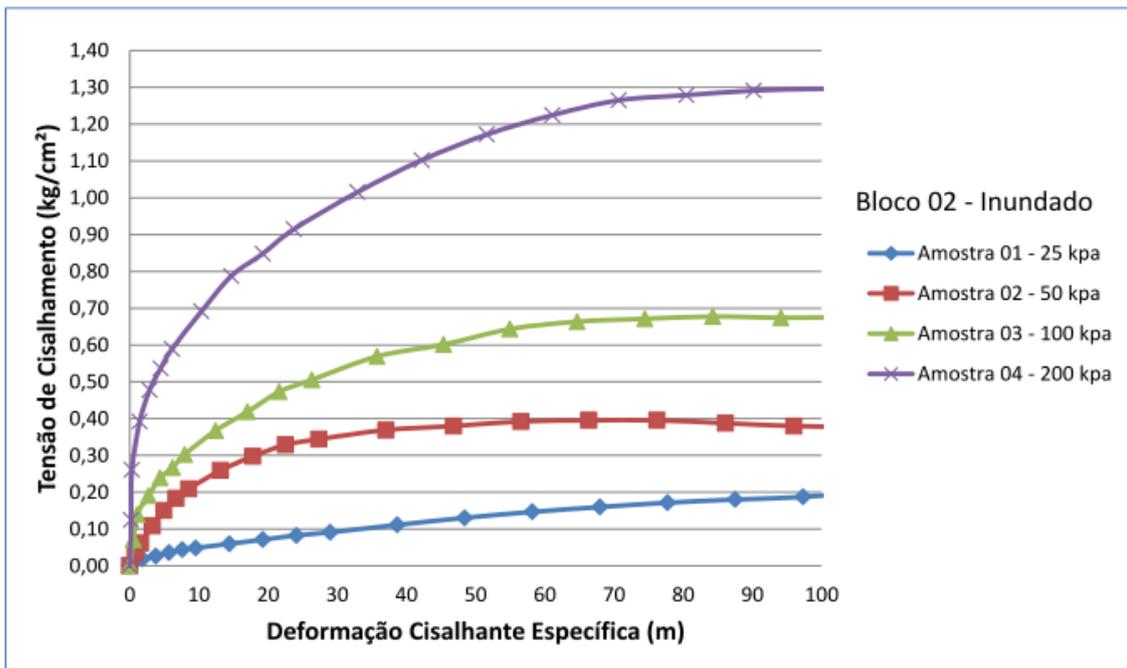


Figura 5.16: Envoltória de Resistência da amostra 02 na Condição Inundada (Topo da Encosta).

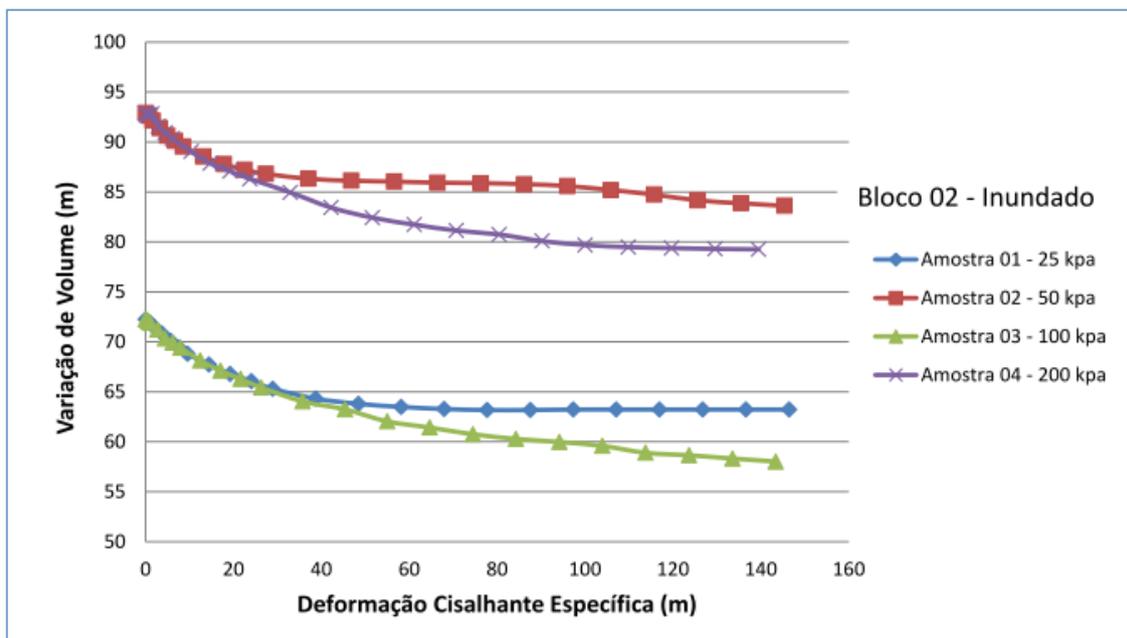


Figura 5.17: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 02 nas condições Inundada (Topo da Encosta).

Tabela 5.8: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 02 nas condições inundadas (Topo da Encosta).

Tensão normal σ (kPa)	Tensão cisalhante Máxima τ_{MAX} (kPa)
25	21,61
50	39,53
100	67,74
200	129,58

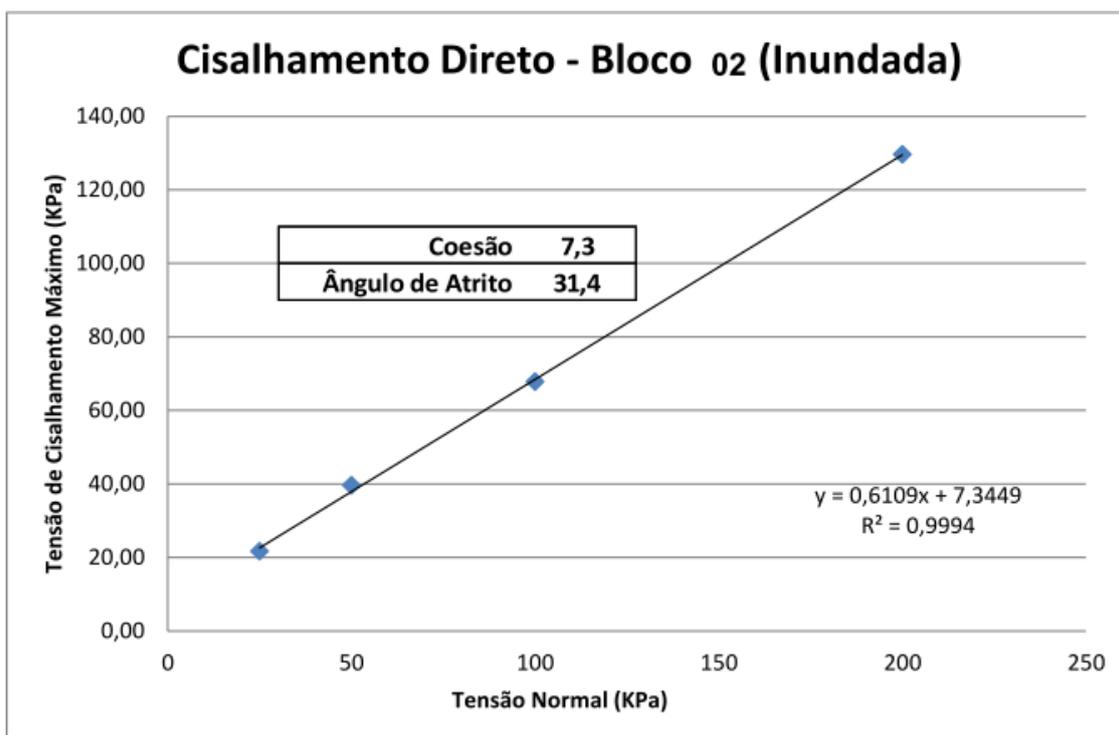


Figura 5.18: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Inundadas (Topo da Encosta).

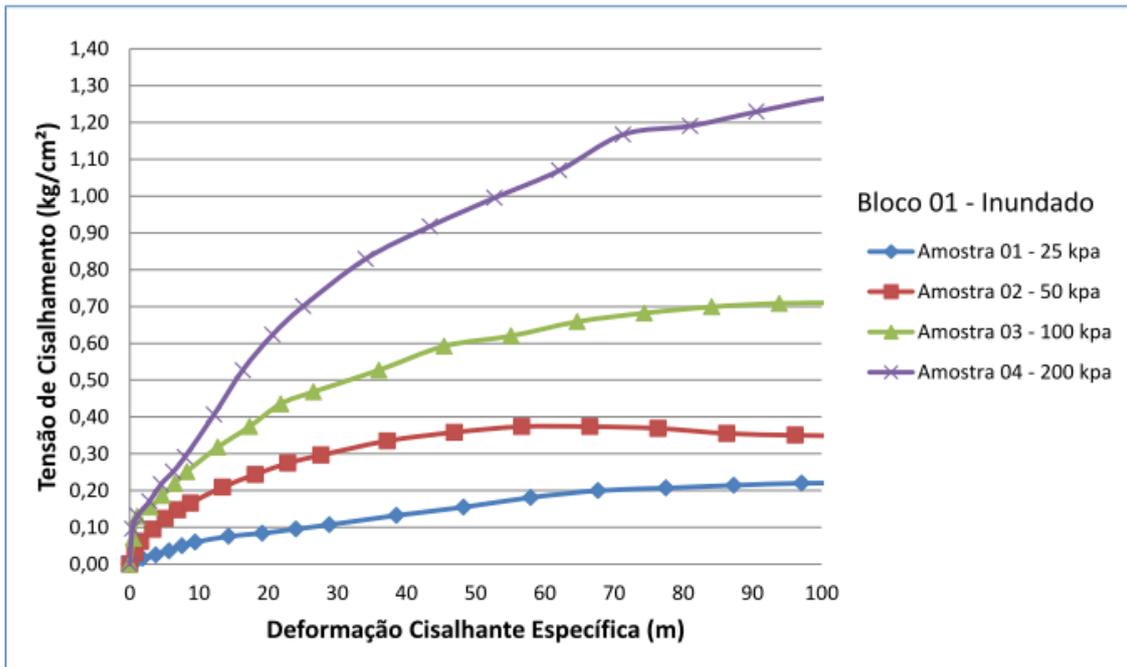


Figura 5.19: Envoltória de Resistência da amostra 01 na Condição Inundada (Meio da Encosta).

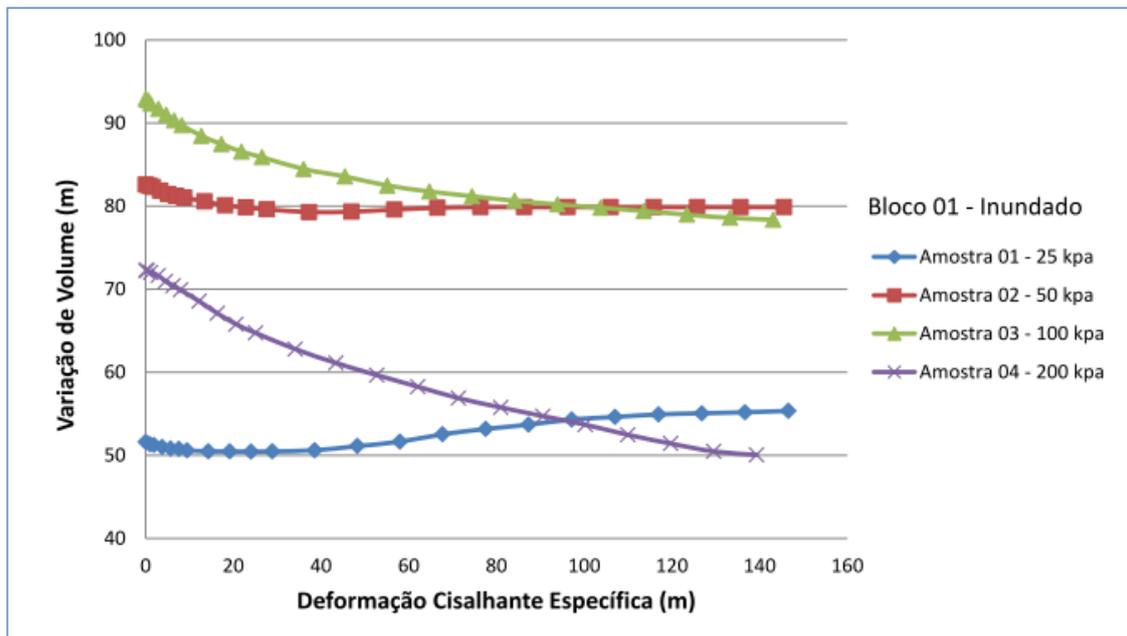


Figura 5.20: Deformação cisalhante x Variação de Volume da amostra 01 nas condições Inundada (Meio da Encosta).

Tabela 5.9: Determinação das tensões de cisalhamento máximo obtido no ensaio da amostra 01 nas condições inundadas (Meio da Encosta).

Tensão normal σ (kPa)	Tensão cisalhante Máxima τ_{MAX} (kPa)
25	21,98
50	37,36
100	71,46
200	130,98

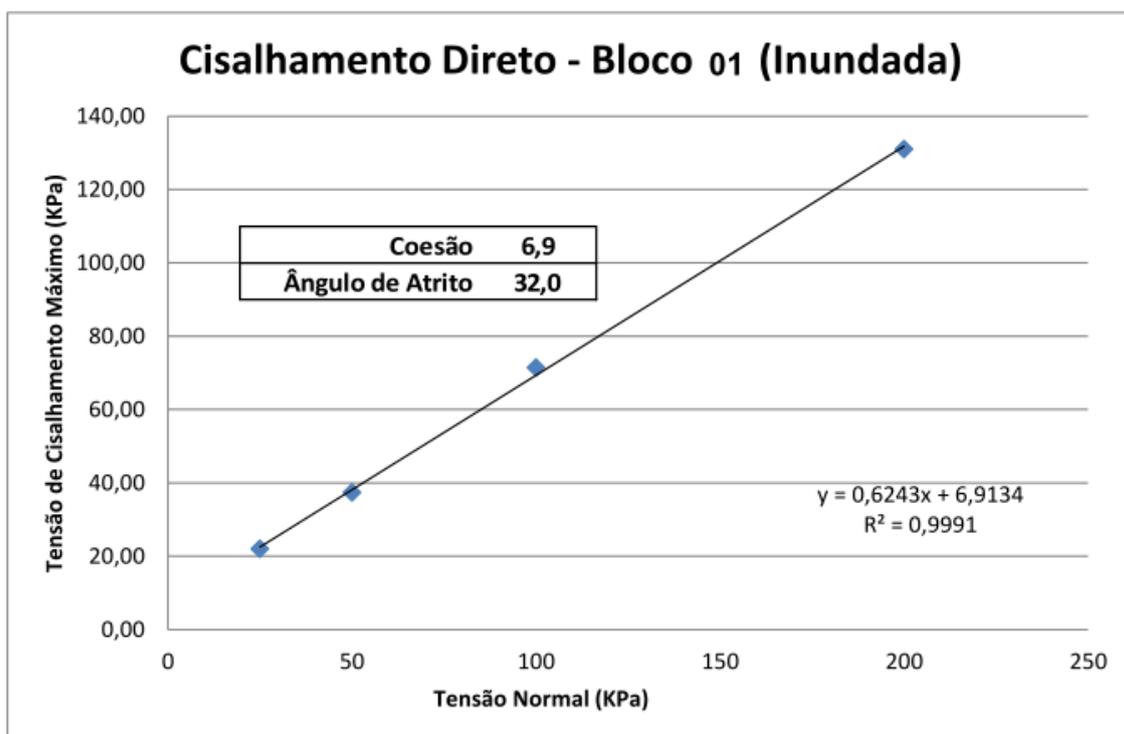


Figura 5.21: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Inundadas (Meio da Encosta).

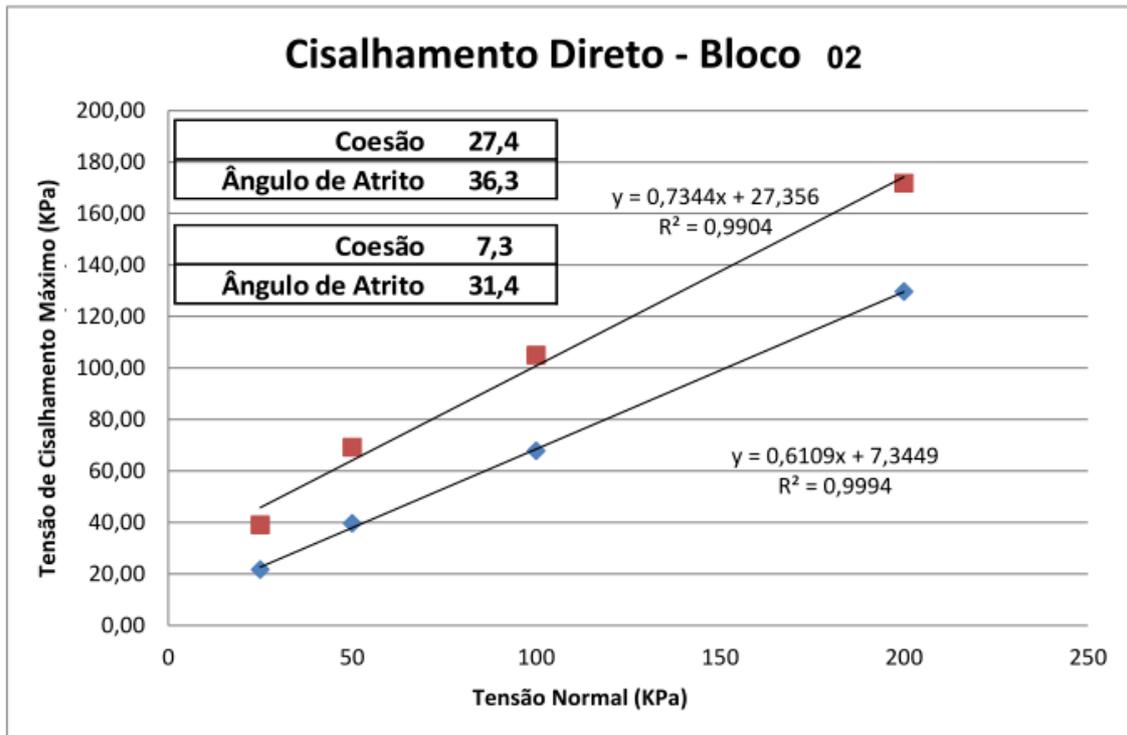


Figura 5.22: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Naturais e Inundadas (Topo da Encosta).

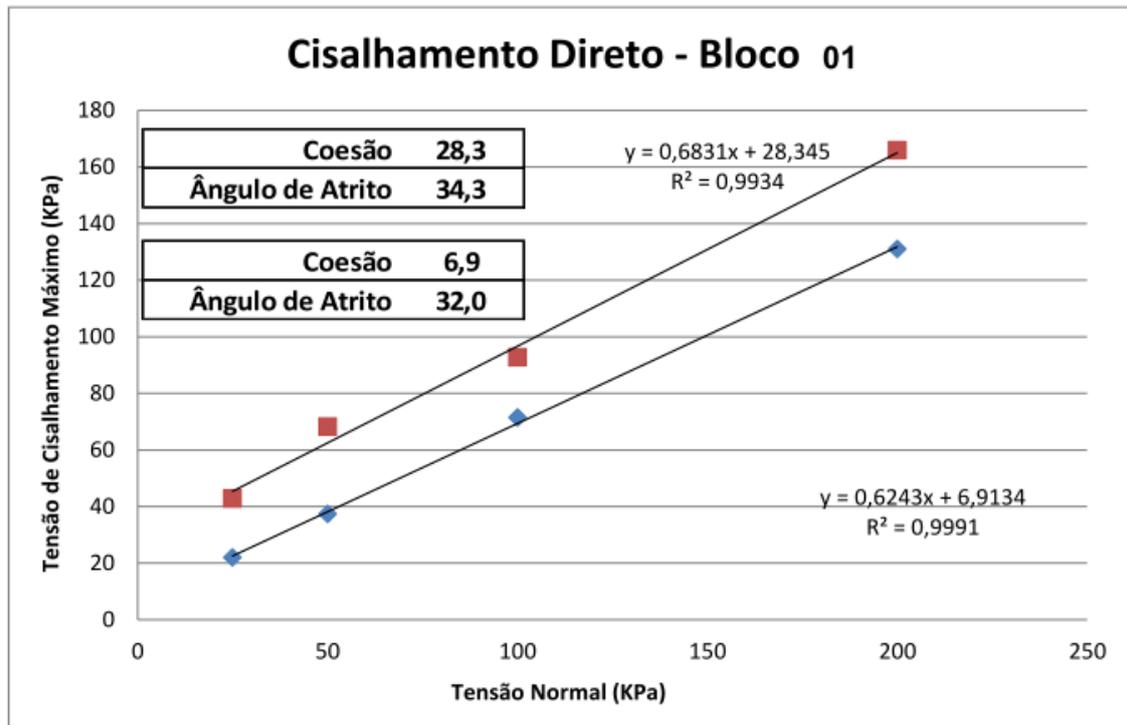


Figura 5.23: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Naturais e Inundadas (Meio da Encosta).

Observando os gráficos Tensão x Deformação (ver Figuras 5.22 e 5.23), verifica-se que nenhuma das amostras estudadas nas condições naturais e inundadas, apresentaram picos definidos para as tensões de 25 a 200 kPa, comportamento característico de materiais que possuem rupturas plásticas ou elasto-plástico, que é o caso mais comum, onde o solo se comporta de forma elástica até um certo valor de tensão a partir do qual toda deformação plástica permanece. Nesse caso as tensões cisalhantes crescem ao longo dos deslocamentos, tendendo a atingir valores constantes após certos níveis de deslocamentos, sugerindo que as rupturas ocorrerão de maneira mais lenta num possível movimento de massa. De uma maneira geral, as tensões cisalhantes, crescem com o deslocamento horizontal.

Com relação às envoltórias de resistência, é observado que à medida que as amostras foram inundadas apresentam grandes perdas da coesão, no caso da amostra do bloco 02 a coesão caiu de 27,4 Kpa para 7,3 Kpa e a amostra do bloco 01 a coesão caiu de 28,3 Kpa para 6,9 Kpa. Também houve uma discreta variação do ângulo de atrito, no caso do bloco 02 o valor natural era de 36,7° e quando inundado caiu para 31,4° já a amostra do bloco 01 o valor na condição natural era de 34,3° e caiu para 32°. Os valores são bem próximos para as duas condições de realização dos ensaios, aproximando-se da condição conceitual ideal, onde os ângulos de atrito das amostras devem apresentar valores similares no ensaio nas condições naturais e nas condições inundadas.

As perdas de coesão das amostras quando comparados os resultados dos ensaios nas condições natural e inundada, foram bastante significativas, principalmente para as duas amostras, passando de 27,5 kPa para 7,3 kPa na amostra 02 e passando de 28,3 kPa para 6,9 kPa para a amostra 01, como mostra a Tabela 5.5, essas informações podem ser explicadas pois a argila diminui sua coesão quando a amostra está úmida devido a diminuição da distância das ligações entre argilas.

A seguir são apresentados os gráficos com os ajustes das envoltórias de cisalhamento na condição natural partindo dos resultados obtidos com os ensaios na condição inundada.

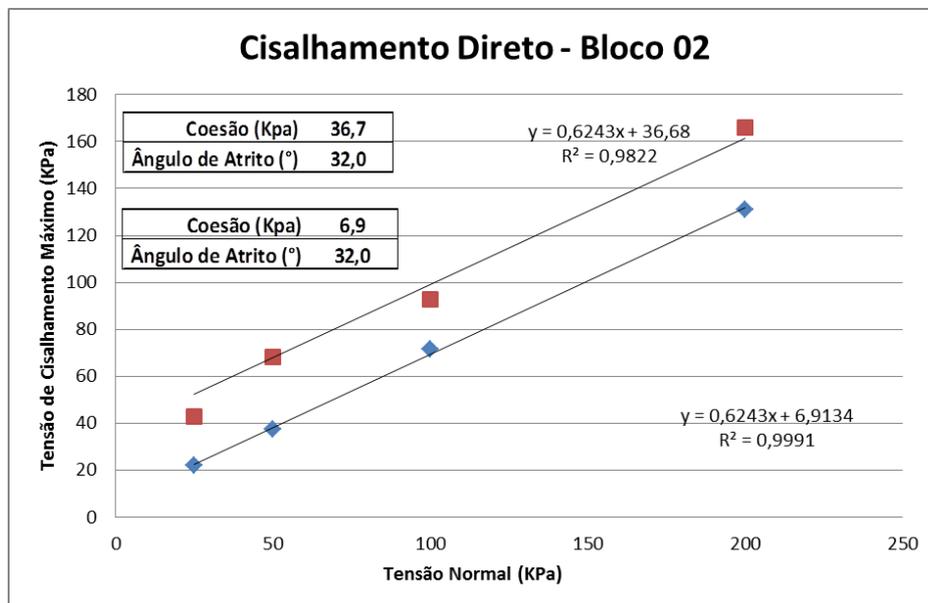


Figura 5.24: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 02 nas condições Naturais (ajustadas) e Inundadas (Topo da Encosta).

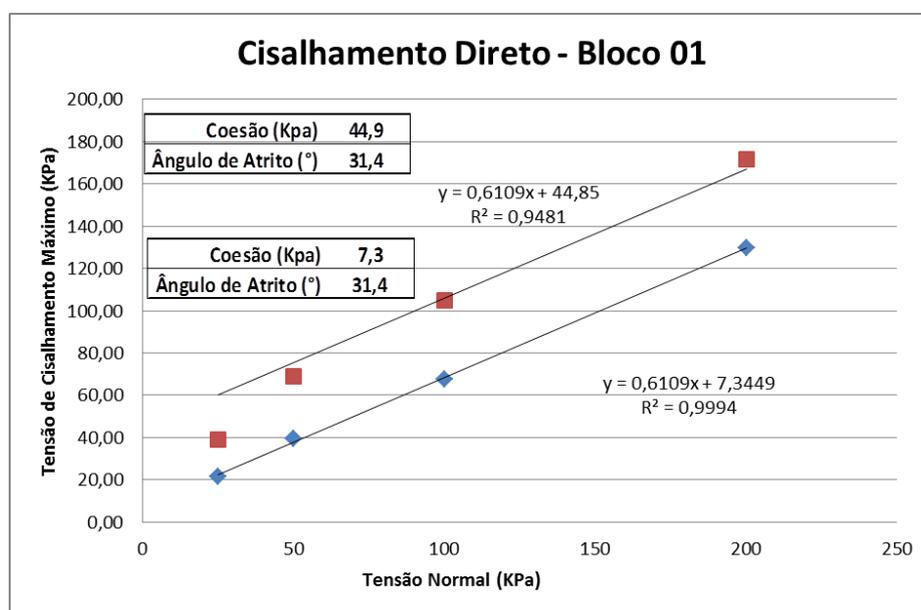


Figura 5.25: Tensão cisalhante máxima x tensão normal da amostra 01 nas condições Naturais (ajustada) e Inundadas (Meio da Encosta).

5.2.3 Ensaio edométrico

- **Ensaio edométricos duplos**

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios Edométrico Duplos, realizados na condição de umidade natural e inundada, para avaliação do comportamento e características do solo.

Na Tabela 5.10 estão apresentadas as condições iniciais e finais dos corpos de prova com umidade natural e inundada.

Tabela 5.10: Condições iniciais e finais dos ensaios edométrico.

ENSAIO EDMÉTRICO - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS (UMIDADE NATURAL)							
AMOSTRAS	γ_{sec} (g/cm ³)	CONDIÇÕES INICIAIS			CONDIÇÕES FINAIS		
		W ₀ (%)	e ₀	S ₀ (%)	W ₀ (%)	e ₀	S ₀ (%)
Bloco 02	1,460	20,735	0,78	38,7	20,215	0,62	47,9
Bloco 01	1,396	16,845	0,86	27,3	16,852	0,63	37,6

ENSAIO EDMÉTRICO - CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS (UMIDADE INUNDADO)							
AMOSTRAS	γ_{sec} (g/cm ³)	CONDIÇÕES INICIAIS			CONDIÇÕES FINAIS		
		W ₀ (%)	e ₀	S ₀ (%)	W ₀ (%)	e ₀	S ₀ (%)
Bloco 02	1,466	20,218	0,77	38,3	26,51	0,45	86,4
Bloco 01	1,632	16,233	0,85	31,1	27,81	0,55	81,8

Observando a Tabela 5.10, é visto que o índice de vazios variou em todas as posições (Topo e Meia Encosta), tanto para os ensaios realizados nas condições de umidades naturais e inundadas.

Em relação aos ensaios realizados na condição de umidade natural, quando comparamos os resultados das condições iniciais e finais, pode-se observar que os índices de vazios nas duas amostras diminuíram e um houve um aumento no grau de saturação.

Já com relação aos resultados encontrados nas amostras inundadas pode-se observar que em ambas há uma diminuição do índice de vazios e há o aumento do grau de saturação sendo que em nenhuma das amostras foi atingida o grau de 100% de saturação.

As Figuras 5.26 e 5.27 mostram os resultados da variação da Deformação com a Tensão Vertical de Compressão, para os dois pontos da seção estudada (Topo, Meia Encosta).

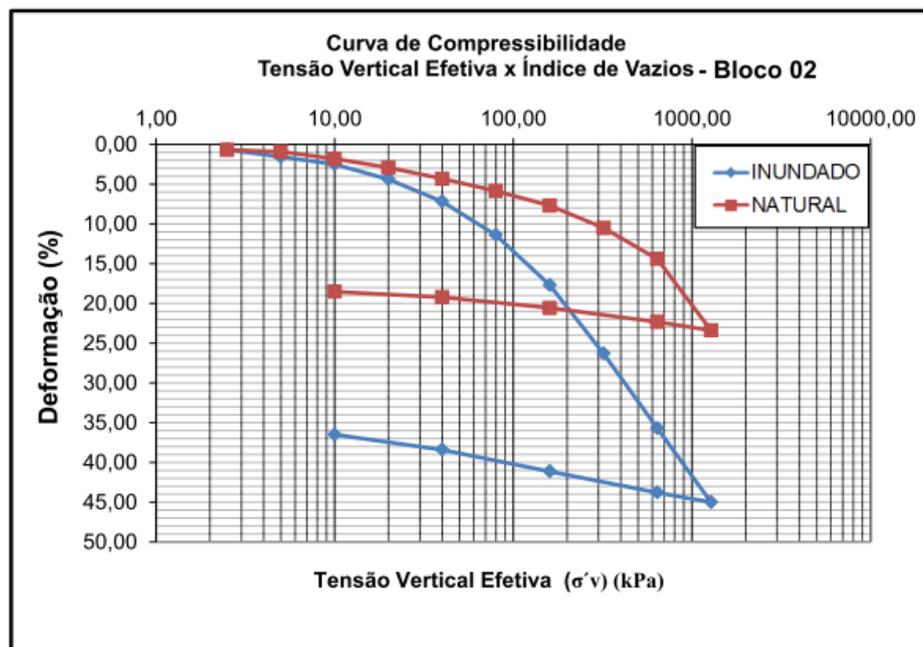


Figura 5.26: Ensaio Edométrico Duplo (Topo da Encosta). Variação da Deformação em função Tensão Vertical.

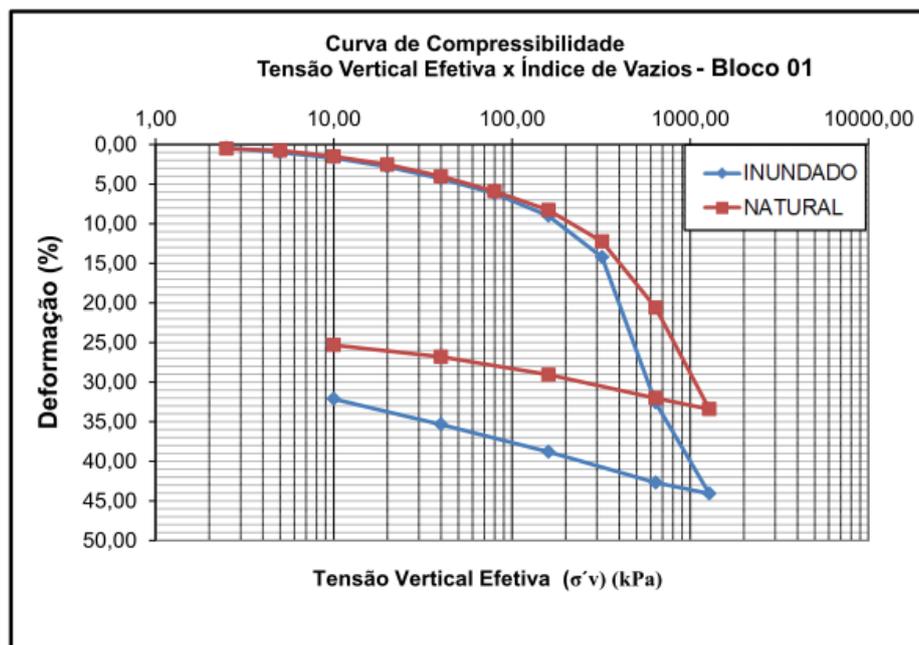


Figura 5.27: Ensaio Edométrico Duplo (Meio da Encosta). Variação da Deformação em função Tensão Vertical

As Figuras 5.26 e 5.27 mostram as deformações sofridas pelos corpos de prova ensaiados. Na condição inundada estas deformações foram maiores que as deformações sofridas pelos corpos de prova ensaiados na condição natural. Também é observado que a amostra do bloco 02 (Topo da Encosta) apresentou uma deformação muito maior, comparando natural e inundado, que a amostra do bloco 01 (Meio da Encosta). Na Tabela 5.11 estão sendo apresentadas as deformações máximas para todas as condições, naturais e inundado, na máxima tensão aplicada.

Tabela 5.11: Variação máxima de deformação para a tensão vertical de 128.000Kpa

Amostra		Variação Máxima da Deformação (%)
Bloco 02	Natural	23,38
	Inundada	45,00
Bloco 01	Natural	32,02
	Inundada	44,08

Na condição de ensaio de umidade natural, a amostra 01 (meio da encosta), apresentou um maior valor de deformação que a amostra 02 (topo da encosta). Deste modo, podemos dizer que em termos de deformação na umidade natural temos: Bloco 02 (Topo da Encosta) > Bloco 01 (Meia Encosta). Ou seja, a base da encosta está mais propícia a sofrer deformações, para esta situação.

Na condição inundada os valores das variações das deformações foram bem próximos porém, o valor máximo do Bloco 02 (Topo da Encosta) foi maior que o valor do Bloco 01 (Meio da Encosta). Deste modo, podemos dizer que em termos de deformação na condição inundada, temos: Bloco 01 (Meio da Encosta) > Bloco 02 (Topo da Encosta). Ou seja, o topo da encosta está mais propício a sofrer deformações, para esta situação.

As Figuras 5.28 e 5.29 e a Tabela 5.12 mostram como variaram os índices de vazios das amostras em função da tensão vertical de compressão, nas condições natural e inundada.

Tabela 5.12: Resumo dos Índices de Vazios nas amostras com a umidade natural e inundada.

Amostra		ÍNDICE DE VAZIOS (e_0)		
		INICIAL	COM MÁXIMO CARREG.	FINAL
Bloco 02	Natural	0,78	0,57	0,62
	Inundada	0,77	0,37	0,45
Bloco 01	Natural	0,86	0,55	0,63
	Inundada	0,85	0,44	0,55

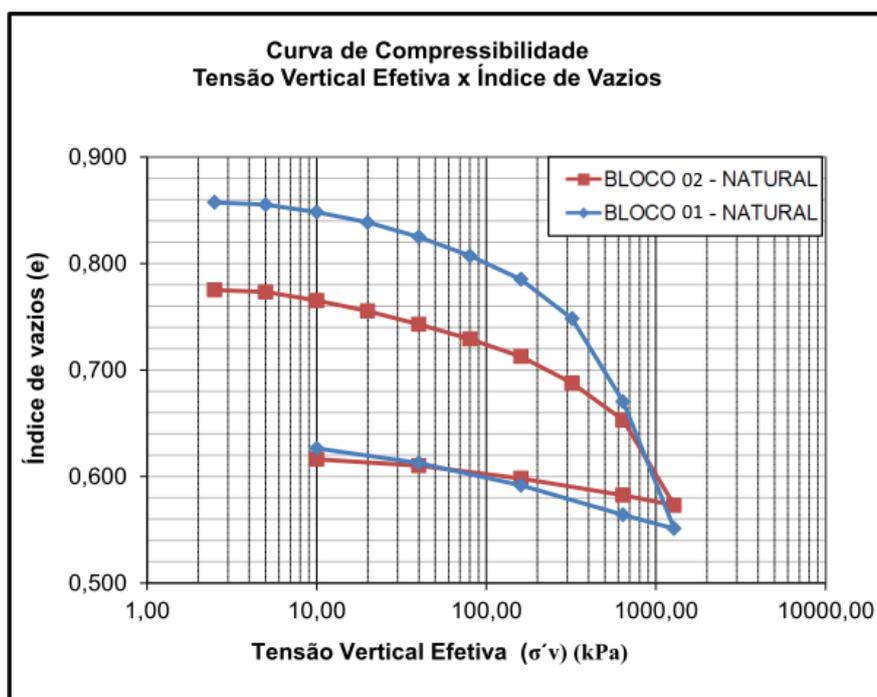


Figura 5.28: Comparação entre a variação do índice de vazios em função da Tensão Vertical na condição de ensaio com umidade natural para Topo (Bloco 02) e Meia Encosta (Bloco 01).

Através da observação das Figuras 5.28 e 5.29 pode-se ver que os valores e as variações dos índices de vazios, foram maiores para a amostra do bloco 02 do topo da encosta na condição inundada.

Os maiores valores de índice de vazios foram encontrados para a amostra do meio da encosta, nas duas condições de realização dos ensaios, sendo que a maior variação desses valores foi encontrada quando o ensaio foi realizado na condição inundada.

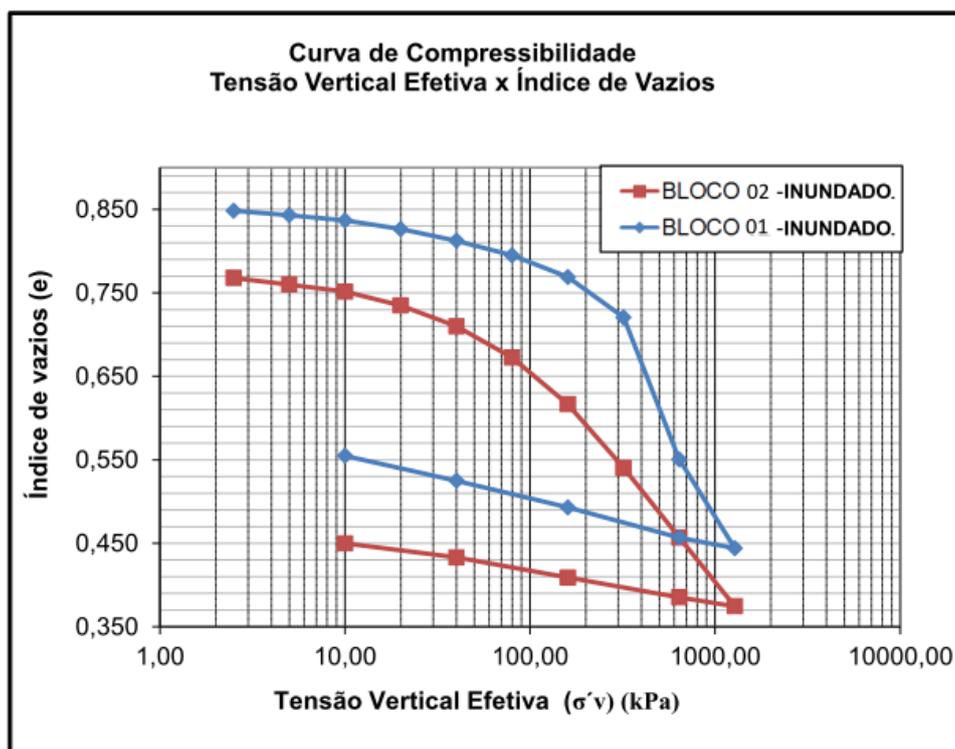


Figura 5.29: Comparação entre a variação do índice de vazios em função da Tensão Vertical na condição de ensaio com umidade inundada para Topo (Bloco 02) e Meia Encosta (Bloco 01).

Os ensaios edométrico, forneceram o Índice de Vazios Inicial do pré-adensamento (e_0) o Índice de Compressão (C_c) e o Índice de Descompressão (C_r). Estes valores estão mostrados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13: Índices dos Ensaios Edométrico.

ENSAIO EDMÉTRICO				
AMOSTRA		e_0	C_c	C_r
BLOCO 02	NATURAL	0,676	0,320	0,024
	INUNDADA	0,652	0,267	0,040
BLOCO 01	NATURAL	0,750	0,382	0,036
	INUNDADA	0,756	0,424	0,050

Pela observação dos índices mostrados na Tabela 5.12, nota-se que as maiores deformações ocorreram no trecho de compressão virgem (carregamento da amostra), no trecho de recompressão (descarga) do solo as deformações foram menores, sendo que na condição de ensaio com umidade natural, as maiores deformações surgiram na região do meio da encosta (bloco 01), já na recompressão os valores dos índices de vazios ficaram próximas para estas duas amostras. Quando a condição de ensaio mudou para inundado, as deformações no carregamento, e no descarregamento a proporção das reduções dos índices de vazios, foram bem próximos.

Da análise de todos os dados fornecidos nos ensaios edométrico duplos, tanto para os realizados na condição de umidade natural como para os realizados na condição inundada, observam-se valores que apontam para a região do topo da encosta como sendo a mais propícia a sofrer maiores deformações ou colapso para a condição inundada. Quando a análise dos dados leva em consideração a condição natural, as duas regiões apresentaram comportamentos de deformações semelhantes.

- **Classificação da colapsibilidade do solo através dos resultados do ensaio edométrico duplo**

Reginatto e Ferrero (1973), baseando-se nos resultados de uma série de ensaios edométrico duplos, apresentaram um critério de classificação para determinação da suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical, tomando-se como referência à tensão vertical geostática e a tensão de pré-consolidação, sob duas condições limites: umidade natural e condição inundada. Sendo assim, o coeficiente de colapsibilidade pode ser obtido pela equação abaixo.

$$C = (\sigma_{vps} - \sigma_{v0}) / (\sigma_{vpn} - \sigma_{v0})$$

onde:

C - Coeficiente de Colapsibilidade

σ_{vps} - Tensão de Pré-Consolidação inundada

σ_{vpn} - Tensão de Pré-Consolidação natural

σ_{v0} - Peso das Terras na profundidade da coleta

Através da comparação entre o Coeficiente de Colapsibilidade, valores das tensões de consolidação natural e inundada e da tensão vertical geostática (Peso das Terras), os solos podem ser classificados de acordo com a Tabela 5.14.

Tabela 5.14: Classificação de Reginatto & Ferrero (1973).

SOLO VERDADEIRAMENTE COLAPSÍVEL	$\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$
SOLO CONDICIONADO AO COLAPSO	$\sigma_{vpn} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$
SOLO NÃO COLAPSÍVEL	$\sigma_{vpn} = C = 1$

O solo considerado verdadeiramente colapsível, pode sofrer colapso apenas com o peso próprio e grandes deformações ocorrerão sob saturação, independente da tensão vertical. Se for considerado condicionado ao colapso, apenas sofrerá tal colapso se houver alguma ação ou fenômeno que altere o estado de tensão a que está submetido. Sendo a profundidade da coleta de 1,00m e utilizando o Método de Casagrande para determinação das Tensões de Pré-Consolidação, obtemos para as amostras desse estudo a classificação mostrada na Tabela 5.15

Tabela 5.15: Classificação quanto a colapsibilidade dos solos segundo a proposta de Reginatto & Ferrero (1973).

AMOSTRAS	σ_{v0}	σ_{vpn}	σ_{vps}	C	CLASSIFICAÇÃO
Bloco 02	17,62	480,00	79,00	0,13	Solo condicionado ao colapso
Bloco 01	16,31	320,00	210,00	0,64	Solo condicionado ao colapso

A partir dos resultados obtidos (Ver Tabela 5.15), foi constatado que o solo inundado é condicionado ao colapso, ou seja, o solo entra em colapso quando inundado e quando carregado.

Jennings e Knight (1957) propuseram um método para a previsão do potencial de colapso de um solo por ensaios edométricos duplos. A partir da diferença entre as curvas de compressão quantifica-se a deformação por colapso que ocorrerá para qualquer nível de tensão, caso o solo se torne saturado (Figura 5.30).

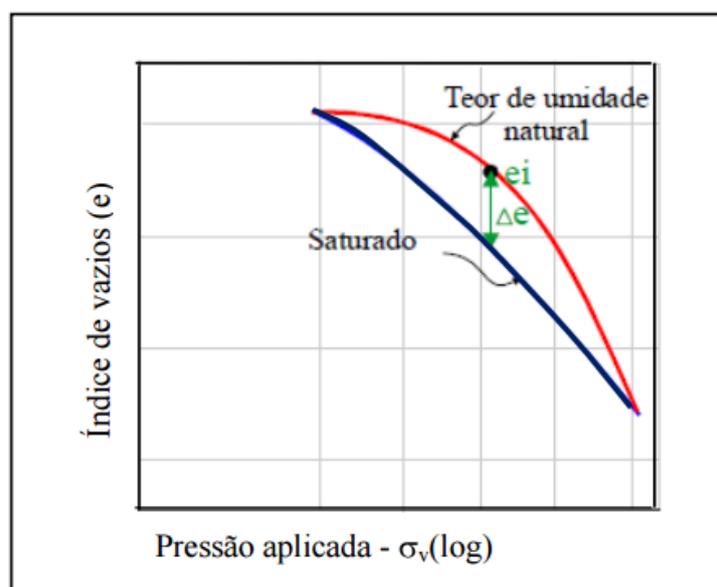


Figura 5.30: Colapso em ensaio edométrico duplo (Jennings & Knight, 1957)

O potencial de colapso I é definido conforme a equação abaixo, sendo referido à Tabela 5.16. Os autores ressaltam que I não é valor de projeto, apenas um índice para guiar o engenheiro em relação à possibilidade de colapso.

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_i}$$

Onde:

I – potencial de colapso;

Δe – diferença entre os índices de vazios na umidade natural e inundado em determinado nível de tensão;

e_i – índice de vazios na umidade natural no mesmo nível de tensão

Vargas (1977) considera como colapsíveis, os solos que resultarem um coeficiente de colapso estrutural superior a 2%, independente da tensão de inundação.

Tabela 5.16: Classificação da colapsividade nas obras de engenharia (Jennings & Knight, 1975).

I (%)	Gravidade do Problema
0 – 1	Nenhum
1 – 5	Moderado
5 – 10	Problemático
10 – 20	Grave
> 20	Muito Grave

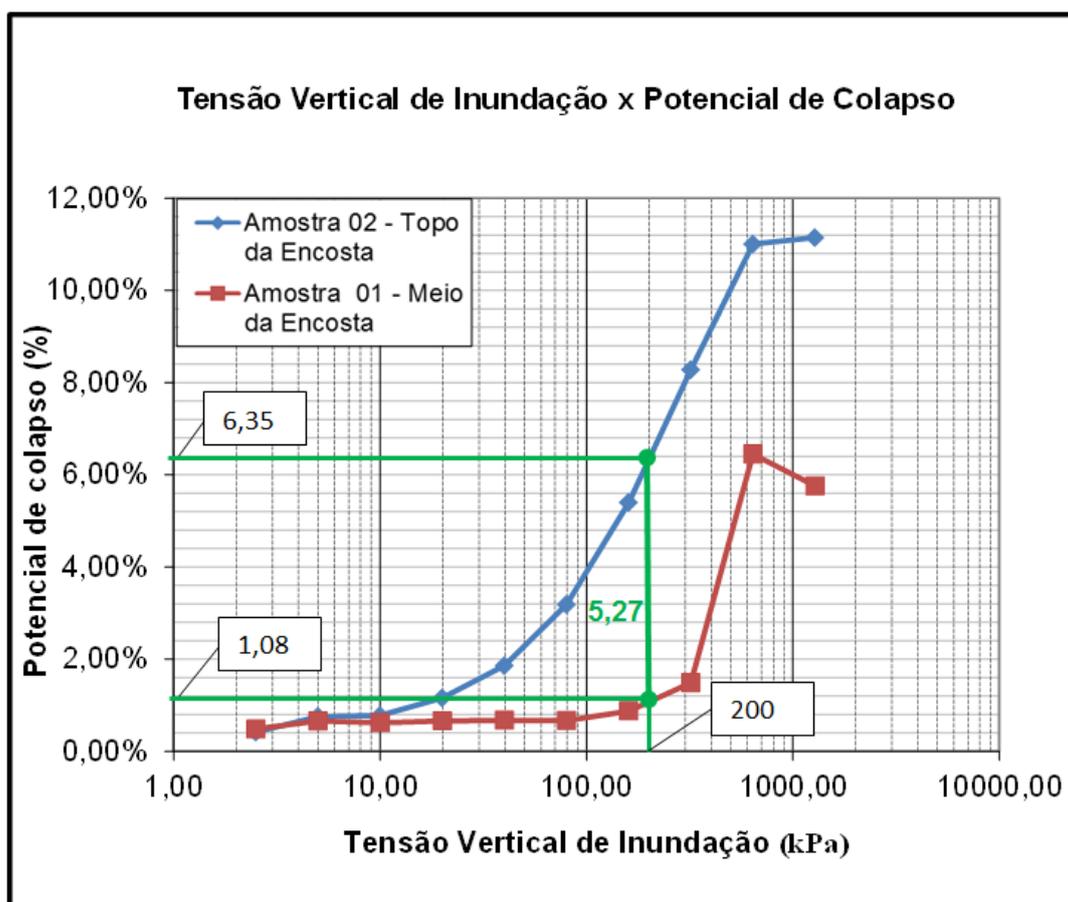


Figura 5.31: Influência das tensões de inundação no colapso das amostras coletadas.

Na Figura 5.31 e na Tabela 5.17 são apresentados os valores dos potenciais de colapso dos ensaios edométrico duplo apresentado acima.

Tabela 5.17: Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaio Edométricos Duplos.

POTENCIAIS DE COLAPSO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLO (%)							
AMOSTRAS	Tensões de Inundação (kPa)						
	10	20	40	80	160	320	640
01 - MEIO	0,62	0,66	0,67	0,67	0,88	1,49	6,45
02 - TOPO	0,78	1,16	1,86	3,18	5,39	8,28	11,01

A classificação de colapso segundo a planilha de Jennings & Knigh é feita sobre a tensão de 200 Kpa, no gráfico apresentado na Figura 5.31 pode-se observa que a amostra 2 (retirada no topo da encosta) apresenta um maior potencial de colapso que a amostra 1 (retirada no meio da encosta). A amostra 2 é classificada com grau de colapso problemático já a amostra 1 é classificado com grau de colapso moderado.

6. CAPÍTULO VI – ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Este capítulo tem como objetivo, apresentar os resultados das análises de estabilidade do talude da encosta Bela Vista, estudado no município de Ipojuca utilizando software SLOPE/W. Essa análise foi feita nas condições de umidade natural e inundada. Também foi feita a análise em uma condição hipotética de uma ação que modifica a geometria do talude.

6.1 Metodologia adotada para análises de estabilidade

O SLOPE/W possui uma apresentação bastante simplificada, que permite uma análise rápida dos problemas de estabilidade de taludes, desde os mais simples aos mais complexos, utilizando a teoria de equilíbrio limite para calcular o fator de segurança. Este programa utiliza os métodos de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu, Morgenstern-Price e o método de Spencer para análise da estabilidade. Utilizando este programa, é possível modelar tipos heterogêneos de solo, de diferentes estratigrafias e superfícies de deslizamento complexas. O SLOPE/W, além de apresentar o valor do Fator de Segurança calculado, também mostra a representação gráfica do resultado obtido.

Para a análise da estabilidade deste talude o programa foi alimentado com os seguintes dados apresentados na Tabela 6.1 conforme ensaios realizados e apresentados no capítulo 5

Tabela 6.1: Dados de entrada informado no programa GeoSlop.

Amostra		Coesão (Kpa)	Ang. Atrito (°)
01	Natural	27,4	36,3
	Inundado	7,3	31,4
02	Natural	28,3	34,3
	Inundado	6,9	32,0

Neste estudo foram simuladas quatro situações distintas, quanto à condição de umidade dos solos:

- Considerando a condição de umidade natural em toda a seção;
- Considerando a condição inundada em toda a seção;
- Considerando um corte na encosta para construção de mais uma residência;
- Considerando uma carga aplicada no alto do talude causado pela caixa de água cheia que foi de 23KN/m^2 ;
- Considerando uma carga aplicada no alto do talude causado pela caixa de água cheia de 23KN/m^2 mais uma carga de uma casa simples de 15KN/m^2 onde houve corte.

Abaixo é apresentada uma seção topográfica com uma modelagem do solo, obtida a partir dos resultados das sondagens SPT realizadas em campo (ver Figura 6.1).

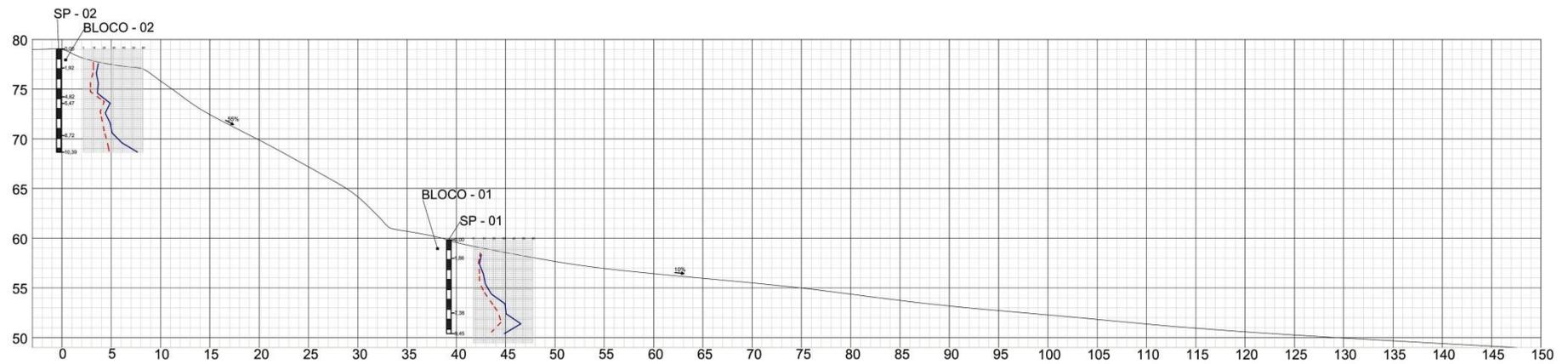


Figura 6.1: Perfil de solo utilizado na análise de estabilidade de talude.

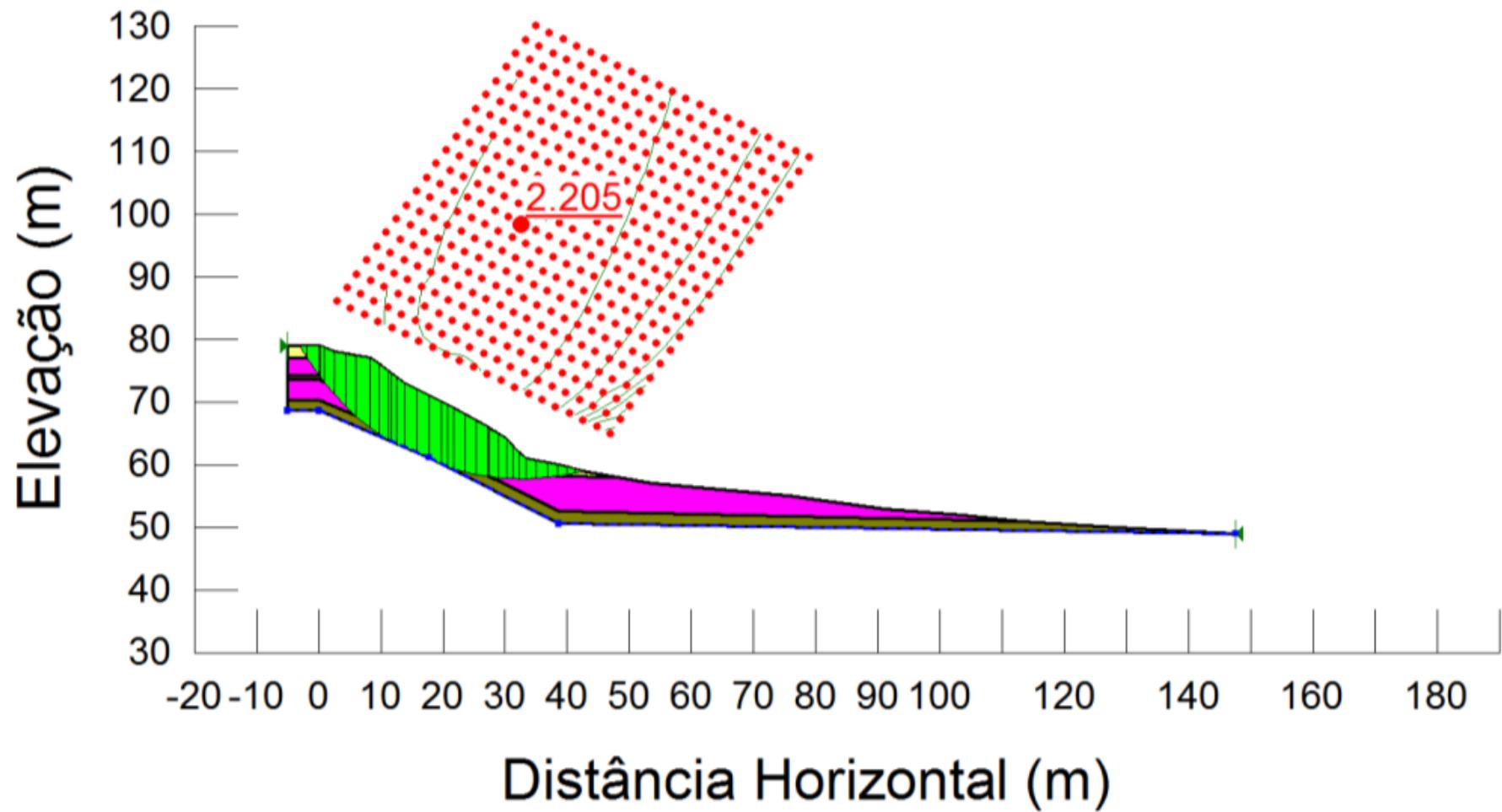


Figura 6.2: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade natural.

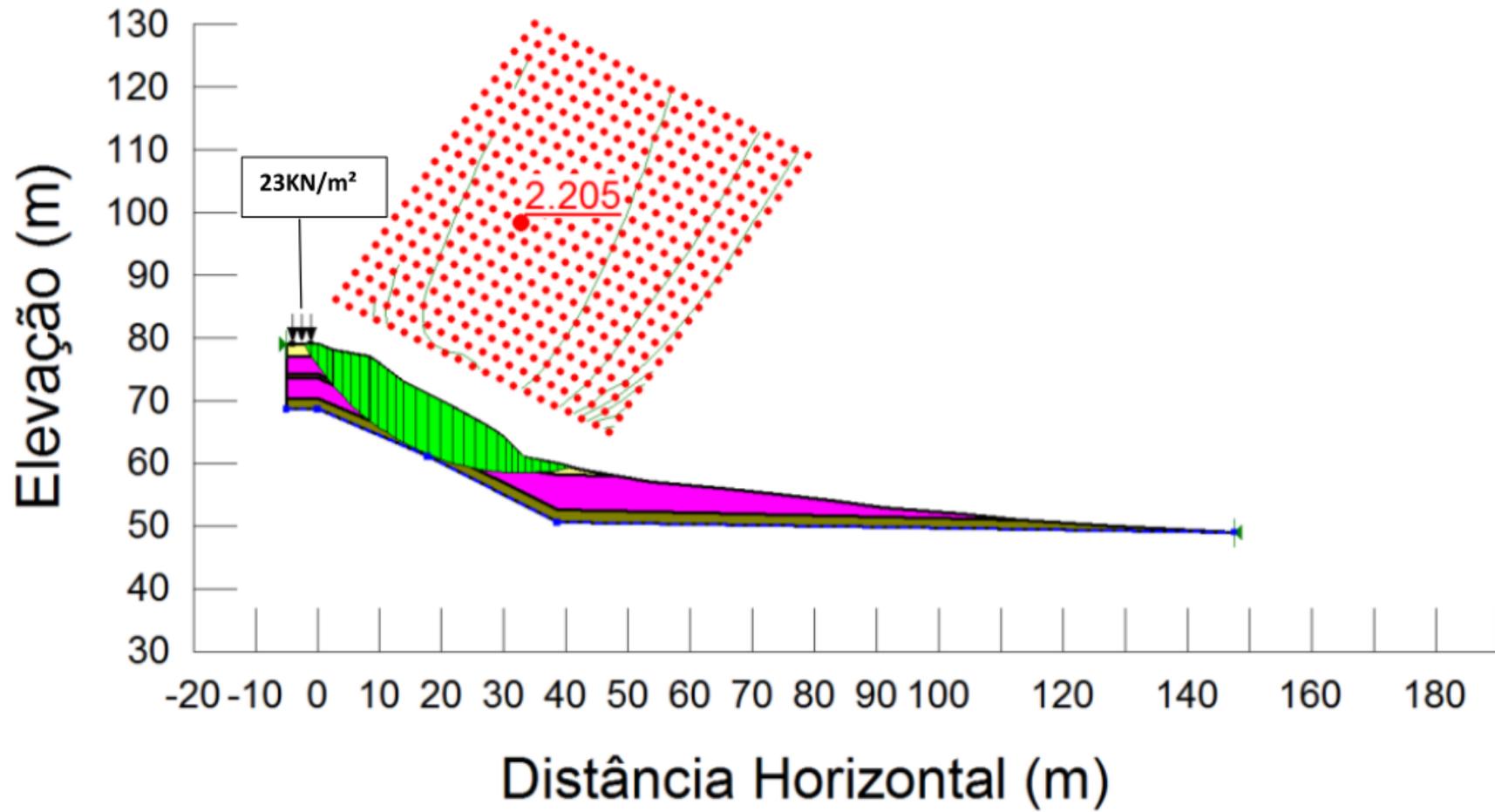


Figura 6.3: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade natural com carga.

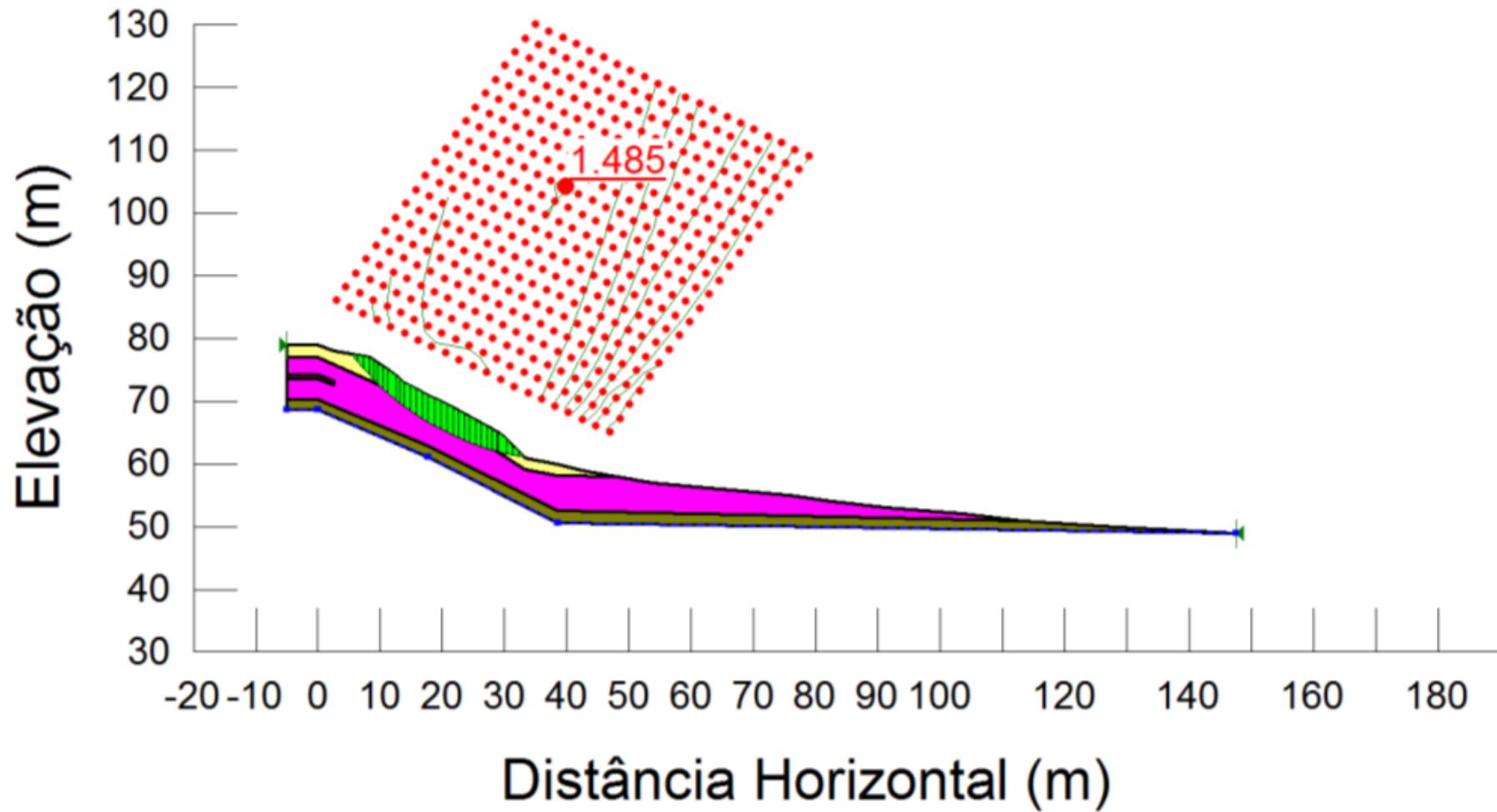


Figura 6.4: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade inundada.

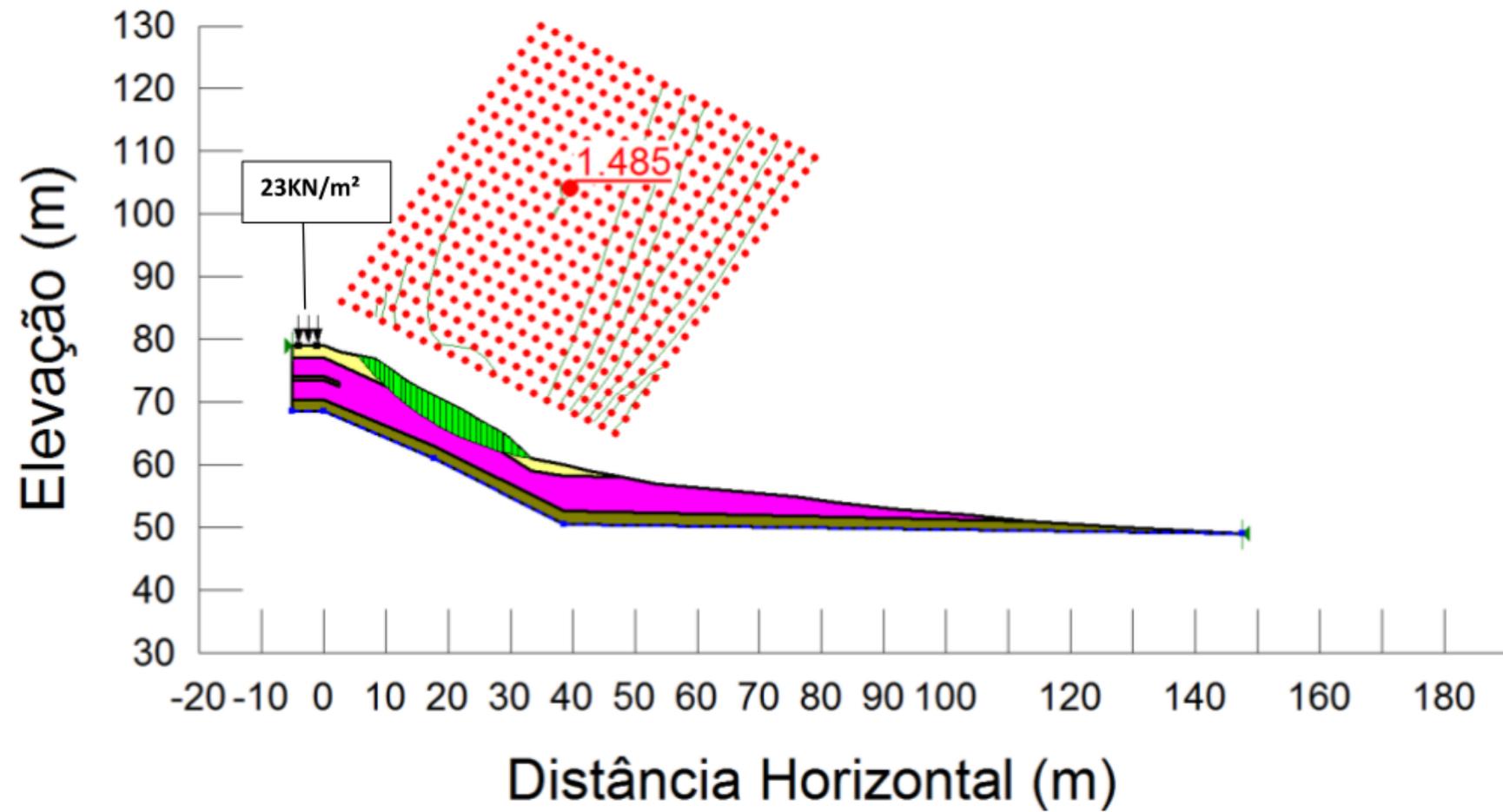


Figura 6.5: Análise de estabilidade de talude nas condições de umidade inundada com carga.

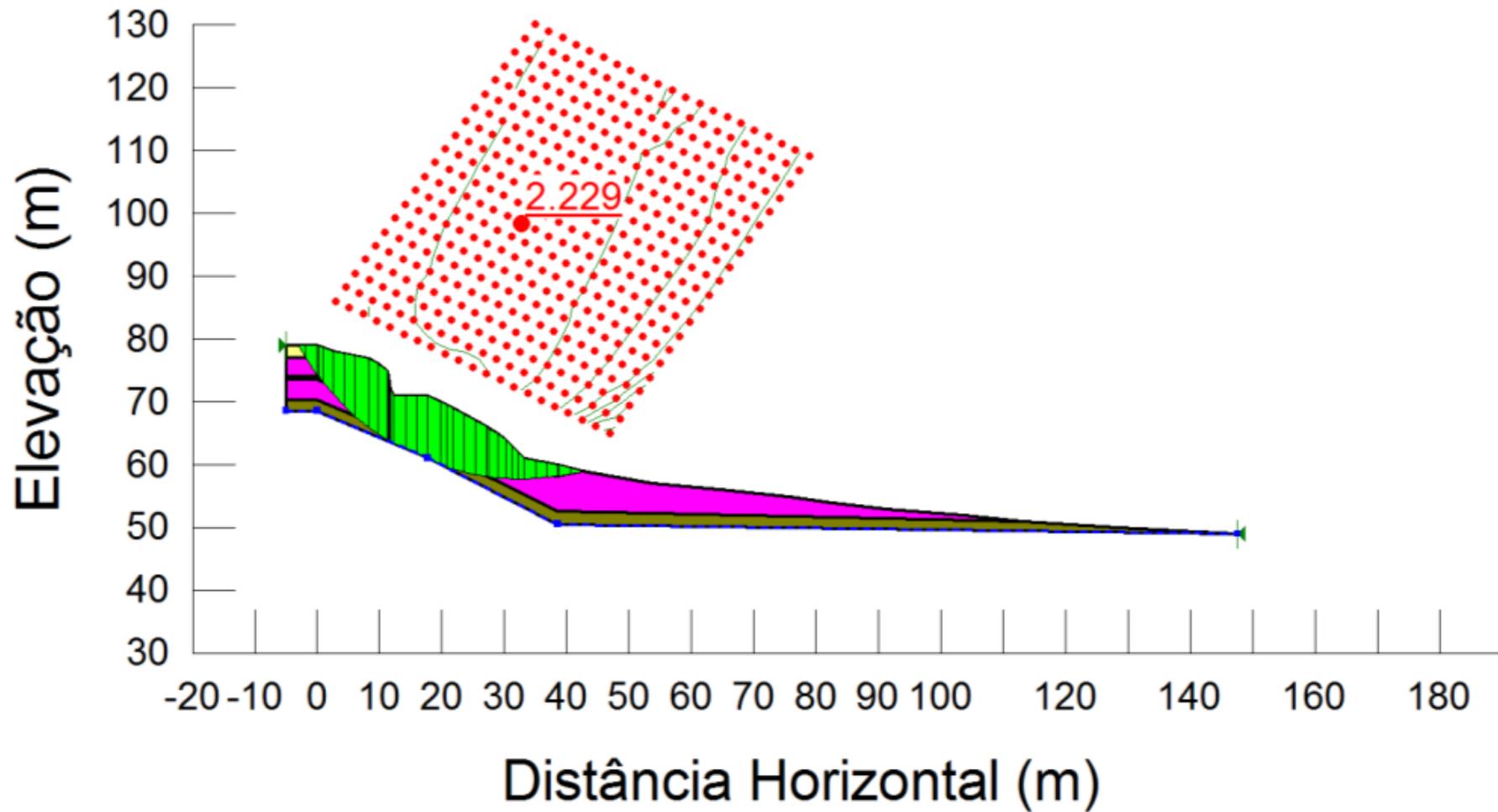


Figura 6.6: Análise de estabilidade de talude com um conte para implantação de uma residência nas condições de umidade natural.

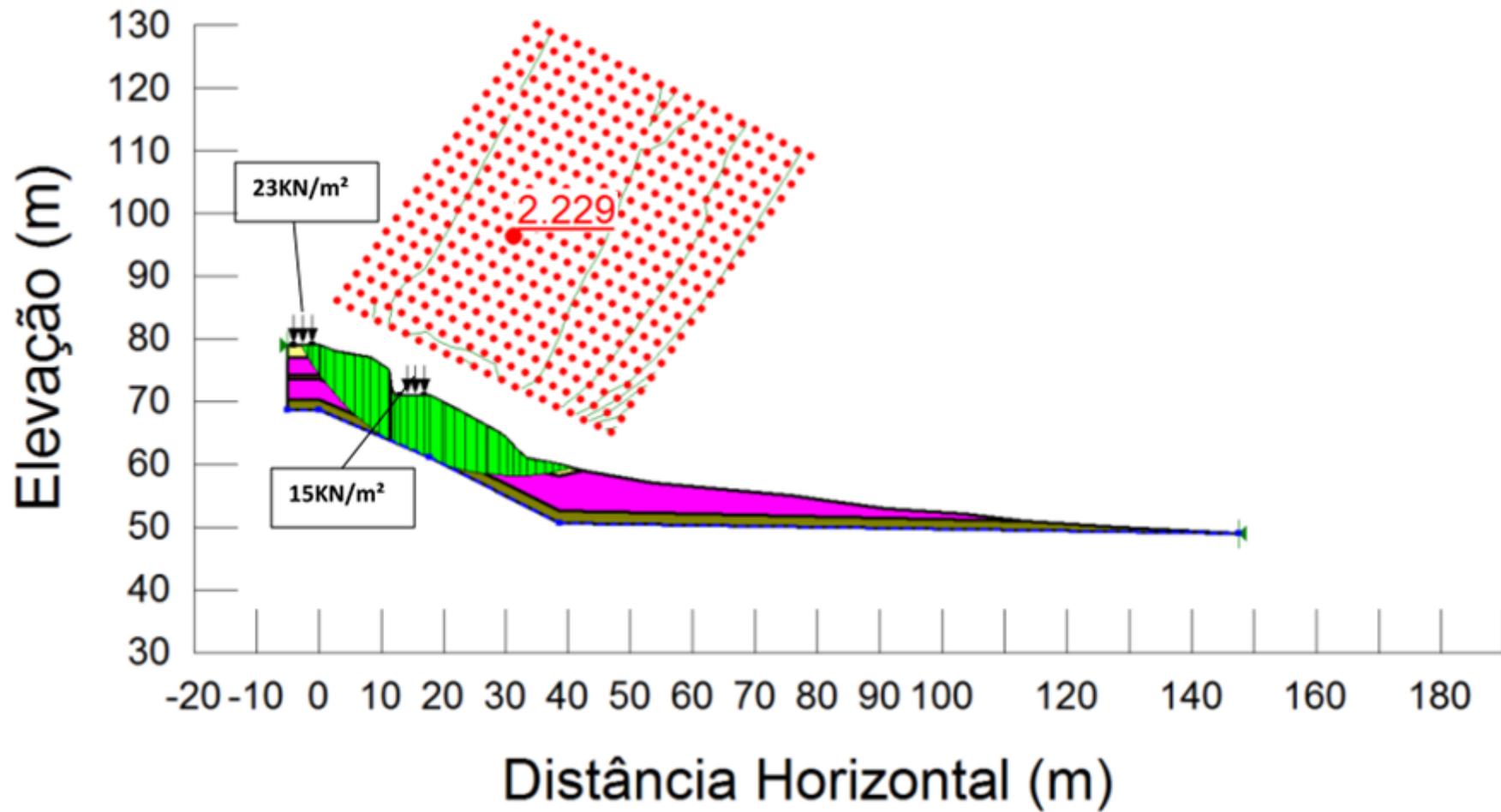


Figura 6.7: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade natural com carga.

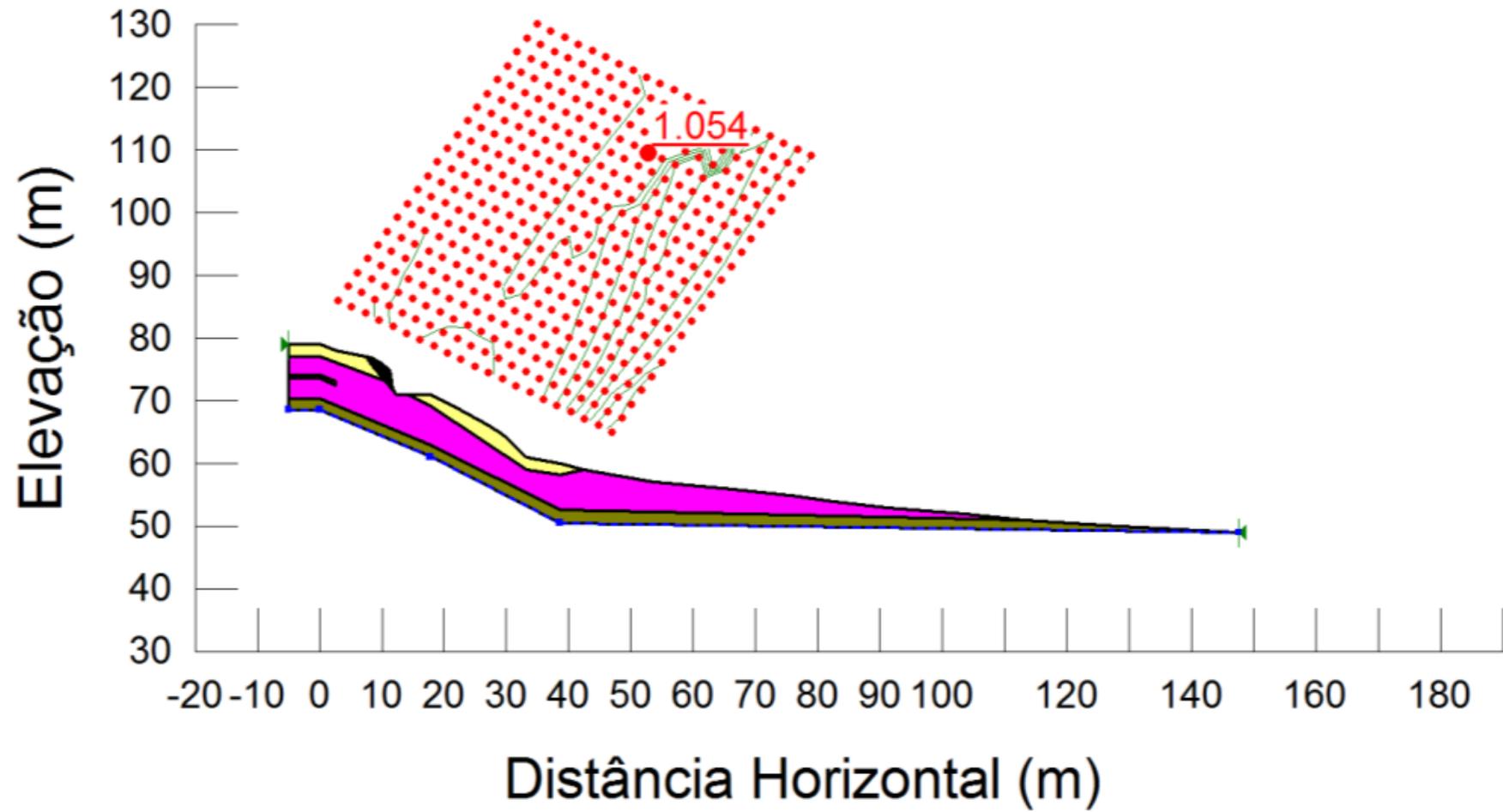


Figura 6.8: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade inundada

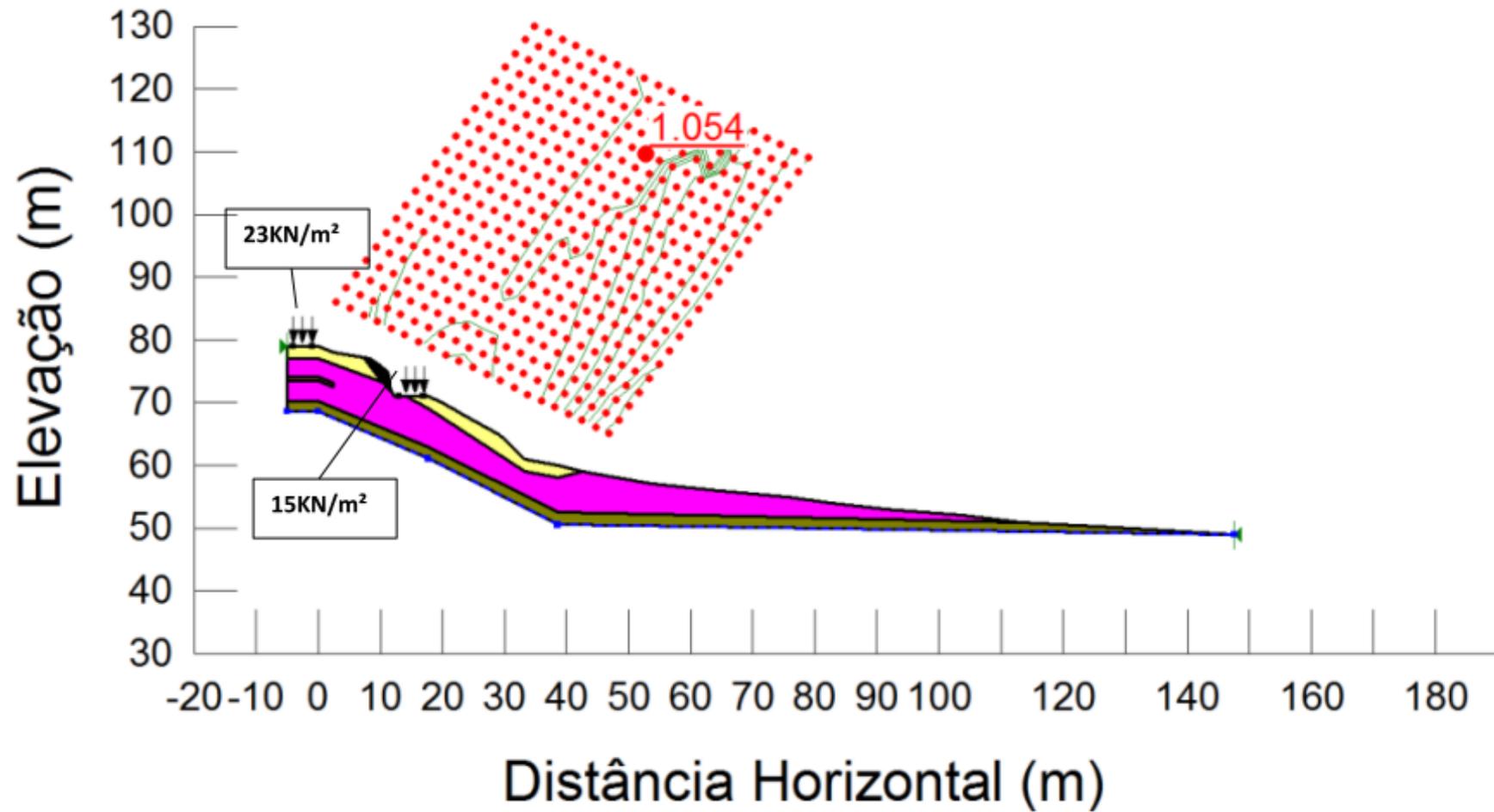


Figura 6.9: Análise de estabilidade de talude com um corte para implantação de uma residência nas condições de umidade inundada com carga

A Tabela 6.2 mostra os resultados obtidos, utilizando os quatro métodos de cálculos, considerados na análise de estabilidade utilizados pelo SLOPE/W, Morgentern & Price, Bishop, Janbu e Ordinary nas condições indicadas acima.

Tabela 6.2: Resultados das análises feitas no SLOPE/W.

TERRENO		CARGA LOCAL	Morgenstern & Price	Janbu	Bishop	Ordinary
EXIST.	NATURAL	S/ CARGA	2,205	2,052	2,206	2,071
		C/ CARGA	2,205	2,052	2,206	2,066
	INUNDADO	S/ CARGA	1,485	1,435	1,489	1,443
		C/ CARGA	1,485	1,435	1,489	1,443
COM CORTE	NATURAL	S/ CARGA	2,229	2,070	2,230	2,086
		C/ CARGA	2,229	2,070	2,230	2,086
	INUNDADO	S/ CARGA	1,054	1,056	1,055	1,056
		C/ CARGA	1,054	1,056	1,055	1,056

Observando as Figuras 6.4, 6.5, 6.8 e 6.9, verifica-se que todas as superfícies de deslizamento se situam muito próximas à superfície do terreno, o que aumenta a probabilidade de deslizamento e o risco de instabilidade.

O Método de Bishop simplificado apresentou os maiores valores de Fatores de segurança (FS). Este método obtém o resultado de maneira interativa, considerando a superfície de ruptura circular, e utiliza o método das fatias. Talvez seja o método mais utilizado na prática, apesar de não satisfazer o equilíbrio de forças horizontais. O FS (fator de segurança) fornecido por este método é aceitável para os estudos de estabilidade de taludes. Segundo Gerscovich (2012), seus resultados comparados com os resultados de métodos mais rigorosos, não ultrapassam 5% de diferença entre seus valores.

Por outro lado, o Método de Janbu Simplificado, apresentou os menores valores de Fatores de Segurança (FS) na maioria das situações, apesar de não ter sido usado os fatores de correção para este método. Este método considera uma superfície de ruptura qualquer, foi criado para reduzir o esforço computacional exigido pelo método rigoroso de Janbu. Aplica-se a taludes homogêneos, utiliza um fator de correção para suprir a falta da parcela dos

efeitos da ação das forças cisalhantes. Segundo Gerscovich (2012), Não fornece bons resultados para superfícies em forma de cunha.

6.2 Conclusões da análise de estabilidade de talude

A partir das análises feitas, podemos observar que:

- 1- Na comparação feita com o terreno natural existente, com e sem a carga local e na condição de umidade natural, podemos observar que apenas no método Ordinary há uma variação no fator de segurança. O valor é maior na condição sem o carregamento esse resultado é coerente, pois há um aumento no esforço aplicado no talude que vai levar o mesmo a ruptura;
- 2- Outro ponto observado foi que na análise feita no talude com o corte cujo solo estava na umidade natural há um aumento do valor do fator de segurança comparado com os valores obtidos na análise feita com o talude existente. Isso é explicado, pois a massa de ruptura é menor que a massa existente;
- 3- Com relação a comparação dos resultados obtidos em todas as situações com umidade natural, com a condição inundada, foi observado que em todas as situações, o fator de segurança foi menor na situação inundada. A situação já era esperada, pois nos ensaios de laboratório foi observado que a coesão reduzia quando passava da condição natural para o inundado;
- 4- Já a comparação da análise feita na condição inundada com o terreno existente e com o terreno com corte há uma redução do fator de segurança, ficando muito próxima a 1. Outro ponto observado é que o plano de ruptura foi bem diferente comparado aos outros.

O Método de Morgenstern & Price, foi adotado para este estudo, pois é um dos métodos mais completos de equilíbrio limite, para uma superfície qualquer e satisfaz as condições de equilíbrio de força e momento. Os resultados

fornecidos por este método foram extraídos da Tabela 6.1 e estão sendo apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Resultados da análise de estabilidade utilizando o método de Morgenstern & Price.

TERRENO		CARGA LOCAL	Morgenstern & Price
EXIST.	NATURAL	S/ CARGA	2,205
		C/ CARGA	2,205
	INUNDADO	S/ CARGA	1,485
		C/ CARGA	1,485
COM CORTE	NATURAL	S/ CARGA	2,229
		C/ CARGA	2,229
	INUNDADO	S/ CARGA	1,054
		C/ CARGA	1,054

A Tabela 6.4, apresenta uma recomendação da NBR 11682 (ABNT, 2009), apresentando valores de fator de segurança admissíveis (FS_{adm}), que consideram os níveis de segurança estabelecidos para um projeto.

Tabela 6.4: Fatores de Segurança mínimos para escorregamentos NBR 11682.

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

De acordo com Gerscovich (2012), apesar da sugestão da norma que, em caso de grande variabilidade nos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da Tabela 6.2, devem ser majorados em 10% ou alternativamente, deve-se proceder a um enfoque probabilístico. Essa abordagem tem sido criticada por vários projetistas, que sugerem que os estudos de estabilidade para estes casos, incorporem um tratamento estatístico para a representação das incertezas decorrentes de um número limitado de amostras e da

variabilidade dos parâmetros geotécnicos determinados em ensaios de campo e/ou laboratório.

Pela norma adotando-se o valor de $FS = 1,5$, como Fator de Segurança recomendado, este representa um nível satisfatório de segurança contra riscos a vida humana e danos materiais e ambientais, tomando como base os resultados fornecidos pela Tabela 6.2, conclui-se que:

- Na condição de umidade natural, a seção estudada está longe de riscos de deslizamento e dano material e ambiental;
- Na condição de umidade inundada, a seção estudada fica abaixo do fator de segurança admitido, abaixo de 1,5, ela apresenta maior probabilidade de perdas de vida e perdas materiais e ambientais em caso de deslizamento;
- A encosta tem sua condição de estabilidade menor no período de precipitações intensas (aumento das chuvas), este valor é abaixo da recomendada para áreas habitadas, além de se aproximar da condição de estabilidade crítica, (valor de FS próximo à 1);
- Outro ponto observado foi na análise feita nas condições que um morador muda geometria da seção para futura implantação de uma casa, neste caso o fator de segurança na condição inundada ficou muito próximo a 1, indicando que há um risco muito grande de ocorrer a ruptura como já é visto em outros locais neste mesmo talude..

7. CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 Apresentação do capítulo VII

Tendo em vista o estudo geológico-geotécnico realizado na presente pesquisa, referente ao problema de instabilidade da encosta localizada no bairro da Bela Vista em Ipojuca/PE, será apresentada neste capítulo uma síntese das pesquisas realizadas, contendo as principais conclusões obtidas, recomendações e sugestões para futuras pesquisas.

7.2 Conclusões

➤ **Visita local:**

- ✓ Na visita de campo podemos identificar alguns problemas que a ocupação desordenada gera na área estudada. Um foi a construção de casas na meia encosta do talude ou no pé do talude, nela os moradores locais cortam o talude e deixam a inclinação quase vertical, aumentando o risco de movimentação de massa;
- ✓ Outro ponto observado foi que parte das águas servidas é descarregada sobre o talude que infiltram no solo ou despejadas em um riacho próximo;

➤ **Com relação à sondagem SPT:**

- ✓ No SP-01 feito no meio da encosta, inicialmente a resistência chegou ao valor do $N_{SPT} = 8$, na camada seguinte essa resistência cai para o $N_{SPT} = 6$. A seguir a resistência se mostra crescente com a profundidade até chegar ao valor de $N_{SPT} = 48$ e teve uma queda na última camada para o $N_{SPT} = 31$ na profundidade final da sondagem com a resistência de 9,45 m.
- ✓ No SP-02 feito no topo da encosta, inicialmente a resistência é alta e chegou ao valor do $N_{SPT} = 15$, na camada seguinte essa resistência cai

para o $N_{SPT} = 13$. Há uma camada de um solo cinza de resistência alta, $N_{SPT} = 27$, abaixo dele a resistência volta a cair para $N_{SPT}=22$. A seguir a resistência se mostra crescente com a profundidade até chegar ao valor de $N_{SPT} > 40$ na profundidade final da sondagem com a resistência de 10,39 m.

➤ **Com relação aos ensaios de caracterização:**

- ✓ Nos ensaios sem o uso de defloculante, os percentuais de argila foram nulos, e o maior percentual apresentado foi da fração areia fina que ficou com 60% na amostra 02 do topo da encosta e 55% na amostra 01 do meio da encosta;
- ✓ A análise granulométrica com o uso do defloculante, a fração de argila se mostrou presente em todas as amostras e em grande quantidade na amostra 02, com valores de cerca de 56%, já na amostra 01 o maior percentual presente foi o de silte, com cerca de 30%;
- ✓ Na condição *in situ* mostrou a presença de um material com comportamento semelhante ao de um material com estrutura porosa, onde as partículas mais finas estão aglutinadas nas grossas, o que influencia nas características mecânicas e hidráulicas e possibilita a existência de solo argiloso apresentando comportamento de solo arenoso;
- ✓ Pela classificação de Vargas (1988, 1992) da Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade, as amostras são classificadas como:
 - Amostra 02 com defloculante pode ser classificada como solo tipo KL que é uma areia de baixa plasticidade cujo subgrupo é do tipo caulínico de alta compressibilidade, já sem o defloculante a amostra pode ser classificada como solo tipo KH que é uma Argila Arenosa ou siltosa cujo subgrupo é do tipo Caulínico de alta compressibilidade;

- Amostra 01 com defloculante a amostra pode ser classificado como solo tipo ML que é um Silte ou areia muito fina cujo subgrupo é de areia ou fragmento de rocha de baixa compressibilidade já sem o defloculante foi classificada como solo tipo KL, areia de baixa plasticidade cujo subgrupo é do tipo Caulinítico de baixa compressibilidade.

➤ **Com relação aos ensaios edométrico:**

- ✓ Em relação aos ensaios realizados na condição de umidade natural, quando comparado aos resultados das condições iniciais e finais, pode-se observar que os índices de vazios nas duas amostras diminuem e há um aumento do grau de saturação;
- ✓ Com relação às deformações sofridas pelos corpos de prova ensaiados, na condição inundada, estas deformações, foram maiores que as sofridas pelos corpos de prova ensaiados na condição natural. Também foi observado que a amostra do bloco 02 (Topo da Encosta) apresentou uma deformação muito maior, comparando entre natural e inundado, que a amostra do bloco 01 (Meio da Encosta), ou seja, o solo do topo da encosta apresenta uma maior tendência ao colapso que o solo do meio da encosta;
- ✓ Já na verificação feita a partir das condições de colapso, foi constatada que o solo é condicionado ao colapso, ou seja, o solo entra em colapso apenas, quando inundado e quando houver aumento de cargas no solo.

➤ **Análise de estabilidade de talude no SLOPE/W**

- ✓ Na condição de umidade natural, a seção estudada não apresenta riscos de ruptura;

- ✓ Na condição inundada, a seção estudada fica abaixo do fator de segurança admitido, abaixo de 1,5, ela apresenta maior probabilidade de perdas de vida e perdas materiais e ambientais em caso de deslizamento;
- ✓ A encosta tem sua condição de estabilidade menor no período de precipitações intensas (aumento das chuvas), este valor é abaixo da recomendada para áreas habitadas, além de se aproximar da condição de estabilidade crítica, (valor de FS próximo à 1);
- ✓ Outro ponto observado foi na análise feita nas condições que um morador muda geometria da seção para futura implantação de uma casa, neste caso o fator de segurança na condição inundada ficou muito próximo a 1, indicando que há um risco de ocorrer a ruptura local do talude. Isto já era esperado já que em alguns locais onde houve essas intervenções feitas pela população e o talude veio a ruptura.

7.3 Recomendações e sugestões para futuras pesquisas

1. Monitorar a encosta com o auxílio de instrumentos, como por exemplo, um inclinômetro, para acompanhar a variação dos deslocamentos ao longo dos períodos secos e chuvosos;
2. Realizar pesquisas com investigação geotécnica em outra seção do mesmo talude para conhecimento mais detalhado de toda a encosta;
3. Fazer estudo hidrológico da área e dimensionar um sistema de micro e macrodrenagem eficiente, com implantação de solução mais adequada para minimizar risco de acidentes nos períodos chuvosos;
4. Propor soluções de estabilidade nos locais onde já ocorreram movimentos de massa;
5. Realizar atividades de extensão, com o objetivo de educar a população.

REFERÊNCIAS

- ABGE (1998), Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo.
- ALEXANDRA FARIA, ANA FILIPA CARVALHO, CAROLINA PAVÃO, SOFIA GOMES, (2011). Trabalho sobre Zonas de Vertente (definição, como estas se formam, factores que nestas influem, tipos existentes), realizado no âmbito da disciplina de Geologia.
- ALHEIROS, M. M., (1998), “Riscos de Escorregamentos na Região Metropolitana de Recife”, Tese de Doutorado, UFBA.
- ALMEIDA FILHO, G. S. (1998). “Prevenção de erosão em áreas urbanas”. In: VI Simpósio Nacional de Controle de Erosão. ABGE. Presidente Prudente-SP. Anais.
- AMARAL, C. A. (1998). “Geomorfologia e declividade do Município de Ipojuca/Pernambuco. CPRM/FIDEM”.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 11682/2009 – Estabilidade de Talude.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 13602/96 – Avaliação de dispersividade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo;
- AUGUSTO FILHO, O (1992). “Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica”. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais. ABMS/ABGE.
- AUGUSTO FILHO, O (1994). Cartas de risco a escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. 1994. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- AUGUSTO FILHO, O. E VIRGILI, J.C (1998). Estabilidade de Taludes. 1998. In: Oliveira, A.M.S. e De Brito, S.N.A., Geologia de Engenharia. 1a ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.
- BERTONI & LOMBARDI NETO (1999). Conservação de solos. 4ª Edição. Editora Ícone. São Paulo-SP
- BIGARELLA & MAZUCHOWSKI (1985). Visão integral dos problemas de erosão. In: ABGE/ADEA, Maringá.

BRASIL. LEI n. 12.608, de 10 de abril de 2012. Institui a Política Nacional de Proteção de Defesa Civil. Casa Civil. Subchefia para assuntos jurídicos. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12608.htm.

CALDAS, A. M. (2007). Solos, antropização e morfometria da microbacia do Prata, Recife, 2007. 130p. Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal Rural de Pernambuco - URPE, Recife.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., Lima, M.C. & MORTARI, D. (2001). Considerações sobre Prevenção e Controle de Voçorocas. 7º Simpósio Nacional de Controle de Erosão, ABMS/ABGE, Goiânia, GO.

CAPUTO, Homero Pinto (1985). Mecânica dos solos e suas aplicações – Mecânica das rochas, fundações e Obras de Terra – Vol 2. LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora. Rio de Janeiro-RJ.

CARVALHO, P. A. S. de Manual de geotecnia: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991.

CASTRO, Bruno Pereira Fernandes de (2011). Estudo de um solo colapsível e sua consideração na capacidade de carga de fundações profundas / Bruno Pereira Fernandes de Castro – Recife-PE.

COMITÊ DE BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS AGUAPEÍ / PEIXE – CBH-AP (1997). Relatório Zero da Situação das Bacias Hidrográficas dos Rios Aguapeí e Peixe. São Paulo: Marília.

COUTINHO, R.Q.; SILVA, M.M. (2005). “Classificação e Mecanismos de Movimento de Massa”. Conferência. IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador, Bahia.

COUTINHO & Silva., (2005). “Mecânica dos Solos 2 – Estabilidade de Taludes”. Apostila do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE/Organizadores: Roberto Quental Coutinho (Professor – DEC/UFPE – área de Geotécnica) e Marília Mary da Silva (Doutoranda – DEC/UFPE – Área de Geotécnica) – PE.

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.

COUTINHO, R. Q. (Coord.) (2015). Avaliação da vulnerabilidade e do risco em áreas suscetíveis a deslizamentos e inundações em Pernambuco. Relatório técnico. Recife: Termo de Cooperação Ministério da Integração Nacional e Universidade Federal de Pernambuco; GEGEP; UFPE.

CRUDEN & VARNES (1996). "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.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO DER/SP. "Manual de Taludes de Rodovias Orientação para Diagnóstico e Soluções de Seus Problemas".

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA, DEINFRA IN-04/94 – Execução de Sondagem a Trado.

DIXON, J. B. & WEED, S. B. (1977). "Minerals in soil environments". Madison Soil Science of America.

DUNNICLIFF, J. (1982). "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance". Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.

EMBRAPA (2013). Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. 3ª ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA SOLOS.

EMMERSON, W. W. (1977). "Physical properties and structure". In: Soil factors in crop production in a semi-arid environment. Edt.: J.J. Russel e E.L. Grean, University of Queensland Press, St. Lucia, Queensland.

FREIRE, E. S. M. (1965). "Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática". Rio de Janeiro, Revista Construção.

GALETI, Paulo Anestar (1979). Conservação do solo: reflorestamento e clima. 2 ed. Campinas: instituto campineiro de Ensino Agrícola.

GEGEP/UFPE (2014). 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.)

GERSCOVICH, DENISE. (2012). "Estabilidade de Taludes". Ed. Oficina de Textos, São Paulo-SP.

GOMES, F. S.. (2001). "Estudo da Erodibilidade e Parâmetros Geotécnicos de um solo em Processo Erosivo". Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

- GONÇALVES, F. S.(2014). “Mapeamento geológico do município de Ipojuca – PE”. Recife: UFPE/Curso de Geologia, 2014. 81p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia)-Curso de Geologia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife.
- GREENLAND, D. J. & HAYES, M. H. B. (1978). “The Chemistry of soil constituents. Chichester”, John Wiley & Sons.
- GRIM, R. E. (1962) “Applied Clay Mineralogy”. New York, McGraw-Hill Books.
- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C. M. (1984). “Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação”. São Paulo: Edgard Blücher.
- GUERRA, 2014. Erosão e Conservação dos Solos. Editora Bertrand Brasil.
- HUTCHINSON, J. N. (1968), Mass Movement. In: Encyclopedia of Geomorphology. New York: Ed. R.W. Fairbridge. Reinhold Book.
- HENRIQUE, HUGO MANOEL (2014). “Mapa de Risco a Deslizamento e Erosão do Bairro de Rurópolis, Município do Ipojuca-PE”.Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife – PE.
- IBGE, (2012). “Banco de Dados”. Acessado em 01/07/2012. <http://www.ibge.gov.br>
- INFANTI JR., N.; FORNASARI FILHO, N. Processos da Dinâmica Superficial. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Eds) Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, 1998.
- JENNINGS J.E. & KNIGHT K. 1957. The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting.
- JOHNSON, R. B. & DEGRAFF, J. V. (1988). “Principles of engineering geology”. John Wiley and Sons, New York.
- KARMANN, I. (2000). “Ciclo da água subterrânea e sua ação geológica”. In TEIXEIRA, W. et. al. (org.) Decifrando a terra. São Paulo, Oficina de Textos.
- LAL, R. (1999). “Soil quality and food security: the global perspective”. Soil quality and soil erosion. R. Lal (ed.), Soil and water conservation society, Iowa.
- LAFAYETTE, K. P. V. (2006). “Estudo Geológico – Geotécnico do processo Erosivo em Encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho/PE”. Tese de Doutorado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.
- LEROUEIL, S; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; LOCAT, J; LEE, H. & FAURE, R. (1996). “Geotechnical characterization of slope movements”. Invited Lecture, 7th International Symposium on Landslide, Trondheim.

LEROUEIL, S. (2004). "Geotechnics of slope before failure". In IX International Symposium on Landslides". Rio de Janeiro, Brasil.

LIMA, ANALICE FRANÇA (2002). Comportamento Geomecânico e Análise de Estabilidade de uma Encosta da Formação Barreira na Área Urbana da Cidade do Recife. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

LIMA, M. C. (2003). "Degradação físico-química e mineralógica de maciços juntos às voçorocas". Tese de Doutorado, UNB, Dep. de Eng. Civil e Ambiental.

LLOPIS TRILLO, G. (1999). "Control de la erosion y obras de deságue". Manual de la estabilización y revegeción de taludes; Gráficas Arias Montano, S.A.; Madrid.

MIKKELSEN, P. E. (1996). "Field instrumentation". In Landslide investigation and mitigation. A. Keith Turner, Robert L. Schuster, editors. Special Report / Transportation Research Board, National Research Council, 247. Washington, D. C

Modificado de INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1998; organizado por FÁBIO REIS. Fonte: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09b.html>.

MONTGOMERY, C.W. (1992). "Environmental Geology. Wm. C. Brown Publishers".

MARTINS, E. O. (2005). Cadastro georreferenciado de erosões no Distrito Federal, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A (editores) (1998). Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE).

POESEN, J. (1984), "The influence of slope angle of infiltration rate and horlonian overland flow volume". Z. Geomorph N.F.

POPESCU, M. E. (1996). "From landslide causes to landslide remediation". 7th International Symposium on Landslides, Trondheim.

POU, A. (1988). "La erosion". Unidades temáticas ambientales de la Direccion General del Médio Ambiente, MOPV. Madrid

QUEIROZ NETO, J. P. (1989). Vegetação fator de proteção do solo. Anais do 2o Encontro Nacional de Estudos do Meio Ambiente. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.

SALOMÃO, F. X. T. e IWASA, O. Y. (1995), Curso de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente, São Paulo, ABGE/IPT.

SILVA, MARILIA MARY DA (2007). “Estudo Geológico-Geotécnico de uma Encosta com Problemas de Instabilidade no Município de Camaragibe – PE”, Tese de Doutorado, UFPE, Recife – PE.

SILVA, F. B. R. E. et. al (2001). “Zoneamento agroecológico do Estado de Pernambuco”. Recife: Embrapa Solos - Unidade de Execução de Pesquisa e Desenvolvimento - UEP Recife; Governo do Estado de Pernambuco (Secretaria de Produção Rural e Reforma Agrária).

SCHOBENHAUS, C. (Coord.) (1984) Mapa Geológico do Brasil e da área oceânica adjacente, incluindo depósitos minerais. Brasília, MME/ DNPM.

SOUZA ANNA PAULA LEOPOLDO (2014). “Estudos Geotécnicos e de Estabilidade de Taludes da Encosta do Alto do Padre Cícero no Município de Camaragibe-PE”, Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife – PE.

SANTANA, R. G. & COUTINHO, R. Q. (2006) “Análise de Soluções de Engenharia para Contenção em Encostas Ocupadas na Região Metropolitana do Recife - PE” In: XII COBRAMSEG. Anais, Curitiba – PR.

VARGAS, M. (1988) “Characterization Identification and Classification of Tropical Soils”. Proc. II Inter. Conference on Geomechanics of Tropical Soils. Singapore.

VARGAS, M. (1992) “Identification and Classification of Tropical Soil”. US/Brazil”. Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soil. Belo Horizonte, Vol 1.

VARNES, D. J (1978). “Slope movement and types and process”. In: SCHUSTER R. L.; KRIZEK, R.J. (Eds.) Landslides: analysis and control. Washington DC: National Academy of Sciences.

ZACHAR, D. (1982). Soil erosion (Development in Soil Science 10). Forest Reserarch Institute, Zvolen. Tchecoslováquia.

VARGAS, M. (1953). “Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil”. Proc. III Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich.

VARGAS, M. (1978). “Introdução à Mecânica dos Solos”. McGRAW-HILL do Brasil. São Paulo. Vol.1.

REGINATTO, A.R. & FERRERO (1973). “Collapse Potential of Soils and Water Chemistry”. Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.

- BASMA, A.A. e TUNCER, E.R. (1992). "Evaluation and Control of Collapsible Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 118, nº 10, October.
- CINTRA, J.C.A. (1998). "Fundações em Solos Colapsíveis". Escola de Engenharia de São Carlos – SP.
- DÉCOURT, L. e QUARESMA FILHO, A.R. (1994). "Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends". Proc. of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, India, January, Vol. 1.
- DUDLEY, J.H. (1970). "Review of Collapsing Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, nº SM3, May.
- LUTENEGGER, A.J. & SABER, R. T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils". Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11, nº 3, September.
- FUTAI, M.M. (2000). "Comportamento Colapsível de Solos Tropicais Brasileiros". VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 1.
- FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. e BEVENUTO, C. (1990). "Uma Análise de Modelos Geotécnicos para a Previsão de Recalques em Solos Colapsíveis". 6º CBGE. Salvador, Vol. 2.
- FERREIRA, S.R.M. (1995). "Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Março.
- FERREIRA, S. R. M. & LACERDA, W. A. (1993). "Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaio de Laboratório e de Campo". Revista Solos e Rochas. Vol. 16, Nº 4.
- FERREIRA, S.R.M e LACERDA, W.A. (1995). "Volume Change Measurements in Collapsible Soil by Laboratory and Field Tests". Proc. First International Conference on Unsaturated Soils. Paris, France. Balkema.
- MENDONÇA, M. B., (1990). "Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa-BA". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ. MENDES, R.M. "Mapeamento Geotécnico da área central urbana de São José do Rio Preto (SP) na escala 1:10.000 como subsídio ao Planejamento Urbano." São Carlos, 2001. Dissertação de Mestrado, CCET/UFSC.

SOUZA NETO, J.B. (2004). "Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (Colapso)". Tese de Doutorado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro.