



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

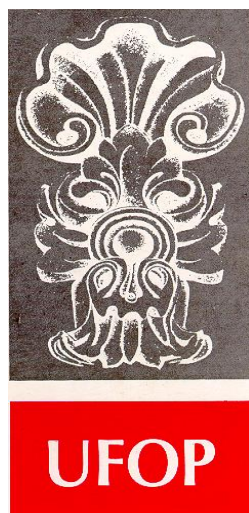
CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS ORGÂNICAS
MOLES DO QUATERNÁRIO – ESTUDO DE CASO VILA BARRAGINHA, CONTAGEM/
MINAS GERAIS

Débora Meleu

MONOGRAFIA N° 222

Ouro Preto, Maio de 2017

**CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS
ARGILAS ORGÂNICAS MOLES DO QUATERNÁRIO –
ESTUDO DE CASO VILA BARRAGINHA, CONTAGEM/
MINAS GERAIS**



FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO

Reitor

Prof. ^a Dra. Cláudia Aparecida Marlière de Lima

Vice-Reitor

Prof. Dr Hermínio Arias Nalini Júnior

Pró-Reitor de Graduação

Prof. ^a Tânia Rossi Garbim

ESCOLA DE MINAS

Diretor

Prof. Dr. Issamu Endo

Vice-Diretor

Prof. Dr. José Geraldo Arantes de Azevedo Brito

DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA

Chefe

Prof. Dr. Luís Antônio Rosa Seixas

MONOGRAFIA

Nº 222

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS ORGÂNICAS MOLES DO QUATERNÁRIO – ESTUDO DE CASO VILA BARRAGINHA, CONTAGEM/ MINAS GERAIS

Débora Meleu

Orientador

Luis de Almeida Prado Bacellar

Monografia apresentada ao Departamento de Geologia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para avaliação da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II – TCC 402, ano 2016/2.

OURO PRETO

2017

Universidade Federal de Ouro Preto – <http://www.ufop.br>
Escola de Minas - <http://www.em.ufop.br>
Departamento de Geologia - <http://www.degeo.ufop.br/>
Campus Morro do Cruzeiro s/n - Bauxita
35.400-000 Ouro Preto, Minas Gerais
Tel. (31) 3559-1600, Fax: (31) 3559-1606

Direitos de tradução e reprodução reservados.

Nenhuma parte desta publicação poderá ser gravada, armazenada em sistemas eletrônicos, fotocopiada ou reproduzida por meios mecânicos ou eletrônicos ou utilizada sem a observância das normas de direito autoral.

Revisão geral: Débora Meleu

Catálogo elaborado pela Biblioteca Prof. Luciano Jacques de Moraes do
Sistema de Bibliotecas e Informação - SISBIN - Universidade Federal de Ouro Preto
<http://www.sisbin.ufop.br>

M519c Meleu, Débora.
Caracterização geológica e geotécnica das argilas orgânicas moles do quaternário - Estudo de Caso Vila Barraginha, Contagem/Minas Gerais [manuscrito] / Débora Meleu. - 2017.

108f.: il.: color; grafs; tabs; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar.

Monografia (Graduação). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Geologia.

1. Geotecnia. 2. Taludes (Mecânica do solo). 3. Dinâmica - Movimento de massa. I. Bacellar, Luis de Almeida Prado. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.131.22

Catálogo: ficha@sisbin.ufop.br

Ficha de Aprovação

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TÍTULO: Caracterização Geológica e Geotécnica das Argilas Orgânicas Moles do Quaternário –
Estudo de Caso Vila Barraginha, Contagem/Minas Gerais

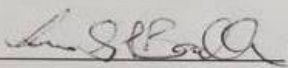
AUTORA: DÉBORA MELEU

ORIENTADOR: Prof. Luis de Almeida Prado Bacellar

Aprovada em: 15 de maio de 2017.

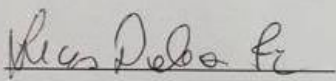
BANCA EXAMINADORA:

Prof. Luis de Almeida Prado Bacellar



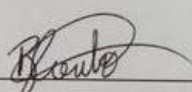
DEGEO/UFOP

Prof. Lucas Deleon Ferreira



DECIV/UFOP

Doutorando Bruno de Oliveira Costa Couto



NUGEO/UFOP

Ouro Preto, 15/05/2017

Aos meus pais e irmãs,

Agradecimentos

Aos meus pais, Davi e Marilene, por serem meu exemplo de fortaleza. Muito obrigada pelo amor e apoio incondicional, pela confiança, e por não medirem esforços para que esse momento fosse possível.

Às minhas irmãs, Juliana e Angélica, pelo carinho e incentivo de sempre. Aos meus sobrinhos, Manu e Davizinho, pelos momentos de ternura.

Ao Vinícius pelo amor, carinho, compreensão e, principalmente, pelas incontáveis palavras de incentivo. Por estar ao meu lado nos momentos difíceis e por ser meu porto seguro.

A toda equipe técnica, funcionários e diretores da empresa DM Geologia Geotecnia e Engenharia Ltda. pela parceria, incentivo e especialmente, por tornar possível a realização deste trabalho de conclusão de curso.

Ao professor e orientador Luis Bacellar pelo apoio e, sobretudo por compartilhar seu vasto conhecimento sobre geotecnia.

À Prefeitura de Contagem por permitir o desenvolvimento deste projeto, em especial à Engenheira responsável pela Vila Barraginha, Maria Alice Paranhos, e à Assistente Social Ione.

À Universidade Federal de Ouro Preto e a todo corpo docente do curso de Engenharia Geológica por me proporcionarem um grande aprendizado.

A toda equipe técnica do Núcleo de Geotecnia Aplicada da UFOP, em especial ao técnico Guilherme, ao doutorando Bruno Couto e à aluna de Iniciação Científica Patrícia Pinheiro. Muito obrigada pelo apoio operacional, paciência e companhia.

Aos meus amigos da Geologia e a todos que participaram direta ou indiretamente, não só da elaboração deste trabalho, mas também desses 6 anos de experiência acadêmica.

Sumário

Agradecimentos	xxi
Sumário	xiii
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xvi
RESUMO.....	xvii
Abstract	xix
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 – Apresentação	1
1.2 – Objetivos.....	2
1.3 – Localização	2
1.4 – Natureza do problema.....	3
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 – Introdução	5
2.2 – Corridas de lama	7
2.3 – acidentes associados a corridas de lama	9
2.3.1. Campos do Jordão	9
2.3.1. Contagem	10
CAPÍTULO 3 – ASPECTOS GEOLÓGICOS E FISIAGRÁFICOS.....	13
3.1 – Geologia Local	13
3.2 – Geomorfologia.....	14
3.3 – Clima.....	16
3.4 – Histórico de uso e ocupação do terreno	16
CAPÍTULO 4 – MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE ARGILAS MOLES.....	23
4.1 – Introdução	23
4.2 – Investigação geotécnica do subsolo - sondagens	23
4.2.1 – Sondagem de simples reconhecimento com medida de SPT	23
4.2.2 – Sondagem DPL	24
4.3 – Amostragem	26
4.3.1 – Amostragem deformada	26
4.3.2 – Amostragem indeformada.....	26
4.4 – Ensaios de Laboratório	27
4.4.1 – Caracterização Mineralógica – Difractometria de Raios-X.....	27
4.4.2 – Caracterização Geotécnica – Ensaios de caracterização	28

CAPÍTULO 5 – MATERIAIS E MÉTODOS	35
5.1 – Introdução	35
5.2 – Pesquisa Bibliográfica	35
5.3 – Investigação de campo	35
5.2.1 – Sondagem de simples reconhecimento de solos com medida de SPT	36
5.2.2 – Sondagem DPL	38
5.4 – Ensaios de Laboratório	38
5.4.1 – Caracterização Mineralógica - Difratomia de Raios-X	39
5.4.2 – Caracterização Geotécnica - Ensaios de caracterização.....	39
5.5 – Análise de estabilidade do talude	42
5.5.1 – Teoria de Equilíbrio-Limite	42
5.5.2 – Parâmetros e métodos utilizados.....	44
CAPÍTULO 6 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	47
6.1 – Introdução	47
6.2 – Dados de campo	47
6.2.1 - Sondagem de simples reconhecimento de solos com medida de SPT.....	47
6.2.2 – Sondagem DPL	50
6.2.3 – Comparações entre as sondagens SPT e DPL.....	50
6.2 – Dados de Laboratório	53
6.3.1 – Caracterização Mineralógica – Difratomia de Raios-X.....	53
6.3.2 – Caracterização Geotécnica – Ensaios de caracterização	54
6.3 – Análise de estabilidade de taludes	62
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	65
Referências	67
APÊNDICE I – BOLETINS DE SONDAGEM SPT	71
APÊNDICE II – BOLETINS DE SONDAGEM DPL	74
APÊNDICE III – DIFRATOMIA DE RAIOS-X	77
APÊNDICE IV – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	80
APÊNDICE V – TENSÃO CISALHANTE x TENSÃO NORMAL	83
APÊNDICE VI – ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE	85

Índice de Figuras

Figura 1: Localização da área de estudo.....	2
Figura 2: Vias de acesso a área de estudo	3
Figura 3: Vista aérea do Vale Piracuama evidenciando a movimentação do material argiloso..	10
Figura 4: Vista aérea da Vila Barraginha evidenciando a movimentação do material argiloso orgânico	12
Figura 5: Coluna estratigráfica referente à sucessão de camadas presentes no vale de Vila Barraginha	14
Figura 6: Perfil geológico do vale de Vila Barraginha.....	15
Figura 7: Foto área mostrando o vale do córrego Barraginha	18
Figura 8: Localização da antiga barragem em relação ao deslizamento ocorrido na Vila Barraginha em 1992.....	19
Figura 9: Deslizamento ocorrido na Vila Barraginha em 1968.....	20
Figura 10: Planta de localização da antiga represa “Barraginha” e os deslizamentos ocorridos em 1968 e em 1992.....	21
Figura 11: Equipamento DPL com hastes, martelo, plataforma niveladora, batente e ferramentas para extração do penetrômetro.....	25
Figura 12: Dispositivo portátil Torvane e palhetas utilizadas no ensaio.	33
Figura 13: Localização de onde ocorreram os ensaios de campo e coleta de amostras.	36
Figura 14: Exemplo de talude subdividido em fatias sobre superfície de ruptura circular	43
Figura 15: Perfis geológicos.	49
Figura 16: Comparação entre as profundidades atingidas pelo SPT e DPL.....	51
Figura 17: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 01.	51
Figura 18: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 02.	51
Figura 19: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 03.	52
Figura 20: Correlação linear entre os números de golpes obtidos pelos métodos SPT e DPL.	52
Figura 21: Resistência ao cisalhamento	60
Figura 22: Curva de adensamento obtida pelo ensaio oedométrico.	62

Índice de Tabelas

Tabela 1: Agentes e causas de movimentos de massa.....	6
Tabela 2: Fatores deflagradores de movimentos de massa.....	6
Tabela 3: Sistema de classificação adaptado de Varnes (1978).	7
Tabela 4: Sistema de classificação de Augusto Filho (1992).	8
Tabela 5: Classificação dos solos quanto à resistência à penetração.	24
Tabela 6: Classificação dos solos quanto ao índice de plasticidade.	31
Tabela 7: Dados referentes às profundidades atingidas no ensaio SPT e amostras coletadas em campo	37
Tabela 8: Relação de amostras coletadas e submetidas aos ensaios laboratoriais, por furo.....	38
Tabela 9: Dados referentes às profundidades atingidas no ensaio DPL.....	38
Tabela 10: Resumo da campanha de ensaios laboratoriais.....	39
Tabela 11: Relação de ensaios de caracterização realizados.....	40
Tabela 12: Cargas e tensões sobre as quais o corpo de prova foi submetido durante a fase de carregamento do ensaio oedométrico.	41
Tabela 13: Cargas e tensões sobre as quais o corpo de prova foi submetido durante a fase de descarregamento do ensaio oedométrico.....	41
Tabela 14: Comparação entre as argilas de Vila Albertina, Cachoeira do Campo e de Vila Barraginha.	44
Tabela 15: Resultados obtidos para peso específico, coesão e ângulo de atrito da argila orgânica mole de Vila Barraginha.	44
Tabela 16: Correlação entre os solos identificados	48
Tabela 17: Resumo dos resultados com a representatividade de cada mineral	53
Tabela 18: Teor de umidade das amostras coletadas.....	54
Tabela 19: Densidade real dos grãos.	55
Tabela 20: Classificação granulométrica dos solos amostrados.....	56
Tabela 21: Resumo dos resultados obtidos pelos ensaios de LL e LP, determinação do IP e classificação SUCS.....	57
Tabela 22: Índice de atividade de cada amostra e sua respectiva classificação.	58
Tabela 23: Resistências de pico e residual referentes a cada carregamento.....	59
Tabela 24: Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto.	59
Tabela 25: Comparação dos resultados das análises de estabilidade de taludes desenvolvidas em Vila Barraginha.....	63

RESUMO

Nas últimas décadas foram registrados recorrentes episódios de movimentação de massa na região sudeste do Brasil, os quais causaram significativos impactos econômicos e sociais. Dentre estes acidentes, citam-se os ocorridos em Vila Albertina, Campos do Jordão, e em Vila Barraginha, Contagem. A estratigrafia de ambos os locais é associada a depósitos gerados em fundos de vale, e marcada pela presença de argilas orgânicas moles sobrepostas por depósitos coluviais. Neste contexto, as regiões apresentavam aparente estabilidade, até serem submetidas a sobrecarga. Deste modo, visando a melhor compreensão da problemática da estabilidade de taludes constituídos por esta mesma estratigrafia, este trabalho objetivou a reavaliação da segurança de Vila Barraginha por meio da compilação de dados dos trabalhos já desenvolvidos no local, bem como pela aquisição de novos parâmetros. Para tal, foram desenvolvidas campanhas de investigação e caracterização da argila, visando, principalmente, definir sua resistência tanto em umidade natural, quanto em condição mais suscetível à movimentação, sob completa saturação. De modo geral, os resultados obtidos para resistência não drenada variaram de 9 a 69 kPa, sendo considerados condizentes com os registrados na literatura, e confirmando, assim, a grande variabilidade de resistência dessas argilas em diferentes locais e profundidades. A comparação dos resultados permitiu selecionar os dados mais adequados para análise de estabilidade do talude. Utilizando-se o método de Janbu foi possível adquirir fatores de segurança mais realistas às condições de Vila Barraginha, os quais variaram entre 0,50 a 1,29 para resistências variando de 4,9 e 14,7 kPa.

Palavras chave: movimento de massa, corrida de lama, estabilidade de taludes, Vila Barraginha, geotecnia.

Abstract

In the last decades, several episodes of mass movement have been occurred in the southeastern region of Brazil, and caused significant economic and social impacts. Among these accidents, there are those occurred in Vila Albertina, Campos do Jordão, and in Vila Barraginha, Contagem. The stratigraphy of both sites is associated with deposits generated in valley bottoms, and marked by the presence of soft organic clays overlain by colluvial deposits. In this context, the regions presented an apparent stability until they were submitted to overload. Thus, aiming a better understanding of this slope stability issue in areas of similar stratigraphy, this work intended to reassess the safety of Vila Barraginha through the compilation of data from works already developed on the site, as well as the acquisition of new parameters. For this purpose, research campaigns and clay characterization were developed, mainly aiming to define its resistance both in natural moisture and in a condition more susceptible to movement, completely saturated. In general, the results obtained for non-drained resistance ranged from 9 to 69 kPa, and were considered consistent with those reported in the literature, and thus confirming the great variability of clay's resistance in different locations and depths. The comparison of results enable the selection of the most suitable data for slope stability analysis. Using the Janbu method, it was possible to obtain more realistic safety factors at Vila Barraginha conditions, which ranged from 0,50 to 1,29 for resistances varying from 4,9 to 14,7 kPa.

Key words: mass movements, mudflow, slope stability, Vila Barraginha, geotechnical study.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – APRESENTAÇÃO

Nas últimas décadas diversos movimentos de massa do tipo “corrida de lama” (*mudflow*), ocorridos majoritariamente na região Sudeste do Brasil, receberam destaque não só pelo expressivo impacto social, mas também econômico (Bacellar *et al.*, 2004).

Tal movimento de massa é definido como uma rápida e extensa mobilização de materiais finos com elevada umidade que é gerada pela perda significativa de resistência, sendo esta causada pelo aumento do esforço cisalhante e da pressão de água intersticial quando os corpos terrosos são submetidos a alguma sobrecarga (Amaral & Fuck, 1973; Bacellar *et al.*, 2004). Assumindo essa mudança de comportamento elástico do solo argiloso para um comportamento fluido e viscoso, pode-se ainda inferir a provável associação desse tipo de movimento com o processo de liquefação estática devido à alta umidade e saturação do solo em questão (Melo, 2014).

Na literatura estão registradas algumas ocorrências de movimentos de massa envolvendo argilas orgânicas moles em taludes no Brasil. As duas principais foram observadas em Vila Barraginha, Contagem/MG, e em Vila Albertina, Campos do Jordão/SP. A “corrida de lama” em ambos os acidentes causou não só perda material, mas também 36 mortes em Vila Barraginha e 17 em Vila Albertina (CETEC, 1992; Guidicini & Prandini, 1974). Nestes locais, as argilas apresentam alta sensibilidade num mesmo contexto geomorfológico, sendo encontradas em taludes de baixa declividade em fundos de vales encaixados sobre rochas do embasamento pré-cambriano e sotopostas por depósitos de colúvio (Bacellar *et al.*, 2004).

Considerando os impactos socioeconômicos desencadeados por esses acidentes, juntamente a dificuldade de previsão dos mesmos devido à presença superficial de solo consistente, o estudo aqui desenvolvido buscou compreender estes movimentos de massa e os motivos que causam a alta sensibilidade das argilas orgânicas moles que ocorrem na Vila Barraginha na tentativa de evitar a repetição de desastres similares.

1.2 – OBJETIVOS

O objetivo principal deste estudo é reavaliar a estabilidade do talude em Vila Barraginha, comparando e complementando os dados de trabalhos prévios com dados obtidos durante o desenvolvimento deste trabalho.

Dentre os objetivos secundários, citam-se:

- Obter novos dados geomecânicos da argila mole de Vila Barraginha;
- Compreender, interpretar e correlacionar dados geológicos e geotécnicos.
- Refazer, modelar e simular a estabilidade do talude considerando os novos parâmetros geotécnicos.

1.3 – LOCALIZAÇÃO

A área de estudo localiza-se na porção centro-sul do Estado de Minas Gerais, no município de Contagem - região metropolitana de Belo Horizonte – representada na Folha Contagem (1:100.000), entre os paralelos 19°54' e 19°58', de latitude sul, e os meridianos 44°00' e 44°07', de longitude oeste. A área delimitada pelas coordenadas supracitadas está inserida na zona de influência da bacia hidrográfica do Ribeirão Arrudas.

O acesso a Vila Barraginha, a partir de Belo Horizonte, se dá pela Avenida do Contorno ou pela MG 050 no sentido Cidade Industrial, onde é possível acesso a Avenida Babita Camargos (BR 262), a partir da qual se atinge o destino final na Rua Osório de Moraes (Figura 2). Ambos os trajetos distam aproximadamente 15 km da capital mineira.

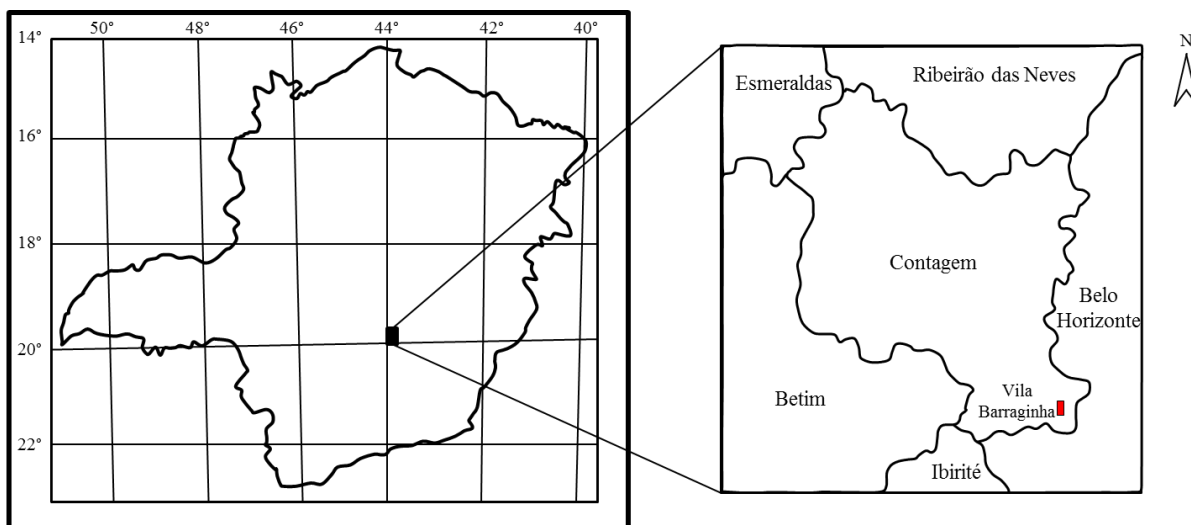
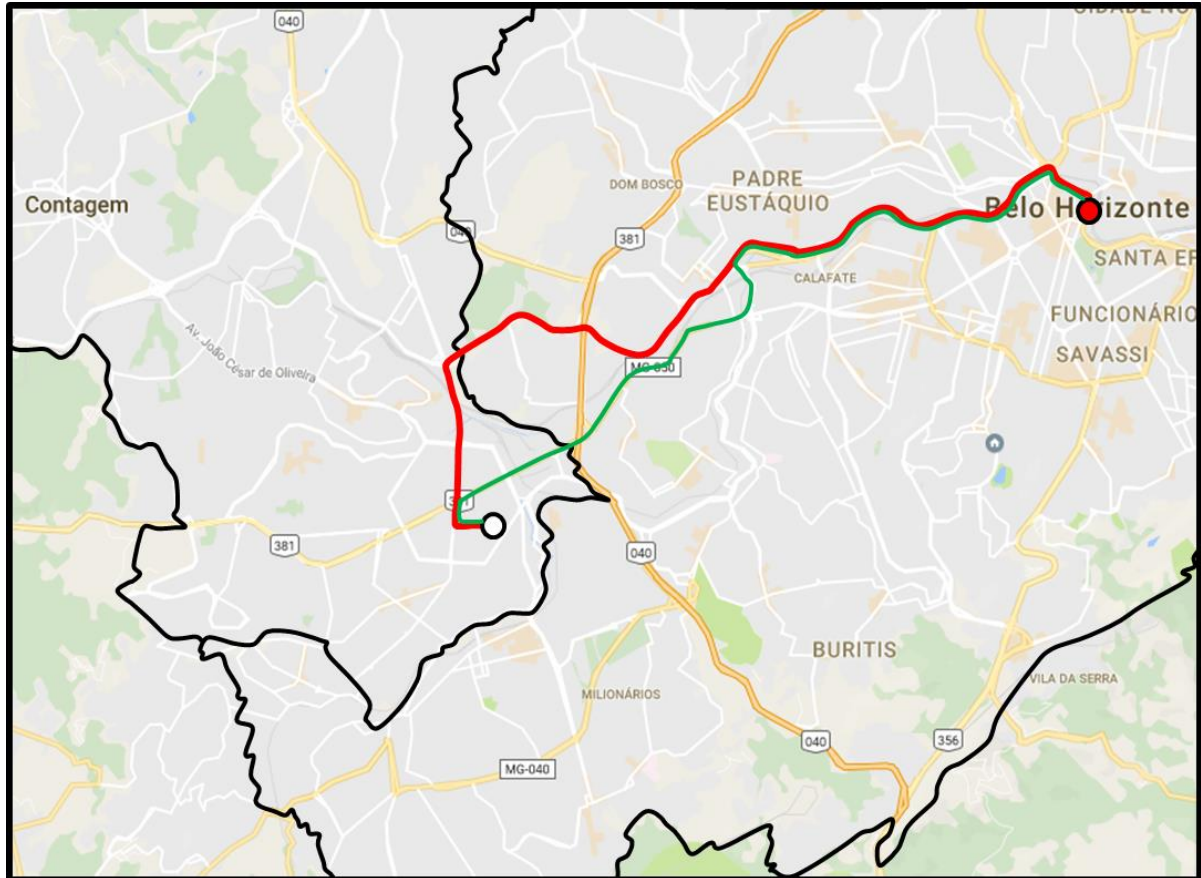


Figura 1: Localização da área de estudo. Fonte: Adaptado do *Google Maps*.



Legenda

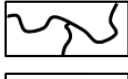
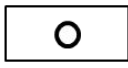
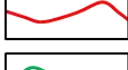


- | | | | |
|---|---------------------------------|---|---|
|  | Limite dos municípios |  | Destino final – ao final da Rua Osório de Moraes, Vila Barraginha, Contagem |
|  | Acesso pela Avenida do Contorno |  | Belo Horizonte, MG |
|  | Acesso pela MG 050 | | |

Figura 2: Vias de acesso a área de estudo. Fonte: Adaptado de *Google Maps*.

1.4 – NATUREZA DO PROBLEMA

Ambos os acidentes supracitados revelam uma realidade consequente do rápido e desordenado crescimento, que não ocorre apenas nos municípios de Contagem e Campos do Jordão, mas na maioria dos núcleos urbanos brasileiros.

A saturação dos centros urbanos tem induzido a instalação de centros industriais e a ocupação da população de baixa renda em áreas desfavoráveis, com topografia acidentada e terrenos alagadiços, como em morros e várzeas. Além desse fator, a presença de crosta superficial de solo consistente sobreposto ao depósito de argila orgânica mole dificulta a identificação do último e configura a aparente estabilidade do local, fazendo com que a ocupação seja realizada de maneira inadequada e insegura.

Sendo assim, para evitar a repetição de acidentes associados a movimentação de argilas depositadas em fundo de vale, procurou-se investigar e entender as potencialidades e limitações deste tipo de solo através do estudo geológico e geotécnico do mesmo.

2.1 – INTRODUÇÃO

O presente capítulo é uma revisão bibliográfica acerca das propriedades dos movimentos de massa mais referenciados na literatura, em especial as corridas de lama, visando dar suporte teórico ao trabalho prático desenvolvido e apresentado nos capítulos seguintes.

Em definição, os movimentos de massa são processos geológicos superficiais definidos por toda e qualquer movimentação gravitacional de rocha, solo e/ou detritos (Cruden, 1990) gerados sob diferentes características ambientais (Augusto Filho, 2004). O referido fenômeno é responsável por significativos impactos sociais e econômicos na região sudeste do Brasil, e pode ser explicado por diversos fatores condicionantes.

Visando a melhor compreensão da deflagração desses movimentos, Guidicini & Nieble (1983) indicam a atuação de agentes e causas de instabilizações (Tabela 1), enquanto Varnes (1978) sugere o aumento na sollicitação dos maciços rochosos e/ou terrosos juntamente com a redução da resistência dos mesmos (Tabela 2). Apesar da diferente nomenclatura, ambos os autores consideram agentes modificadores naturais e antrópicos responsáveis pelas alterações na estabilidade de encostas e taludes.

Considerando especialmente as áreas urbanas, onde acidentes relacionados à movimentação de massa são frequentes e menos negligenciados, os fatores condicionantes naturais são intensificados por fatores antrópicos, tais como a intensa urbanização e uso e ocupação inapropriado do solo (Augusto Filho, 2004).

A vasta e frequente ocorrência de movimentações de massa com diferentes características resultou em sistemas de classificação baseados em parâmetros específicos. Dentre os sistemas de classificação conhecidos, cita-se o mais utilizado em âmbito internacional sugerido por Varnes (1978), conforme apresentado na Tabela 3. Nesta classificação o autor considera 5 tipos de movimentos principais baseando-se principalmente nos tipos de material envolvido e movimento observado.

Tabela 1: Agentes e causas de movimentos de massa (Fonte: Adaptado de Guidicini & Nieble, 1983).

Agentes		
Predisponentes	Efetivos	
Complexos geológico, morfológico, climático-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original.	Preparatórios	Imediatos
	Pluviosidade, erosão pela água e pelo vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação do nível de lagos, mares e do lençol freático, ação de animais e seres humanos, deflorestamento.	Chuvas intensas, fusão do gelo e da neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem.
Causas		
Internas	Externas	Intermediárias
Efeito das oscilações térmicas, redução dos parâmetros de resistência por intemperismo.	Efeitos de vibrações, mudanças naturais na inclinação das camadas, mudanças na geometria do sistema.	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas, elevação da coluna de água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão subterrânea retrogressiva, diminuição do efeito de coesão aparente.

Tabela 2: Fatores deflagradores de movimentos de massa (Fonte: Adaptado de Varnes, 1978).

Ação	Fatores	Fenômenos
Aumento da solicitação de maciços rochosos e/ou terrosos	Remoção de suporte lateral	Causada por erosão gerada por ação de rios, geleiras, ondas e marés e por ações intempéricas; queda de rocha, subsidência e fraturamento; estabelecimento de cortes, pedreiras e canais.
	Sobrecarga	Causada por carga proveniente do peso da vegetação, água da chuva, granizo e neve; acumulação de materiais gerados por escorregamento ou colapso de material vulcânico; pressões de infiltração de água em percolação; construção de aterros, estoques de rocha e minério, pilhas de rejeito, peso de edificações e estruturas e carga gerada pelo vazamento de água.
	Tensões transitórias	Causada por terremotos; vibrações geradas por explosão, maquinário, tráfego, trovão, falhas na encosta adjacente.
	Pressões laterais	Causada por água em trincas e cavernas; congelamento de água em trincas; expansão de material argiloso; mobilização de <i>stress</i> residual.
	Inclinação regional	Causada pelo aumento do ângulo de inclinação.
	Remoção de suporte subjacente	Causada pela redução de cota gerada por ação de rios e ondas; intemperismo subaéreo; erosão subterrânea por solução de materiais; mineração; perda de resistência do material subjacente; expulsão de material plástico subjacente.
	Processos vulcânicos	Causados por dilatação devido inflação ou deflação de câmaras magmáticas; flutuação nos níveis de lava; aumento de tremores.
Redução da resistência de maciços rochosos e/ou terrosos	Características intrínsecas do material (composição, textura e geometria)	Alteradas de acordo com o conteúdo de água no material; grau de arredondamento das partículas; presença de descontinuidades nos maciços, camadas sobre material plástico, estratos inclinados em direção à face livre da encosta, alternância de camadas permeáveis e impermeáveis, orientação da inclinação.
	Fatores variáveis	Influenciados por reações geradas nos processos de intemperismo químico e físico, tais como, desintegração, hidratação, migração do conteúdo de água, ressecamento de material argiloso, remoção do cimento por solução; grau de saturação; mudanças na estrutura do maciço geradas por perturbações, bioturbações e rastejamento progressivo.

Tabela 3: Sistema de classificação adaptado de 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 de rocha De blocos rochosos	Abatimento de detritos De blocos de detritos	Abatimento de terra De blocos de terra
	Translacional	Muitas unidades	De rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/Escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				Rastejo de solo	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos.					

No entanto, este trabalho utilizará como referência o sistema de classificação sugerido por Augusto Filho (1992), por apresentar melhor adequação aos casos brasileiros. Conforme apresentado na Tabela 4, o autor considera 4 tipos de movimentos de massa com caracterização baseada não só no tipo de material envolvido, mas também em parâmetros relativos à natureza da superfície de movimentação, volume de material deslocado e velocidade do movimento.

Em termos gerais, o estudo aprofundado dos movimentos de massa é de suma importância, visto que sua ocorrência envolve tipos de materiais e fatores deflagradores comuns às mais diversas áreas geográficas. Além disso, a identificação, classificação e análise dos diferentes tipos de movimentos de massa auxiliam na formulação de modelos qualitativos de estabilidade de encostas e taludes a fim de mapear as áreas de risco, definir a suscetibilidade ao deslizamento, bem como discriminar medidas preventivas adequadas a cada caso.

2.2 – CORRIDAS DE LAMA

As corridas, ou fluxos, de lama são formas rápidas de escoamento de material fino inconsolidado de caráter essencialmente fluido ocasionadas pela perda de atrito interno das partículas quando há aumento do conteúdo de água no solo (Guidicini & Nieble, 1983).

Esse movimento também pode ser gerado por processo de liquefação, sendo este caracterizado pela transição do estado sólido para o estado líquido quando há considerável aumento de umidade, algum efeito de vibração próximo, ou pelo amolgamento de argilas sensitivas. A presença excessiva de água em materiais finos ocasiona a desestruturação da

fase sólida juntamente com a redução da coesão do solo, aumentando, portanto, a sua sensibilidade (Guidicini & Nieble, 1983; Znamensky, 2001).

Tabela 4: Sistema de classificação de Augusto Filho (1992).

Processos	Características
Rastejo ou Fluência	Vários planos internos de deslocamento Velocidades de muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescente com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos externos de deslocamento Velocidades médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grande 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 de material 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 do solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Considerando especialmente a classificação sugerida por Augusto Filho (1992), as corridas de lama podem ser caracterizadas pela movimentação rápida a extremamente rápida de grande volume de materiais finos com alto teor de água e alta plasticidade, que se desenvolve ao longo das drenagens e apresenta extenso raio de alcance.

As propriedades que determinam o comportamento reológico da corrida de lama são definidas pela fração granulométrica predominante no solo (Znamensky & Gramani, 2000). Desta forma, o silte e a argila, juntamente na presença de água, atribuem comportamento visco-elástico ao movimento, o qual é marcado pela colisão de partículas em suspensão. Por

se tratar de um fluxo de detritos, como proposto por Johnson & Rodine (1984), as corridas de lama também apresentam perfil longitudinal com a parte frontal representada por material mais grosso, por vezes oriundo do processo de desestabilização do terreno, e por material mais fino e homogêneo na parte à montante do fluxo de solo.

2.3 – ACIDENTES ASSOCIADOS A CORRIDAS DE LAMA

Dentre os inúmeros acidentes envolvendo movimentação de massa por fluxo de detritos no Brasil, citam-se os ocorridos em Campos do Jordão e em Contagem como os dois principais envolvendo corridas de lama. Ambos os acidentes foram marcados por impactos socioeconômicos significativos num mesmo contexto de ocupação urbana/industrial irregular.

A partir da revisão apresentada e da breve explanação acerca de como as corridas de lama se desenvolveram, pode-se dizer que os acidentes ocorridos tanto em Vila Albertina, quanto em Vila Barraginha foram decorrentes de mais de um fator deflagrador. O mecanismo de aumento da sollicitação de maciços terrosos por sobrecarga e de aumento da poropressão causada por deslizamentos prévios, sugerido por Varnes (1978), justifica a movimentação de massa ocorrida em ambas as vilas de forma precisa, evidenciando a dependência da corrida de lama ao grau de saturação do solo.

2.3.1. Campos do Jordão

A movimentação de massa ocorrida na Vila Albertina em Campos do Jordão, São Paulo, foi o acidente de maior repercussão no município, sendo amplamente relatado por diversos autores. O deslizamento ocorreu no amanhecer do dia 18 de agosto de 1972 e foi marcado pela movimentação de cerca de 70 mil metros cúbicos de lama, esta constituída por 80% de água, 15% de substâncias minerais e 5% de matéria orgânica. Como resultado da mobilização desse grande volume de material, 60 casas foram soterradas e 17 pessoas mortas (Amaral & Fuck, 1973).

Ainda segundo Amaral & Fuck (1973), a argila orgânica que se acumulara ao fundo do Vale Piracuama apresentava espessura superior a 8 metros e era coberta por um solo firme e seco com cerca de 30 a 40 cm de espessura. O material argiloso composto principalmente por quartzo, caulinita e gibbsita sofreu influência de um aumento de carga causado pela construção de um aterro na área, bem como da vibração gerada pelo maquinário responsável

pela obra. Quando exposto a esses fatores, a argila, já liquefeita, rompeu a cobertura resistente de solo que a encobria e ocasionou o acidente (Figura3).



Figura 3: Vista aérea do Vale Piracuama evidenciando a movimentação do material argiloso. Fonte: Amaral & Fuck, 1973.

Acredita-se que o acidente pode ter sido propiciado pelo peso do próprio aterro, visto que as encostas adjacentes apresentavam baixa declividade antes e depois da movimentação de massa. Apesar de não ser fator determinante para deflagrar a corrida de lama, a ocorrência de chuva forte 6 dias antes do acidente auxiliou a saturação da camada argilosa, acelerando o processo de liquefação (Amaral & Fuck, 1973).

No trabalho de Barel Filho (2002), ainda fica registrado a recorrência da movimentação da argila orgânica no município de Campos de Jordão, mais precisamente nos bairros do Britador e de Vila Abernécia nos anos de 2000 e 2002, respectivamente.

2.3.1. Contagem

Assim como o município de Campos do Jordão, o bairro de Vila Barraginha no município de Contagem, Minas Gerais, também testemunhou mais de um evento de movimentação de massa associada à presença de argilas orgânicas moles.

O primeiro episódio ocorreu no dia 23 de setembro do ano de 1968, quando ocorreu o soterramento de 9 barracos devido a movimentação de cerca de 12 mil metros cúbicos de

solo. Apesar da falta de parecer técnico, há o registro de que o deslocamento de solo se iniciou após sucessivos descarregamentos de terra para construção de um aterro no terreno de uma serralheria.

O segundo episódio ocorreu no início da tarde do dia 18 de março de 1992, quando cerca de 30 mil metros cúbicos de material movimentado atingiu uma área total de 9.125 metros quadrados ao longo de uma extensão de 200 metros (CETEC, 1992).

Assim como a Vila Albertina, Vila Barraginha se iniciou a partir da ocupação urbana ao fundo de um vale embrejado sobre uma camada de argila orgânica com espessura variando de 2 a 4 metros (DAM, 2007). Em partes do terreno esse material de coloração preta e comportamento plástico era sobreposto por um depósito coluvial mais resistente, que não ultrapassava 1 metro.

A movimentação de massa na área começou a ser notada quando, durante a expansão de um aterro sobre terreno natural de argila orgânica, o caminhão responsável pela mobilização de material para a ampliação do terreno começou a afundar. Ainda segundo o Laudo técnico do CETEC (1992), acredita-se que a corrida de lama se deu em duas etapas principais, sendo a primeira mais lenta afetando a área mais marginal da vila, e a segunda extremamente rápida e destrutiva, etapa esta responsável pela destruição de cerca de 180 casas e morte de 36 pessoas. Ao fim da corrida de lama, o material transportado adquiriu formato típico de língua com extensão de aproximadamente 150 metros e largura de 50 metros conforme ilustrado na Figura 4.

Desta forma, o início do processo de liquefação da argila orgânica, já saturada, pode então ser atribuído à sobrecarga exercida pelo deslizamento do aterro. Após esses episódios ainda ocorreram movimentações de terra de menor intensidade com a queda de porções remanescentes do aterro, assim como o surgimento de minas de água.



Figura 4: Vista aérea da Vila Barraginha evidenciando a movimentação do material argiloso orgânico.
Fonte: CETEC, 1992.

ASPECTOS GEOLÓGICOS E FISIOGRÁFICOS

3.1 – GEOLOGIA LOCAL

O município de Contagem está inserido no domínio do embasamento meridional do Cráton São Francisco, mais precisamente sob os terrenos gnáissicos migmatíticos datados do Arqueano do Complexo Belo Horizonte (Almeida, 1977; Romano *et al.*, 2014).

Ao longo da extensão geográfica da Vila Barraginha é possível, por vezes, observar afloramentos de rochas gnáissicas leucocráticas do embasamento cratônico com bandas de granulação fina a média, sendo as félsicas constituídas por quartzo, plagioclásio e feldspato, e as máficas por biotita. Sobreposta ao embasamento, e ao respectivo manto de alteração, é observada cobertura sedimentar de idade geológica recente marcada por depósitos de natureza alúvio-coluvial.

Em 1992, ano em que ocorreu o escorregamento em Vila Barraginha, foram realizadas investigações, em campo e em subsuperfície através de sondagens, visando à construção de um perfil geológico representativo da área (CETEC, 1992). Neste perfil são destacadas 4 camadas principais sobrepostos ao saprolito (Figuras 5 e 6), sendo elas descritas da base para o topo:

- Horizonte B, eluvial, originado do processo de pedogênese das rochas gnáissicas. Este horizonte de solo, com coloração variegada, apresenta granulometria variando de silte-argiloso a silte-arenoso, podendo atingir espessura superior a 20 metros.

- Depósito alúvio-coluvial possivelmente associado à calha principal do rio Barraginha. Essa camada de solo com tom cinza-claro e espessura máxima de 6 metros é marcada pela deposição de sedimentos granulares arenosos intercalados por lentes argilosas. A presença de diferentes granulometrias nessa camada pode estar relacionada a épocas de menor e maior umidade, sendo elas atribuídas às alterações climáticas que ocorrem ao longo do tempo geológico recente.

- Depósito aluvial possivelmente associado a épocas de maior umidade. Essa camada de solo argiloso de coloração cinza-escuro a negra apresenta alto teor de matéria orgânica, assim como restos de fibras vegetais, e pode variar de 1 a 4 metros de espessura dependendo

da localização na bacia. Relaciona-se a presença de matéria orgânica ao desenvolvimento de vegetação típica de brejos na área.

- Depósito coluvial originado pela movimentação de material das vertentes do vale. Esta camada de material argilo-arenoso a argilo-siltosa, cuja espessura não ultrapassa 1 metro, sobrepõe às camadas supracitadas.

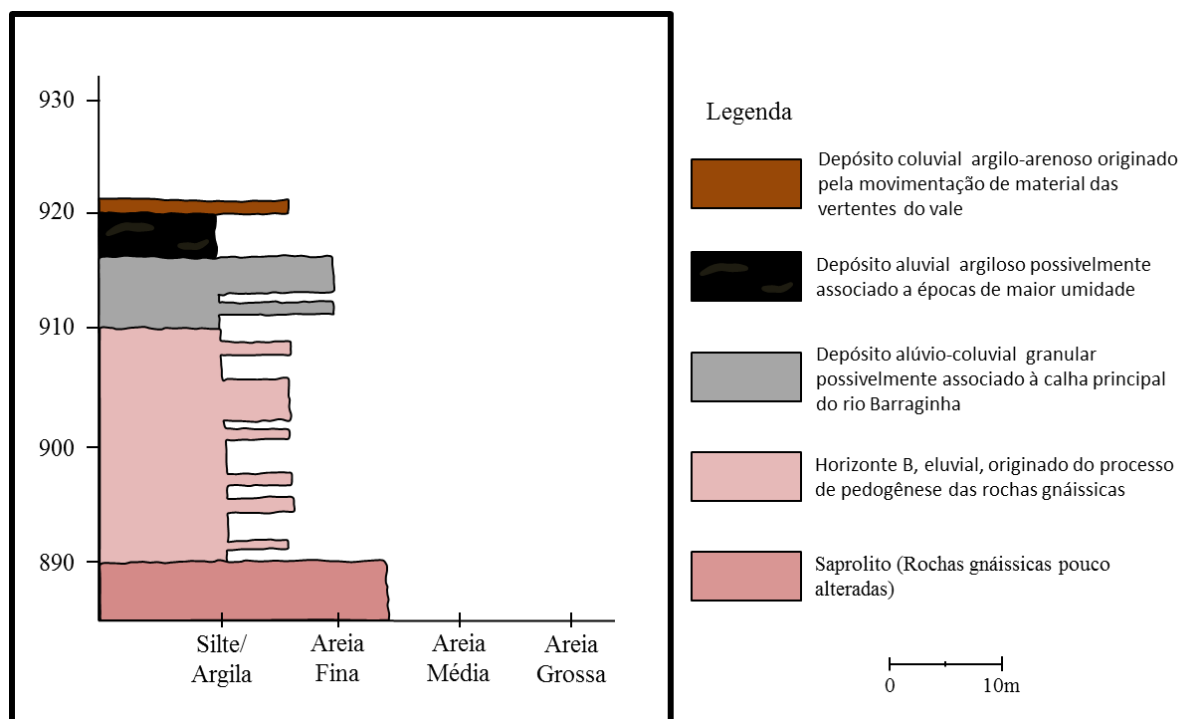


Figura 5: Coluna estratigráfica referente à sucessão de camadas presentes no vale de Vila Barraginha. Baseada no perfil geológico apresentado pelo CETEC (1992).

3.2 – GEOMORFOLOGIA

Ao sofrerem intemperismo, os terrenos mais antigos do embasamento cratônico dão origem às feições fisiográficas típicas de colinas arrasadas com topo suave (Romano *et al.*, 2014). Desta forma, as rochas gnáissicas do Complexo Belo Horizonte que ocorrem na área conferem a paisagem um relevo relativamente homogêneo com colinas de escarpas suaves e topos aplainados, também conhecido como relevo de “meias-laranjas”.

Dentre as colinas, instalaram-se vales abertos em forma de “U”, onde a Vila Barraginha foi assentada. Segundo CETEC (1992), a vila foi construída ao fundo de um vale aberto e raso de direção SW-NE, com 1750 metros de comprimento, e drenado pelo córrego Barraginha.

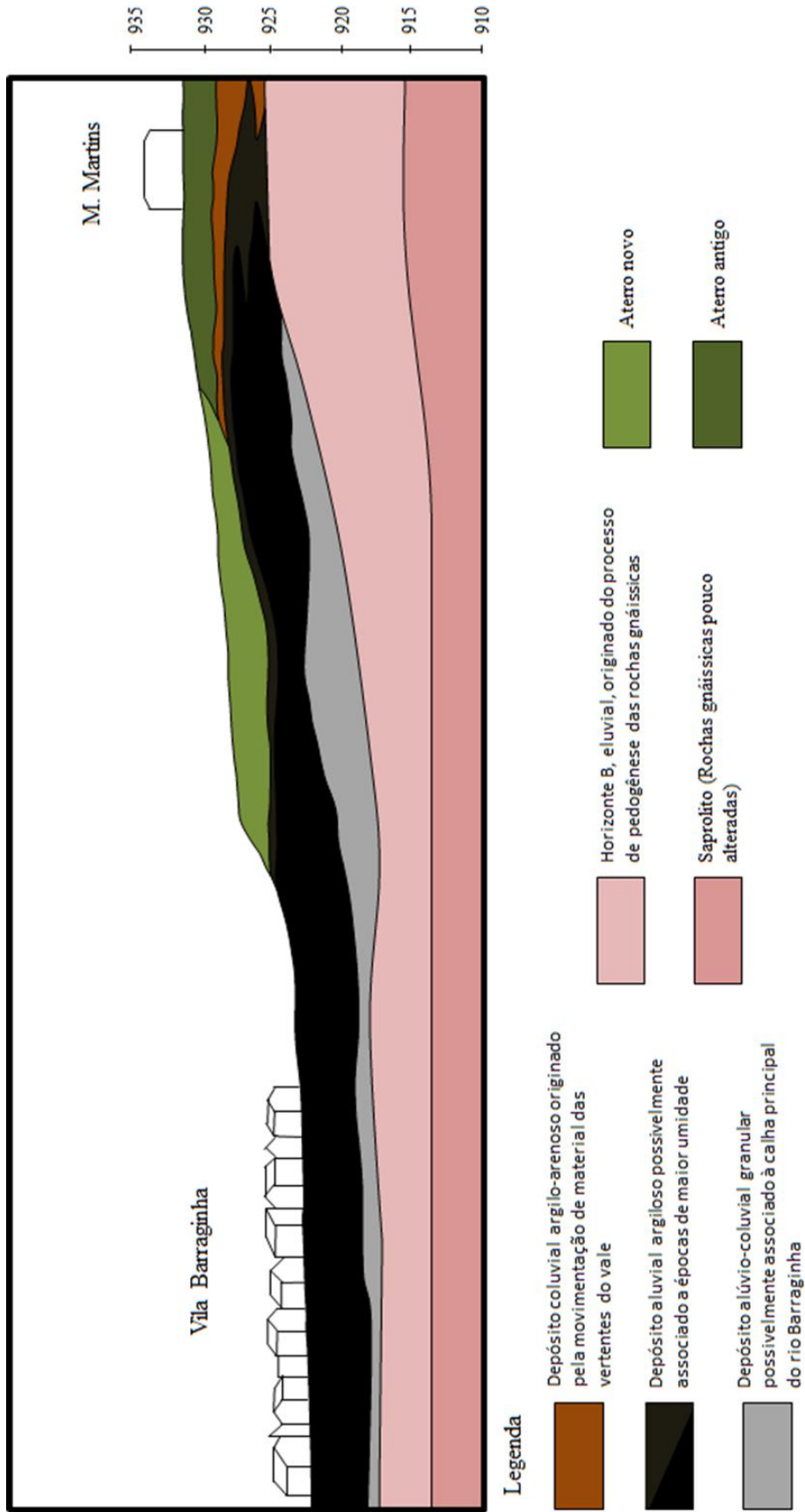


Figura 6: Perfil geológico do vale de Vila Barraginha. Fonte: Modificado de CETEC (1992).

Tal configuração propiciou a formação de uma sub-bacia junto à cabeceira do córrego, na qual houve a deposição de camadas subparalelas e alternadas de solos transportados das encostas e matéria vegetal típica de terrenos embrejados, como previamente descritos. Entretanto, nos dias atuais, essa configuração topográfica foi substituída pelo abatimento de cotas e cortes de aterros para implantação das vias de acesso, indústrias e moradias.

3.3 – CLIMA

Salvo algumas alterações climáticas consequentes da intensa urbanização na região metropolitana de Belo Horizonte, o clima do município de Contagem, localizado na região Sudeste do Brasil, é caracterizado como tropical de altitude. Além das particularidades de apresentar temperaturas médias amenas entre 18°C e 22°C e amplitude térmica anual entre 7°C e 9°C, consideráveis médias pluviométricas são atribuídas a esse tipo de clima (Ross, 1996).

No trabalho de Sant’anna Neto (2005), é possível observar correlações mais exatas entre a localização geográfica do município de Contagem e as condições climáticas, tais como precipitação anual variando de 1400mm a 1600mm, temperatura média anual de aproximadamente 20°C, temperatura média no verão igual a 27°C e no inverno 15°C. Esses dados são corroborados por Alvares (2013), onde, baseando-se na classificação global dos tipos climáticos definidos por Köppen-Geiger em 1936, a área estudada é inserida no subtipo climático conhecido como Cw. Este subtipo indica características de climas temperados ou subtropicais onde as estações de mínima e máxima temperatura são bem marcadas, sendo os invernos secos e os verões com temperatura do ar variável.

3.4 – HISTÓRICO DE USO E OCUPAÇÃO DO TERRENO

Tendo em vista a carência de informações precisas acerca do histórico de uso e ocupação industrial e urbano do terreno em questão, foram utilizados apenas os dados contidos no Laudo Técnico sobre o escorregamento em Vila Barraginha realizado pela Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais (CETEC) por solicitação da prefeitura de Contagem, publicado no ano do acidente; e no Relatório Técnico de Levantamento de áreas de Risco da Vila Barraginha realizado pela DAM Projetos de Engenharia no ano de 2007.

Doado pela Companhia de Desenvolvimento Econômico de Minas Gerais (CODEMIG), o terreno onde se situa a Vila Barraginha teve sua ocupação iniciada em 1941 visando o fomento de políticas de desenvolvimento industrial. No mesmo ano, o Distrito Industrial Coronel Juventino Dias foi implantado com a subsequente instalação das empresas Itaú e Magnesita, dos ramos de cimentos e refratários, respectivamente. A presença dessas indústrias não só propiciou a consolidação do Parque Industrial de Contagem como também o tornou exemplo de sucesso da implantação das políticas industriais, sendo posteriormente considerado o maior núcleo industrial do estado de Minas Gerais ao final dos anos 50.

A instalação das indústrias se deu preferencialmente nas áreas que ofereciam melhores condições de acessibilidade e infraestrutura. Como consequência da crescente industrialização do Parque, as empresas iniciaram ocupação de áreas inadequadas à edificação, frequentemente embrejadas, exigindo assim a implantação de fundações profundas.

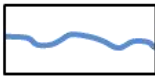

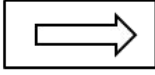
O desenvolvimento industrial na área e a abundante oferta de trabalho causaram a significativa migração para região, e o então surgimento da Vila Barraginha propriamente dita. Ao final dos anos 50, a vila surgiu nos arredores da empresa M. Martins com a implantação inicial de 20 moradias nas faixas de terrenos onde não havia indústrias, ou seja, ao fundo do vale. As edificações residenciais ainda avançaram sob o barramento artificial cuja função era suprir as necessidades das indústrias locais.

Sabe-se que o barramento artificial “Barraginha”, do qual originou o nome da vila, não influenciou em quaisquer fatores que causaram o movimento de massa. Este fato pode ser justificado pelo assoreamento e ocupação da barragem por vegetação anos antes do acidente, bem como pela localização da mesma à jusante da área onde ocorreu o fato (Figuras 7 e 8).

Durante a instalação da indústria M. Martins, entre as ruas 2 e José Américo Cançado Bahia, foi necessária correção da morfologia das “meias-laranjas” através de cortes em solos residuais e coluviais, e a construção de aterro em parte do terreno. O último ainda seria submetido a sucessivas ampliações na década de 80, sem, contudo, atingir a camada de argila mole localizada no fundo do vale. Entretanto, entre fevereiro e março de 1992, uma nova expansão do aterro foi projetada para atingir os solos argilosos orgânicos do talvegue, sendo interrompida pelo acidente ocorrido no dia 18 de março de 1992.



Legenda

-  Limite da área embrejada
-  Represa Barraginha
-  Fluxo subterrâneo

Projeções

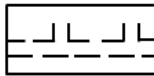
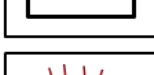
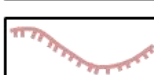
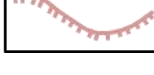
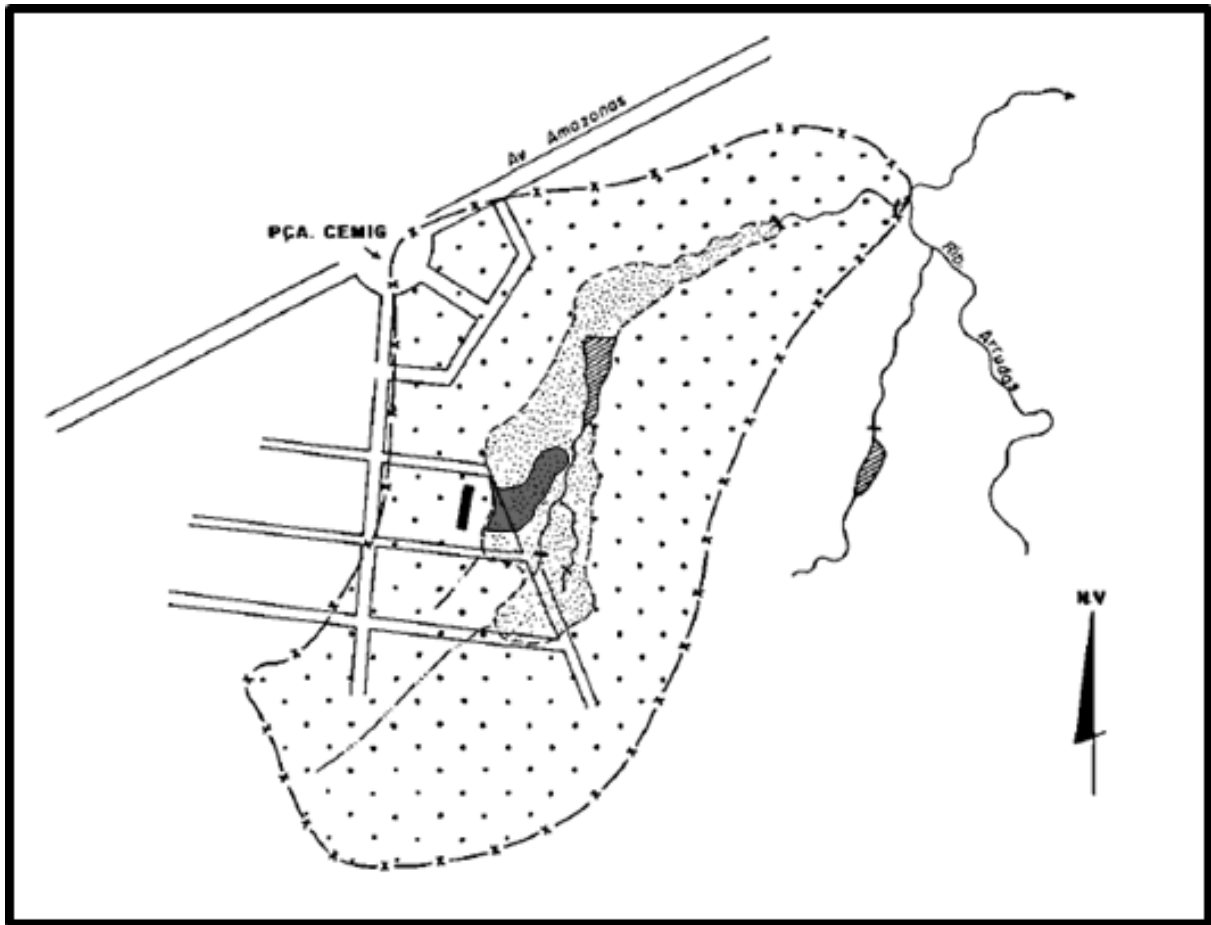
-  Arruamento atual
-  Galpão da M. Martins
-  Aterro em construção
-  Aterro antigo

Figura 7: Foto área mostrando o vale do córrego Barraginha à época da implantação do Parque Industrial de Contagem. Fonte: Adaptado de CETEC (1992).



Legenda

	Divisor de água		Escorregamento de 1992
	Escoamento superficial		Brejo, zona de recarga
	Escoamento subsuperficial		Zona de recarga
	Antiga barragem "Barraginha"		Galpão M. Martins

Figura 8: Localização da antiga barragem em relação ao deslizamento ocorrido na Vila Barraginha em 1992. Fonte: Adaptado de CETEC (1992).

Outro registro relevante ao histórico de uso e ocupação do solo é o acidente ocorrido em Setembro de 1968, na Rua 2, próxima ao local onde ocorreu a movimentação de massa em 1992 (Figura 9). O acidente de 1968 se deu em situação topográfica e geológica semelhante ao de 1992 durante o aterramento local sobre a já referida camada de argila orgânica. Na Figura 10 é possível observar a aproximação de ambos os acidentes e suas respectivas magnitudes.



Figura 9: Deslizamento ocorrido na Vila Barraginha em 1968. Fonte: CETEC (1992).

Após a retirada de cerca de 500 famílias da região afetada no acidente, iniciou-se em 2005 a elaboração de um Plano de Intervenção Integrada (PIIN), cujo objetivo era a definição da extensão do risco através de estudos geológicos/geotécnicos. Os estudos realizados constataram a possibilidade de estabilização e reurbanização da Vila Barraginha, desde que fossem respeitados os projetos geotécnicos que recomendam o aterramento da área em platôs com pequenos desníveis, bem como o uso de fundações profundas.

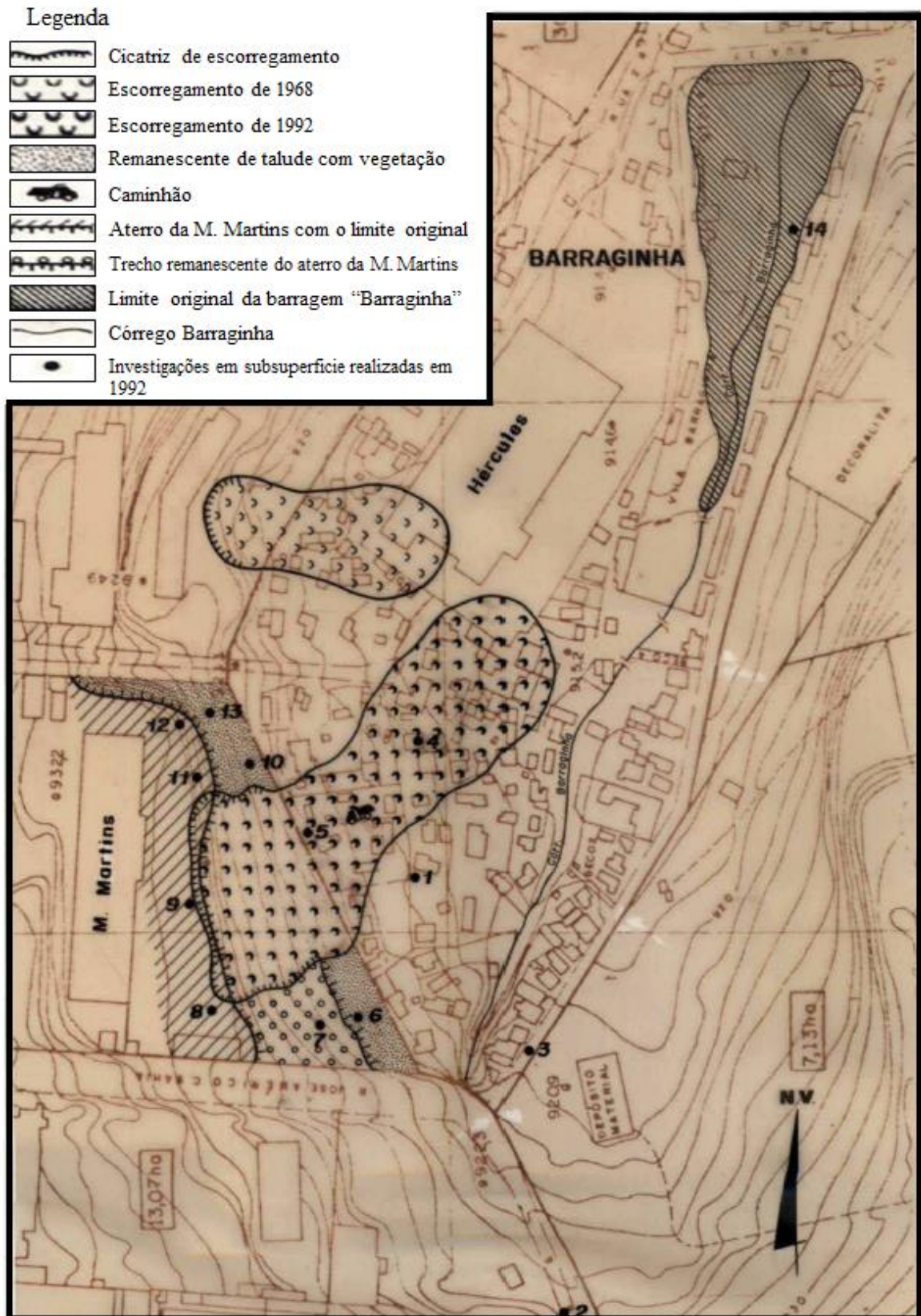


Figura 10: Planta de localização da antiga represa "Barraginha" e os deslizamentos ocorridos em 1968 e em 1992. Fonte: CETEC (1992).

MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE ARGILAS MOLES

4.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentada a revisão bibliográfica acerca dos métodos mais utilizados para investigação e caracterização geotécnica das argilas moles, abordando principalmente os objetivos, os procedimentos, e as normas de cada um deles.

4.2 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO - SONDAgens

4.2.1 – Sondagem de simples reconhecimento com medida de SPT

A sondagem de simples reconhecimento com medida de SPT, também conhecida como sondagem à percussão, é um método direto de investigação do subsolo que permite identificar, amostrar e indicar a consistência ou compacidade do material em profundidade, além de determinar o nível freático (Pinto, 2006). A sondagem à percussão é utilizada tanto para o estudo de solos granulares e coesivos quanto para rochas brandas, sendo considerado o método mais popular e econômico em praticamente todo o mundo (Schnaid, 2012).

No Brasil os procedimentos para realização deste tipo de sondagem são normatizados na NBR-6484 (ABNT, 2001). Nela são definidos os objetivos, equipamentos e métodos de execução do ensaio geotécnico.

Segundo a norma supracitada, para alcançar a finalidade de investigar o subsolo para fins da construção civil, são realizadas operações de perfuração intercaladas por operações de amostragem, finalizadas ao atingir a profundidade prevista na programação ou a condição impenetrável.

Segundo Schnaid (2012), as operações de perfuração dependem das condições do subsolo de modo a permitir que diferentes procedimentos e equipamentos sejam empregados em cada situação. Contudo, de modo geral, o procedimento de avanço da perfuração se dá por sucessivas quedas do peso de 65 Kg que causam a penetração de ferramenta cortante, direcionada por hastes retilíneas, no fundo do furo. Desta forma é possível cortar e retirar o material contido nos intervalos em que a amostragem e o ensaio SPT não são realizados.

Durante o avanço, é de suma importância o registro das profundidades de toda e qualquer variação no tipo de material, bem como a coleta de amostra e descrição do mesmo.

Já as operações de amostragem utilizam a mesma configuração dos equipamentos usados durante a perfuração, substituindo a ferramenta cortante por um amostrador padrão bipartido.

Para coleta de amostras, o amostrador bipartido, conectado às hastes, é direcionado ao fundo da perfuração e cravado 45 cm pela força resultante de sucessivas quedas do peso de 65 Kg a uma altura de 75 cm. Este procedimento de amostragem é repetido a cada metro para subsequente caracterização tátil-visual *in situ*, e se necessário, para exames laboratoriais.

O ensaio de resistência à penetração, SPT, é realizado concomitantemente ao procedimento de amostragem, visto que o estado do solo é diretamente relacionado com a resistência que o mesmo oferece à penetração do amostrador (Pinto, 2006).

Ainda segundo o mesmo autor, durante a amostragem, são registrados os números de golpes necessários para a penetração de cada trecho de 15 cm dos 45 cm totais do corpo do amostrador, sendo o índice de resistência à penetração equivalente ao número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador. A classificação do solo quanto à resistência à penetração é fornecida pela NBR-7250 (ABNT, 1982), e demonstrada na Tabela 5.

Tabela 5: Classificação dos solos quanto à resistência à penetração.

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco compacta (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

4.2.2 – Sondagem DPL

A sondagem do tipo DPL (*Dynamic Probe Light*) designa o ensaio de cone dinâmico leve, também conhecido como DCP (*Dynamic Cone Penetration*). Trata-se de um método direto de investigação do subsolo que utiliza um penetrômetro dinâmico leve para definir a

estratigrafia e resistência do solo, além de determinar o nível freático (Nilsson, 2004; Souza, 2008). Souza (2008) ainda destaca o potencial da sondagem em detectar a variabilidade espacial do solo devido às menores energias envolvidas no ensaio e sua alta sensibilidade.

Apesar de ser pouco utilizado, este método se destaca devido alta produtividade, praticidade, operacionalidade e economicidade (Alves Filho, 2010).

O método de sondagem DPL foi primeiramente descrito na norma alemã DIN-4094 (1991), sendo posteriormente adequada por Nilsson, de modo a possibilitar a aquisição de novos parâmetros, atrito lateral e resistência de ponta, por meio do uso de um torquímetro ao final do ensaio.

Segundo Nilsson (2004), o ensaio é executado cravando-se no solo um cone metálico rosqueado a hastes que permitem a realização do ensaio em profundidade. A penetração deste cone é realizada sobre efeito de sucessivas quedas de um martelo de 10 kg a 0,50 m de altura em uma base metálica rosqueada ao primeiro metro de haste externa ao furo. Na Figura 11 é apresentados os equipamentos utilizados neste processo.



Figura 11: Equipamento DPL com hastes, martelo, plataforma niveladora, batente e ferramentas para extração do penetrômetro. Fonte: Nilsson (2004).

Para obtenção da resistência à penetração registra-se na planilha de campo o número de quedas necessárias para a penetração de 0,10 cm de haste, sendo equivalente ao N_{10} . Ao final da cravação de cada metro, o martelo e o batente são retirados para que seja obtido o momento de torque máximo e residual através do torquímetro. O procedimento é repetido

acrescentando-se uma nova haste até atingir a condição impenetrável, a profundidade prevista na campanha, ou seu limite de 12 m.

Geralmente, por não utilizar amostradores nesse tipo de ensaio, o solo é identificado pela análise visual dos resíduos remanescentes nas ranhuras da ponteira, pelo método de escuta dos sons internos do solo, ou pela obtenção do quociente entre o atrito lateral e a resistência de ponta (Nilsson, 2004).

No Brasil, os penetrômetros mais utilizados apresentam ponteira com diâmetro superior ao das hastes, visando reduzir pressões exercidas no solo. Essa característica permite avaliar independentemente as resistências lateral e de ponta, sendo amplamente utilizadas para dimensionamento de projetos geotécnicos (Nilsson, 2004).

4.3 – AMOSTRAGEM

Considerando especialmente a ocorrência de argilas moles, os ensaios realizados em campo não são suficientes para a caracterização completa do material, sendo essencial a coleta de amostras para complementação com ensaios de laboratório (Queiroz, 2013). Para realizar e garantir a confiabilidade da campanha de ensaios de laboratório em argilas moles é necessário garantir a integridade de amostras representativas e de boa qualidade (Baroni, 2012). Segundo Clayton *et al.* (1995), há dois métodos de amostragem:

4.3.1 – Amostragem deformada

Conforme apresentado no subitem 4.2.1., a amostragem com amostrador padrão bipartido é um método comum realizado em varias profundidades durante a execução de sondagens de simples reconhecimento do solo (Das, 2007). Segundo Hvorslev (1949), as amostras obtidas por esse método são consideradas amostras representativas, definidas pela destruição da estrutura do solo e variação no teor de umidade ou índice de vazios, sem, contudo, alterar a composição do solo. Essas amostras deformadas são adequadas para classificação preliminar realizada em campo por ensaio tátil-visual e para os ensaios de caracterização em laboratório. (Das, 2007).

4.3.2 – Amostragem indeformada

Segundo Hvorslev (1949), as amostras indeformadas mantêm a estrutura do solo, bem como a umidade, índice de vazios e composição naturais do mesmo. Assim, por manter as

condições naturais do solo, a amostra indeformada é especialmente indicada para realização de todos os tipos de ensaio de laboratório (Oliveira, 2002).

A coleta de amostras indeformadas de argilas moles e orgânicas, apesar de difícil, pode ser obtida por amostradores de paredes finas, ou por blocos indeformados.

O amostrador de parede fina, Shelby, foi projetado para reduzir o impacto e deformação do solo de modo a obter amostras razoavelmente indeformadas (Das, 2007). O amostrador, acoplado a uma cabeça de amostragem e às hastes utilizadas durante a sondagem, é introduzido ao fundo da perfuração e cravado estaticamente de modo rápido e contínuo conforme especificado na NBR-9820 (ABNT, 1997). Após a coleta da amostra, o amostrador é devidamente selado com parafina e levado ao laboratório onde o solo, após ser retirado dos tubos, será submetido aos ensaios.

Seguindo os mesmos princípios do amostrador Shelby de manter as características naturais do material, o bloco indeformado é extraído de taludes ou poços cortando cuidadosamente o solo em forma prismática segundo as especificações da NBR-9604 (ABNT, 1986).

4.4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.4.1 – Caracterização Mineralógica – Difractometria de Raios-X

O método de determinação de estruturas cristalinas por difração de raios-x foi desenvolvido no século XX visando à caracterização das fases cristalinas e subsequente obtenção da célula unitária das mesmas (Vencato, 1988).

O método consiste na incidência de um feixe de raios-X, em ângulos variáveis, que ao interagir com os átomos presentes no cristal, ou amostra, sofrem o fenômeno de difração.

Sabe-se que para cada fase cristalina há um ângulo de difração, e uma distância entre os planos, característica (Albers, 2002). Desta forma, ao incidir em um cristal, a difração dos raios-X gera um padrão de difração único para cada tipo de fase. O método também é utilizado para amostras constituídas por uma mistura de fases cristalinas, gerando um difratograma com a superposição dos padrões de difração de cada fase identificada.

No caso de análise de amostras com diferentes fases cristalinas, vale ressaltar também que tal método fornece análise semi-quantitativa dessas, indicando a representatividade de cada mineral na mistura. No entanto, as amostras com elevado teor de quartzo quando submetidas ao método de difração de raios-X, apresentam em seu perfil picos bem definidos e

de grande intensidade, fazendo com que a identificação das outras fases minerais seja mascarada (Albers, 2002).

4.4.2 – Caracterização Geotécnica – Ensaios de caracterização

Umidade Natural

Em definição, a umidade natural de uma amostra é expressa em porcentagem equivalente à razão entre o peso da água e o peso da porção sólida existentes num mesmo volume (Chiossi, 1979).

Segundo a NBR-6457 (ABNT, 1986), o ensaio que define tal índice físico é realizado durante a preparação de amostras para ensaios de caracterização, de modo a determinar o teor de umidade higroscópica da amostra. Este, por sua vez, representa o teor de umidade da amostra na ausência de água livre ou capilar após destorroamento e secagem completa do solo.

Densidade Real dos Grãos

A densidade real dos grãos (δ), em definição, é a razão entre o peso específico da partícula (γ_g) e o peso específico da água (γ_a) isenta de ar e à temperatura de 4° C. A densidade é obtida também através da razão entre a massa específica da partícula (ρ_g) e a massa específica da água (ρ_a) a 4° C, conforme demonstrado na Equação 1 (Das, 2007):

$$\delta = \frac{\rho_g}{\rho_a} = \frac{\gamma_g}{\gamma_a} \quad (1)$$

No ensaio, em resumo, a amostra é primeiramente submetida a um processo de dispersão, sendo em seguida transferida, cuidadosamente, para o picnômetro de forma a evitar a perda do material previamente pesado. Em seguida adiciona-se água destilada e aplica-se pressão a vácuo para remover o ar aderente às partículas, e garantir a acurácia do ensaio. Após remoção total do ar, o sistema é devidamente pesado e comparado ao peso do picnômetro preenchido apenas por água, sendo enfim definida a densidade.

Análise granulométrica

O ensaio de análise granulométrica é utilizado para reconhecimento da distribuição do tamanho dos grãos em um solo, visto que, geralmente, a análise tátil-visual não permite a diferenciação de partículas finas (Pinto, 2006).

A análise granulométrica consiste em dois métodos principais, sendo eles o de peneiramento, fino e grosso, e o de sedimentação. Segundo Das (2007), o ensaio de peneiramento é principalmente utilizado para diferenciação de partículas maiores que 0,075 mm, enquanto o ensaio de sedimentação é utilizado para as partículas menores que 0,075 mm.

Ambos os métodos de análise granulométrica têm seus respectivos objetivos, aparelhagem e modo de execução devidamente padronizados segundo a NBR-7181 (ABNT, 1984).

Segundo a norma, para ser submetido ao ensaio de peneiramento, o solo é submetido às operações preliminares, nas quais o mesmo é seco em estufa para posterior destorroamento das partículas. Em seguida, é realizado o primeiro peneiramento utilizando-se peneira de abertura de 2,00 mm. O material passante nesta peneira é utilizado para o ensaio de sedimentação, enquanto o material retido é novamente lavado a fim de eliminar materiais finos aderentes às partículas mais grossas, e seco em estufa para ser usado no peneiramento grosso.

O ensaio de peneiramento grosso é realizado através da agitação de um conjunto de peneiras cujas aberturas são progressivamente menores de cima para baixo. As massas retidas em cada peneira são determinadas e então comparadas à massa seca total da amostra de modo a definir a porcentagem que passa em cada peneira.

Já o ensaio de sedimentação, segundo Pinto (2006), é utilizado para a determinação da distribuição granulométrica da porção mais fina do solo. Tal método tem como princípio a decantação das partículas do solo em água segundo a Lei de Stokes. Nela é estipulada que a velocidade de sedimentação de uma partícula é proporcional ao quadrado de seu diâmetro. Assumindo que todas as partículas do solo apresentam perfeita esfericidade, as partículas maiores apresentarão maior velocidade de sedimentação, portanto, irão decantar mais rapidamente. Após início do ensaio, é perceptível a decantação das partículas maiores e consequente mudança na densidade definida por um densímetro. São realizadas consecutivas leituras durante o período de 24 horas em intervalos de tempo pré-determinados.

Finalizado o ensaio de sedimentação, todo material é lavado na peneira de diâmetro 0,075 mm. O material retido nesta peneira é seco em estufa e submetido ao ensaio de peneiramento fino. Para realização deste ensaio, a metodologia é análoga à empregada no ensaio de peneiramento grosso, utilizando-se o agitador mecânico no conjunto de peneiras, anotando, por fim, as massas de material retidas.

Desta forma, os dados obtidos pelo ensaio de sedimentação complementam os dados obtidos pelos ensaios de peneiramento, sendo possível obter graficamente a curva de distribuição granulométrica do solo, na qual a percentagem que passa é representada em função da abertura de cada peneira em escala logarítmica (Pinto, 2006; Das, 2007).

Limites de Atterberg

Conforme exposto por Pinto (2006), apenas a análise de distribuição granulométrica não é suficiente para caracterizar o comportamento dos solos, principalmente os que contêm expressiva quantidade de finos em sua constituição. Visando então identificar a influência das partículas argilosas no solo, passou-se a adotar os índices e ensaios propostos por Atterberg, sendo posteriormente aperfeiçoado por Arthur Casagrande.

A utilização dos limites de Atterberg se baseia no comportamento distinto das partículas argilosas quando expostas a diferentes teores de umidade, sendo o limite de liquidez (LL) definido pelo teor de umidade acima do qual a argila tem comportamento líquido, enquanto o limite de plasticidade (LP) é definido pelo menor teor de umidade no qual a argila apresenta comportamento plástico.

No Brasil, a determinação dos limites é devidamente normatizada pela ABNT, sendo a NBR-6459 referente ao limite de liquidez e a NBR-7180 referente ao limite de plasticidade. Para ambos os ensaios utiliza-se amostra seca, destorroada, e passante na peneira de abertura de 0,42 mm.

Segundo a norma, o LL é equivalente ao teor de umidade do solo que requer exatamente 25 golpes para o colapso das bordas de um sulco feito em uma massa homogênea e consistente de solo, utilizando-se o aparelho de Casagrande.

Já o LP é equivalente ao teor de umidade em que um solo, moldado segundo um cilindro de dimensões de 3 mm de diâmetro e 10 de comprimento, começa a apresentar ranhuras ou se fragmenta.

A definição dos limites de Atterberg ainda permite a obtenção do índice de plasticidade, a partir do qual se calcula o índice de atividade das argilas.

O índice de plasticidade é definido pela diferença entre o LL e o LP, segundo a Equação 2, sendo equivalente, portanto, às umidades em que o solo apresenta comportamento plástico (Pinto, 2006).

$$IP = LL - LP \quad (2)$$

De acordo com o valor definido para o índice de plasticidade, é possível classificar o solo de forma qualitativa, conforme proposto por Burmister (1949) na Tabela 6:

Tabela 6: Classificação dos solos quanto ao índice de plasticidade. Fonte: Burmister (1949).

IP	Descrição
0	não-plástico
1 -5	ligeiramento plástico
5 -10	plasticidade baixa
10 -20	plasticidade média
20 -40	plasticidade alta
> 40	plasticidade muito alta

O índice de atividade das argilas é definido segundo a Equação 3 sugerida por Skempton (1953):

$$A = \frac{IP}{\% \text{ menor que } 0,002\text{mm}} \quad (3)$$

Onde:

A = índice de atividade

IP = índice de plasticidade

% menor que 0,002mm = fração argila

A classificação do solo quanto à atividade é baseada nos valores de A, de modo que valores entre 0,75 e 1,25 classificam a argila como normal, enquanto que valores menores que 0,75 e maiores que 1,25 a classificam como inativa e ativa, respectivamente. Segundo Skempton (1953), o material é considerado ativo quando apresenta elevados índices de consistência e baixos teores de argila, sendo os últimos capazes de transmitir comportamento argiloso ao solo.

Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios de resistência ao cisalhamento têm como objetivo a determinação da resistência interna dos solos, sendo esta referente à máxima tensão de cisalhamento que o material suporta sem que ocorra ruptura ou deslizamento do mesmo (Das, 2007).

A ruptura do solo, causada pela combinação das tensões normal e de cisalhamento, é expressa pelo Critério de ruptura de Mohr-Coulomb, no qual é estabelecida relação direta da resistência ao cisalhamento com a coesão e ângulo de atrito do solo.

Pinto (2006) define coesão como a atração química entre as partículas do solo que provocam resistência independente da atuação da tensão normal. Já o ângulo de atrito, segundo o mesmo autor, é definido como o ângulo máximo de atrito interno suportado pelas partículas do solo sem que ocorra ruptura ou deslizamento do mesmo.

Há vários métodos de laboratório que permitem a definição dos parâmetros de resistência, sendo eles os ensaios de cisalhamento direto ou simples ou anular, triaxial ou triaxial de deformação plana (Das, 2007). Além dos métodos já citados, o ensaio de palheta, realizado em campo, também permite a obtenção da resistência ao cisalhamento. Nesta dissertação serão abordadas apenas as técnicas mais utilizadas, ou seja, os ensaios de cisalhamento direto, triaxial, e o de palheta.

No Brasil, os procedimentos estabelecidos pela ASTM-D3080 são utilizados com frequência para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

Segundo Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto consiste no rompimento de uma amostra através da aplicação de forças normal e tangencial. A última provoca o deslocamento da parte superior da amostra até que ocorra o rompimento da mesma, definindo-se assim, a tensão de cisalhamento máxima suportada pelo solo.

Durante o ensaio são registradas a deformação vertical do corpo de prova e a resistência ao cisalhamento por área unitária, geradas pela aplicação de ambas as forças. Após as aplicações de variadas cargas normais, os resultados obtidos são plotados em gráfico, a partir do qual é possível extrair a coesão e o ângulo de atrito, parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

Já no ensaio de compressão triaxial, conforme descrito por Pinto (2006), a amostra é devidamente moldada em forma cilíndrica, impermeabilizada e colocada em uma câmara de ensaio, onde é submetida a um carregamento axial e pressão confinante promovida por pressão hidrostática atuante em todas as direções na câmara de ensaio. Durante sucessivos carregamentos são registrados o acréscimo de tensão axial em função da deformação vertical do corpo de prova a fim de definir a resistência ao cisalhamento.

Os ensaios triaxiais podem ser realizados sob diferentes condições de drenagem, de modo a representar de forma mais efetiva as condições observadas em campo. Desta forma, altera-se a dissipação da pressão neutra e a velocidade dos ensaios, os quais podem ser ensaios adensado drenado (CD), adensado não-drenado (CU) e não-adensado não-drenado (UU). No Brasil, a execução de qualquer um desses tipos de ensaios utiliza como referência

os procedimentos contidos nas normas internacionais ASTM-D7181, ASTM-D4767 e ASTM-D2850 para ensaios CD, CU e UU, respectivamente.

O Ensaio de Palheta ou *Vane Test*, geralmente realizado *in situ*, permite a determinação de parâmetros referentes à resistência ao cisalhamento de argilas moles a muito moles em condição não drenada (Massad, 2003). No país, o objetivo, o equipamento e a execução deste tipo de ensaio são normatizados pela NBR-10905 (ABNT, 1989).

Conforme descrito por Massad (2003) e Pinto (2006), para a realização do ensaio de palheta em campo, é necessária a utilização de aparelho adotado de medidor de torque acoplado às hastes retilíneas que contem em sua outra extremidade uma palheta de seção cruciforme. A rotação uniforme da palheta promove o cisalhamento do cilindro de solo gerado pela cravação das placas, sendo os valores torque-ângulo de rotação registrados no torquímetro.

No entanto, Massad (2003) ressalta que o amolgamento das argilas causado pela introdução da palheta no solo pode alterar a resistência do material, bem como a ocorrência de ruptura progressiva pode causar a interpretação errônea dos resultados do ensaio.

Quando realizado em laboratório, utiliza-se equipamento com dimensões reduzidas em amostras indeformadas, aplicando-se mesmo método adotado em campo.

Como método auxiliar para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, seja *in situ*, seja em laboratório, pode-se utilizar o *Torvane* (Figura 12). Este dispositivo portátil constituído por palhetas e mola calibrada apresenta o mesmo objetivo dos ensaios de palheta tradicionais, sendo ele determinar a resistência ao cisalhamento quando introduzido no solo e rotacionado até que o mesmo se rompa (Serota & Jangle, 1972; Das, 2007).



Figura 12: Dispositivo portátil Torvane e palhetas utilizadas no ensaio. Fonte: Humboldt Mfg. Co..

Para referenciar o modo adequado de utilizar este dispositivo utilizou-se material fornecido por um dos produtores, a empresa americana especializada em equipamentos de teste, Humboldt Mfg. Co.. A empresa sugere que utilize a palheta de dimensão coerente com o tipo de solo, e que o ensaio seja realizado em superfície relativamente plana. Para que o ensaio seja satisfatório, ainda é determinado que as lâminas da palheta estejam completamente introduzidas no solo, de modo que seja possível a rotação do dispositivo e subsequente cisalhamento do solo. Quando utilizam-se palhetas que não sejam a de tamanho padrão, é necessário corrigir a leitura multiplicando o valor indicado no dispositivo por 0,2, ao usar a palheta grande, e por 2,5, ao usar a palheta pequena.

Ensaio Oedométrico

O ensaio de compressão oedométrica, mais conhecido como ensaio de adensamento, é realizado a fim de definir as propriedades de adensamento dos solos, sendo estas estabelecidas em razão da velocidade e magnitude das deformações ao aplicar carga vertical em um corpo de prova fixo, lateralmente confinado e drenado, representando, assim, o comportamento do solo em campo (Pinto, 2006). Segundo Das (2007), o adensamento pode ser gerado pela deformação e deslocamento das partículas do solo ou pela expulsão de água e ar dos espaços vazios.

No Brasil, o ensaio é realizado segundo as recomendações presentes na ASTM-D854. Segundo a norma, o ensaio utiliza uma célula de adensamento na qual é introduzido um corpo de prova devidamente moldado. Depois de selada, a célula é posicionada em uma prensa onde ocorre a aplicação, em etapas, das cargas axiais, registrando-se num período de 24 horas, e em intervalos pré-determinados, a alteração na altura do corpo de prova. Após este período, adicionam-se mais cargas, geralmente, equivalentes ao dobro do valor do carregamento anterior, até que critérios específicos de paralização do ensaio sejam cumpridos. Além do estágio de carregamento, a amostra é submetida também a um estágio de descarregamento para observação da expansão da amostra até estabilização.

Os resultados são representados graficamente de forma a relacionar o índice de vazios da amostra e a tensão aplicada.

CAPÍTULO 5

MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os materiais e métodos utilizados ao longo da estruturação deste trabalho de conclusão de curso, sendo subdividido em quatro fases principais: pesquisa bibliográfica, investigação de campo, ensaios de laboratório e aplicação dos resultados obtidos na análise da estabilidade do talude. Além das análises quantitativas e qualitativas dos dados obtidos em campo e em laboratório, serão brevemente apresentados os métodos mais utilizados para avaliação da estabilidade de taludes aplicados a teoria de equilíbrio-limite e método das fatias.

5.2 – PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

A primeira fase deste trabalho consistiu no desenvolvimento da pesquisa bibliográfica baseada principalmente nos estudos técnicos e científicos já realizados na Vila Barraginha. Em parceria com a Prefeitura Municipal de Contagem foi possível adquirir melhor conhecimento do contexto geológico-geotécnico, bem como do histórico de ocupação do local. Desta forma foi possível ampliar a pesquisa para casos de movimentação de massa análogos a fim de comparar os solos suscetíveis à corrida de lama.

A pesquisa bibliográfica também envolveu revisão da literatura técnica de forma a abordar as principais classificações referentes aos diferentes tipos de movimentos de massa, em especial, a corrida de lama. Esta fase ainda envolveu a revisão dos métodos de investigação e caracterização geotécnica de argilas moles, visando a melhor compreensão para subsequente uso dos mesmos na aquisição de dados de forma eficaz e confiável.

5.3 – INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

A fim de definir o empilhamento estratigráfico e o tipo de material que ocorre em Vila Barraginha, foi realizada uma campanha de investigação de campo baseada nos trabalhos desenvolvidos pelo CETEC (1992) e pela DAM (2007). Desta forma, as investigações de subsuperfície foram estabelecidas através de sondagens de simples reconhecimento de solos

com medida de SPT (*Standard Penetration Test*) e complementadas pelo método de sondagem do tipo DPL (*Dynamic Probe Light*).

A localização dos furos de sondagem foi previamente definida em visita técnica no local do acidente priorizando o estudo na área mais afetada pelo mesmo, identificados na Figura 13.

A campanha de sondagens foi desenvolvida com furos verticais baseando-se no Princípio Estratigráfico da horizontalidade das camadas sedimentares (Carneiro, 2005). A mesma foi executada pela empresa privada DM Geologia Geotecnia e Engenharia Ltda., acompanhada do professor orientador, Luis Bacellar, e da engenheira representante da Prefeitura de Contagem Maria Alice Paranhos.



Figura 13: Localização de onde ocorreram os ensaios de campo e coleta de amostras. Fonte: Google Maps.

5.2.1 – Sondagem de simples reconhecimento de solos com medida de SPT

A fim de atingir as finalidades supracitadas das sondagens SPT, a empresa responsável pela execução das mesmas utilizou os procedimentos previstos na NBR 6484 (ABNT, 2001)

juntamente com os procedimentos de identificação e descrição tátil-visual dos solos previstos na NRB 7250 (ABNT, 1982).

Foram executadas 3 sondagens SPT adotando-se como critérios de paralização a condição impenetrável ou 5,45 m como limite de avanço. Foram perfurados 14,70 metros, sendo a profundidade e o número de amostras coletadas em cada furo discriminadas na Tabela 7.

Tabela 7: Dados referentes às profundidades atingidas no ensaio SPT e amostras coletadas em campo

Sondagem	Prof. (m)	Amostras deformadas	Amostras Indeformadas	Bloco Indeformado
SP-01	5,45	6	-	-
SP-02	3,8	4	2	-
SP-03	5,45	6	2	1
Total	14,70	16	4	1

Conforme observado na tabela, foram coletadas amostras deformadas a cada metro perfurado, de modo a adquirir amostras representativas do material em profundidade. Já as amostras indeformadas foram obtidas apenas nos SP's 02 e 03, nos intervalos argilosos entre os ensaios SPT. Tais amostras foram coletadas através de amostrador de parede fina com diâmetro de 75 mm, também conhecido como Shelby, respeitando as recomendações contidas na NBR-9820 (ABNT, 1997).

No entanto, a quantidade de material indeformado coletado não foi suficiente para realização de ensaios de laboratório, sendo necessário, portanto, a coleta de um bloco indeformado. Para retirada do último, foi estabelecido um poço com seção quadrada por meio de escavação vertical do solo com o auxílio de pás e enxadas. Ao atingir as dimensões mínimas suficientes para o acesso do operador, a amostra, de dimensões 40x40 cm, foi cortada e retirada do poço cuidadosamente, sendo em seguida enrolada em plástico-filme para protegê-la de possíveis infiltrações e para preservar sua geometria e umidade natural. O bloco foi coletado no local onde a argila mole, escopo deste trabalho, se encontrava em menor profundidade (0,50 m), ou seja, no SP-03

Apesar da coleta sistemática a cada metro perfurado, somente as amostras deformadas referentes aos intervalos considerados argilosos por análise tátil-visual, bem como o bloco indeformado, foram submetidos aos ensaios laboratoriais (Tabela 8).

Tabela 8: Relação de amostras coletadas e submetidas aos ensaios laboratoriais, por furo.

Sondagem	Amostras deformadas	Ensaio Laboratoriais
SP-01	6	2
SP-02	4	1
SP-03	6	2
Total	16	5

5.2.2 – Sondagem DPL

A utilização da sondagem do tipo DPL neste projeto objetivou o melhor detalhamento da investigação das propriedades geotécnica dos solos em Vila Barraginha. Tendo isso em mente, foram realizadas 3 sondagens deste tipo nos mesmos locais determinados para realização das sondagens SPT, utilizando-se também como critérios de paralização a condição impenetrável ou 5,45 m como limite de avanço. Foram 12,90 metros perfurados, utilizando-se o penetrômetro portátil DPL NILSSON, o qual é constituído por uma ponteira de 35,7 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, e com ângulo de ponta igual a 90°.

Na Tabela 9 está registrada a profundidade atingida por cada ensaio de cone dinâmico leve realizado.

Tabela 9: Dados referentes às profundidades atingidas no ensaio DPL.

Sondagem	Prof. (m)
DPL-01	5,40
DPL-02	3,60
DPL-03	3,90
Total	12,90

Além de apresentar maior sensibilidade para caracterização estratigráfica, o uso deste tipo de penetrômetro também se fez à título de complementação e comparação com os dados obtidos nas sondagens SPT referentes à resistência do material em subsuperfície.

5.4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório foram realizados durante novembro de 2016 a março de 2017, sendo os de caracterização mineralógica executados no Laboratório de Difração de Raios-X do Departamento de Geologia, e os de caracterização física e comportamento

mecânico executados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Núcleo de Geotecnia Aplicada, ambos pertencentes à estrutura da Universidade Federal de Ouro Preto.

As 5 amostras de solo coletadas nas sondagens SPT e o bloco indeformado foram analisados em laboratório com a finalidade de se determinar a composição mineralógica e as características físicas. Devido sua condição indeformada e por apresentar volume suficiente de amostra, apenas o bloco foi submetido aos ensaios de cisalhamento para a identificação do comportamento mecânico do material. Segue na Tabela 10 o resumo da campanha de ensaios laboratoriais, contendo as amostras e os respectivos ensaios realizados.

Tabela 10: Resumo da campanha de ensaios laboratoriais.

Sondagem/B loco	Amostra	Prof. (m)	Tipos de Ensaio							
			Difração de Raios-X	Umidade Natural	Densidade Real	Tamanho dos grãos	Limites de Atterberg	Cisalhamento Direto	Oedométrico	Torvane
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	1	1	1	1	1			
	SP-01/2	3,00-3,45	1	1	1	1	1			
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	1	1	1	1	1			
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	1	1	1	1	1			
	SP-03/2	2,50-2,95	1	1	1	1	1			
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	1	1	1	1	1	4	1	15

5.4.1 – Caracterização Mineralógica - Difractometria de Raios-X

Para a determinação dos parâmetros cristalográficos das fases mineralógicas e subsequente análise qualitativa e semi-quantitativa dos minerais contidos nos solos, as 6 amostras coletadas foram completamente pulverizadas por meio de moedor manual, sendo, em seguida, devidamente moldadas em pastilhas. As últimas foram introduzidas no difratômetro modelo *Empyrean* da PANalytical, o qual opera utilizando tubo de cobre.

5.4.2 – Caracterização Geotécnica - Ensaios de caracterização

Para a caracterização física e determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos foram realizados ensaios de teor de umidade natural, densidade real dos grãos, granulometria, limites de Atterberg, cisalhamento direto, oedométrico e *torvane*. Os tipos e o respectivo número de ensaios realizados estão discriminados na Tabela 11.

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização se deu de acordo com a NBR-6457 (ABNT, 1986), sendo essencial para a realização dos demais ensaios e especialmente utilizada como referência para o ensaio de determinação do teor de umidade do solo. Neste ensaio, a umidade natural foi definida através da porcentagem de água perdida pela amostra após ser aquecida em estufa por 24 horas.

Tabela 11: Relação de ensaios de caracterização realizados.

Tipo de Ensaio	Número de Ensaios
Umidade Natural	6
Densidade Real	6
Granulometria	6
Limites de Atterberg	6
Cisalhamento Direto	4
Oedométrico	1
Torvane	15

Já para o ensaio de densidade real dos grãos foi realizado ensaio através de picnômetro e bomba de vácuo, conforme disposto no item 4.4.2. Após sua definição foi possível determinar outros parâmetros básicos do bloco indeformado, tais como porosidade, peso específico natural e grau de saturação.

O ensaio de granulometria realizado se desenvolveu conforme as especificidades contidas na NBR-7181 (ABNT, 1984). Desta forma, devido à significativa heterogeneidade do solo observada após secagem das amostras em estufa, a curva granulométrica foi definida por ensaio de granulometria conjunta, realizando-se, portanto, duas fases distintas, a de peneiramento, grosso e fino, e a de sedimentação.

Para os ensaios cujo objetivo era determinar os limites de Atterberg, sendo eles o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade, foram utilizadas as suas respectivas normas NBR-6459 (ABNT, 1984) e NBR-7180 (ABNT, 1984). Ambos os limites de liquidez e de plasticidade foram utilizados para a definição do índice de plasticidade do material.

Para os ensaios de resistência ao cisalhamento direto foram utilizadas as recomendações contidas na norma internacional ASTM-D3080 (1998). O bloco indeformado foi utilizado para a realização de 4 ensaios de cisalhamento direto com taxa constante de deslocamento controlado, sob diferentes condições, sendo elas: amostra indeformada em umidade natural e inundada; e amostra deformada em umidade natural e inundada. A realização dos ensaios com diferentes teores de umidade teve como objetivo investigar a variação nos parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

As amostras foram moldadas em corpos de prova com altura de 2,00 cm e seção quadrada com 10,08 cm de aresta, pré-adensadas durante 24 horas, e submetidas a 3 estágios de aplicação de tensões normais iguais a: 9,8 kPa, 19,6 kPa e 39,2 kPa. A definição das tensões a serem utilizadas no ensaio foi baseada na condição superficial na qual o bloco indeformado se encontrava.

Para o ensaio de cisalhamento direto das amostras deformadas foram utilizadas as amostras indeformadas já cisalhadas, as quais foram manualmente destorroadas e novamente moldadas. Em todos os ensaios foi adotada velocidade de cisalhamento igual a 0,300 mm/min, de forma a representar a condição não drenada observada em campo.

Para o ensaio oedométrico foram utilizadas as recomendações contidas na norma suspenso ASTM-D854. A amostra do bloco indeformado foi moldada em corpo de prova com altura de 2,00 cm e seção circular com 5,10 cm de diâmetro, e inundada durante 24 horas para garantir a completa saturação do material. Após esses procedimentos iniciais o ensaio foi executado com a medição das deformações geradas por 7 carregamentos e 3 descarregamentos segundo as Tabelas 12 e 13.

Tabela 13: Cargas e tensões sobre as quais o corpo de prova foi submetido durante a fase de carregamento do ensaio oedométrico.

Carregamento	Carga (Kg)	Pressão (KPa)
1	0,1	4,9
2	0,2	9,8
3	0,4	19,6
4	0,8	39,2
5	1,6	78,3
6	3,2	156,6
7	6,4	313,3

Tabela 12: Cargas e tensões sobre as quais o corpo de prova foi submetido durante a fase de descarregamento do ensaio oedométrico.

Descarregamento	Carga retirada (Kg)	Pressão (KPa)
1	3,2	156,6
2	1,6	78,3
3	0,8	39,2

A definição das cargas a serem utilizadas no ensaio também foi baseada na condição superficial na qual o bloco indeformado estava submetido no campo. Desta forma, foram aplicadas cargas reduzidas a fim de definir a tensão pré-adensamento do solo em questão.

Por fim, para a realização dos ensaios de palheta, em laboratório, foi utilizada palheta portátil conhecida como *Pocket Shear Vane (Torvane)*. O ensaio se deu a partir da penetração completa das palhetas de tamanho padrão no solo, seguida pela rotação do dispositivo até o rompimento da estrutura do solo. Para a execução dos 15 ensaios utilizou-se como referência o normativo fornecido por um dos produtores, conforme citado no item 4.4.2.5.

5.5 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE

Os métodos utilizados para análise de estabilidade de taludes são amplamente utilizados pela engenharia devido à crescente necessidade de ocupar novos espaços, e principalmente, evitar movimentos de massa associados à instabilidade de aterros e taludes (Ferreira, 2012).

Tendo isto em mente, a segurança da Vila Barraginha foi reavaliada baseando-se na atuação de forças que influenciam e condicionam o comportamento das massas de terra. Para tal, foi realizada comparação entre os dados referentes às argilas moles contidos na literatura e os obtidos neste trabalho. Após a compilação de dados, e definição dos parâmetros mais adequados, foram aplicados os métodos baseados na teoria do equilíbrio-limite.

5.5.1 – Teoria de Equilíbrio-Limite

A aplicação da teoria do equilíbrio-limite para análise de estabilidade de taludes se dá através do princípio de equilíbrio dos esforços, ou momentos, estabilizadores e instabilizadores, em uma determinada massa de solo. Referem-se os elementos estabilizadores à resistência do solo ao cisalhamento, e os instabilizadores às tensões de cisalhamento (Ferreira, 2012).

Segundo Massad (2010), esta teoria assume o comportamento rígido-plástico do material, de modo que o mesmo se rompe sem que ocorra nenhuma deformação. Além disso, assume-se a existência de uma superfície potencial de ruptura bem definida, ao longo da qual o fator de segurança se mantém constante e igual a 1, ou seja, em condição de ruptura eminente.

Considerando estes pressupostos, a teoria de equilíbrio-limite apresenta diversas variantes, cada qual com suas características referentes ao modo de subdivisão do solo instável e às condições de equilíbrio e interação aplicadas. Dentre estas variantes, serão abordados apenas os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Janbu. Todos estes métodos utilizados nas análises de estabilidade geotécnica são baseados no princípio do método das fatias, que consiste em dividir o solo acima da linha de ruptura em fatias ou lamelas verticais (Figura 14), nas quais são aplicadas, isoladamente, as condições de equilíbrio (Massad, 2010).

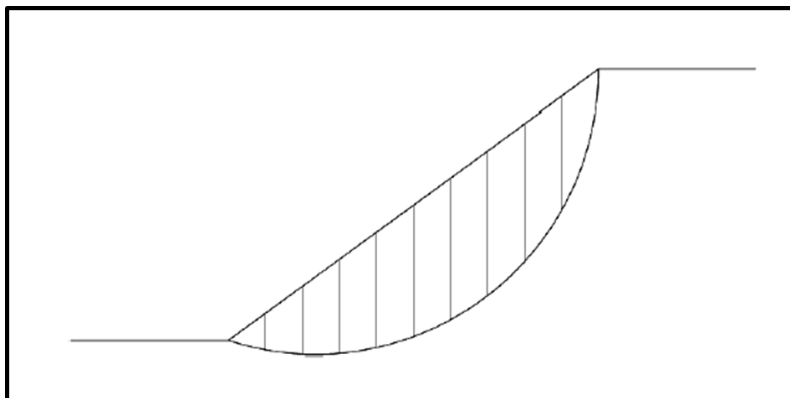


Figura 14: Exemplo de talude subdividido em fatias sobre superfície de ruptura circular. Fonte: Ferreira (2012).

Vale ressaltar que todos os resultados obtidos nestes métodos são calculados por meio de equações nas quais são considerados não só parâmetros geotécnicos do solo, mas também as características das fatias e as componentes de forças atuantes nas mesmas. Tais cálculos apresentam alto grau de complexidade, sendo hoje efetuados por *softwares* desenvolvidos especialmente para análise de estabilidade de taludes, tais como o *GeoSlope*.

Método de Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price atende simultaneamente todas as equações de equilíbrio de forças e momentos, sendo, portanto, considerado um método rigoroso de análise de estabilidade aplicável a quaisquer tipo de superfície de ruptura (Ferreira, 2012).

Método de Spencer

O método de Spencer também é considerado um método rigoroso, uma vez que atende todas as equações da estática que demonstram o equilíbrio de forças e momentos. Nele é considerada a existência de forças verticais e horizontais de interação entre as fatias, as quais podem estar sobrepostas a qualquer tipo de superfície de ruptura (Fabrício, 2006).

Método de Janbu Simplificado

O método de Janbu desconsidera o equilíbrio de momentos, de modo a obter o fator de segurança através do equilíbrio de forças verticais e horizontais. Este método despreza as forças cisalhantes entre as fatias e pode ser aplicado a qualquer tipo de superfície de ruptura (Formigheri, 2003).

5.5.2 – Parâmetros e métodos utilizados

Para reavaliação da segurança da Vila Barraginha, foram produzidas as Tabelas 14 e 15 com a compilação dos dados obtidos para argilas moles de fundo de vale, a fim de analisar os parâmetros responsáveis pela alta sensibilidade destas. Os dados de Vila Albertina foram obtidos das dissertações de Amaral & Fuck (1973), de Guidicini & Prandini (1974), e de Barel Filho (2002), enquanto os de Cachoeira do Campo foram obtidos no trabalho de Bacellar *et al.*(2004).

Tabela 14: Comparação entre as argilas de Vila Albertina, Cachoeira do Campo e de Vila Barraginha.

	Vila Albertina	Cachoeira do Campo	Vila Barraginha		
			CETEC (1992)	DAM (2007)	Meleu (2017)
% Argila	7 - 28%	31 - 62%	28 - 48%	-	5 - 15%
IP	14 - 94%	-	11 - 43%	-	5 - 12%
Resistência Su (kPa)	-	60	5 - 90	5 - 60	9 - 69
Sensibilidade	-	6	6 - 10	-	1,0 - 1,3
N SPT	0 - 2	0 - 4	0 - 10	0 - 2	0 - 14
Tensão Pré adensamento (Kpa)	-	-	-	25 - 80	75
Composição	quartzo, caulinita, gibbsita, biotita e matéria orgânica	-	-	-	quartzo, caulinita, gibbsita e matéria orgânica

Tabela 15: Resultados obtidos para peso específico, coesão e ângulo de atrito da argila orgânica mole de Vila Barraginha.

	CETEC (1992)	DAM (2007)	Meleu (2017)
Peso específico (kN/m ³)	não especificado	15	17,8
Coesão(kPa)	5 - 90	5 - 60	9 - 69
Ângulo de atrito (°)	0	0	21-30

A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos para peso específico, coesão e ângulo de atrito. Nela percebe-se a grande variabilidade das características da argila, principalmente no que diz respeito à resistência. Já a diferença relativa ao ângulo de atrito entre as três referências citadas está associada ao método de ensaio utilizado. Para a aquisição dos parâmetros de resistência do material, o CETEC (1992) e a DAM (2007) utilizaram métodos triaxiais não adensados e não drenados (UU), enquanto este trabalho utilizou métodos de cisalhamento direto adensado não drenado (CU). Desta forma, ao adensar a amostra, foi gerado um ângulo de atrito entre as suas partículas, promovendo assim, um aumento de resistência do material. Considerando que foram realizados diferentes ensaios para obtenção destes parâmetros, não é aconselhável a comparação direta dos valores de coesão e ângulo de atrito obtidos neste trabalho com os resultados encontrados pelo CETEC e pela DAM.

Utilizando o *software GeoSlope* 2012 como ferramenta principal para análise de estabilidade, foram aplicados os métodos de Morgenstern-Price, Spencer, e Janbu, na seção geológica 3, proposta por CETEC (1992), de modo a definir qual dos 3 métodos apresentaria menor fator de segurança para os valores médios de coesão e peso específico da argila orgânica mole, considerando o ângulo de atrito igual a 0.

Após determinado o método com resultados mais conservadores, foram realizadas análises baseadas na metodologia empregada pelo CETEC (1992), no qual o fator de segurança é avaliado em diversas condições, sendo elas definidas pela variação na altura do aterro, coesão da argila e nível piezométrico. Deste modo é possível verificar a influência de cada uma dessas condições na estabilidade do talude.

Foram realizadas 24 análises de estabilidade, nas quais foram utilizados e mantidos constantes os parâmetros de aterro semi-compactado obtidos na literatura, sendo o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito equivalentes a 18 kN/m^3 , 20 kPa e 7° , respectivamente (DAM, 2007). Já para as argilas, mantiveram-se constantes os valores do ângulo de atrito igual a 0 e o peso específico igual a $16,4 \text{ kN/m}^3$, enquanto a altura do aterro, coesão da argila e nível piezométrico eram variadas. As análises consideraram uma variação na altura do aterro de 1 a 4 metros, e nível piezométrico variando da cota natural até elevação de 0,5 m. A coesão, por sua vez, variou entre os valores 4,9, 9,8 e 14,7 kPa, conforme proposto por CETEC (1992).

Diferentemente da metodologia utilizada pelo CETEC (1992) e pela DAM (2007), a análise de estabilidade do talude de Vila Barraginha desenvolvida neste projeto considerou superfície de ruptura semi-circular limitada à camada de argila mole, sem, portanto, envolver os materiais subjacentes a ela.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de campo e de laboratório. Além disso, serão apresentadas análises da estabilidade do talude de Vila Barraginha aplicando, no método de Janbu, as condições previamente definidas e seus respectivos fatores de segurança.

6.2 – DADOS DE CAMPO

6.2.1 - Sondagem de simples reconhecimento de solos com medida de SPT

Conforme já descrito, as sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT permitiram determinar o perfil de solo, e definir a profundidade e espessura das camadas para subsequente produção do perfil geológico das seções indicadas na Figura 14, transversais à do perfil proposto por CETEC (1992). Ademais, através desta investigação foi possível obter o índice de resistência à penetração dos materiais, bem como informações mais precisas sobre a ocorrência e consistência da argila orgânica.

A descrição e a classificação quanto à compactidade e à consistência dos materiais estão registrados nos boletins de campo confeccionados pela empresa DM Geologia, Geotecnia e Engenharia Ltda, encontrados no Apêndice I.

A partir das sondagens SPT foram identificados, da base para o topo, os seguintes tipos de solo:

- Solo silto-argiloso, pouco arenoso, encontrado em profundidade em alteração de rocha, apresentando maior resistência à penetração.
- Solo variando de areno-argiloso a areno-siltoso com passagens de lentes argilo-arenosas.
- Solo argilo-siltoso, pouco arenoso, ocorrendo também em granulometria mais grossa, sendo em geral caracterizado pela baixa resistência à penetração, coloração escura e presença de matéria orgânica.
- Solo argilo-siltoso, pouco arenoso, com coloração variando de marrom a avermelhada.

De acordo com os dados obtidos pelas sondagens, foram identificadas os 4 tipos de solos descritos por CETEC (1992), conforme supracitado no item 3.1.

A correlação entre os solos identificados durante o desenvolvimento deste trabalho e os descritos por CETEC (1992) foi baseada nas características de cada material e apresentada na Tabela 16. Para facilitar a associação de cada tipo de solo foram atribuídas às descrições as mesmas cores utilizadas na coluna estratigráfica da Figura 3.

Tabela 16: Correlação entre os solos identificados durante o desenvolvimento deste trabalho e os descritos por CETEC (1992)

Fonte	Sondagem de simples reconhecimento	CETEC (1992)
Tipo de solo	Argila siltosa, pouco arenosa, vermelha variegada.	Solo coluvial caracterizado por material argilo-arenoso a argilo-siltoso
	Argila siltosa, pouco arenosa, preta, com material orgânico, podendo conter lentes arenosas.	Solo aluvial argiloso de coloração variando de cinza-escuro a preta, com alto teor de matéria orgânica.
	Areia argilosa, pouco siltosa, cinza variegada, com lentes argilo-arenosas.	Solo alúvio-coluvial cinza-claro, com material arenoso intercalado por lentes argilosas.
	Silte argiloso, pouco arenoso, variegado.	Solo eluvial de alteração de rocha caracterizado por material variando de silte-argiloso a silte-arenoso e coloração variegada.

A campanha de sondagens realizada na Vila Barraginha comprova também a variação na espessura da camada de argila orgânica mole de 2 a 4 m, conforme proposto pela DAM (2007) e evidente nos perfis geológicos propostos na Figura 15.

Através da análise detalhada dos 3 perfis percebe-se a variação da espessura da camada de argila orgânica mole ao longo das seções, sendo mais expressiva nas proximidades do ponto 3. Desta forma, pode ser interpretado que o ponto em questão está localizado ao fundo do vale Barraginha, onde houve a deposição das argilas moles.

O solo coluvial sobreposto à argila mole não pôde ser submetido ao ensaio SPT devido sua ocorrência delgada e superficial que exigia, segundo a NBR-6484, a retirada por tradagem. No entanto, em observação realizada em campo, este material conferia aparente estabilidade ao local.

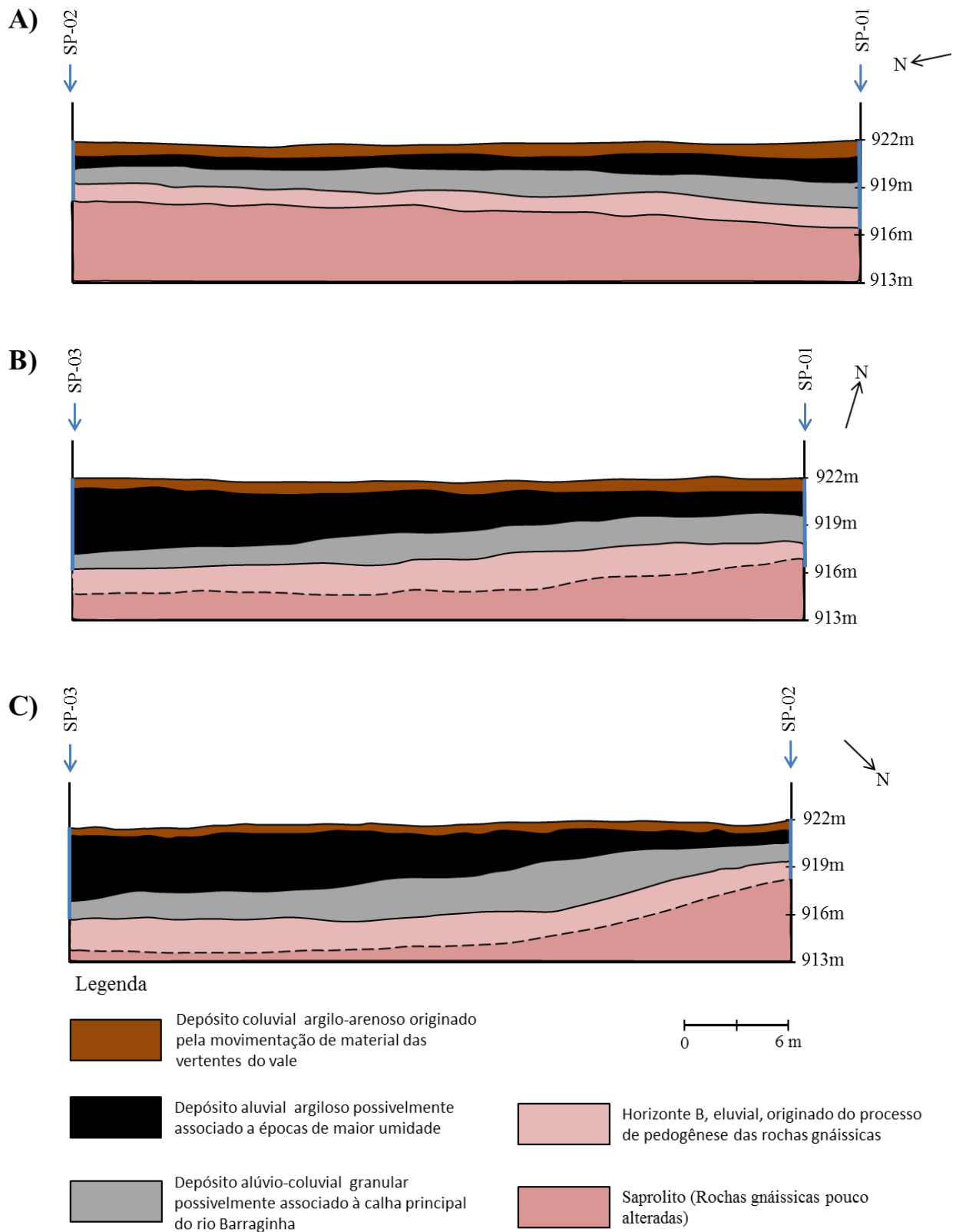


Figura 15: Perfis geológicos. A) Seção SP-01/SP-02; B) Seção SP-01/SP-03; C) Seção SP-02/SP-03.

6.2.2 – Sondagem DPL

Conforme apresentado anteriormente, as sondagens do tipo DPL foram realizadas objetivando a complementação dos dados obtidos pelas sondagens SPT, de modo a aumentar o grau de detalhamento das camadas quanto às suas resistências. Este detalhamento somente é possível devido às leituras de resistência à penetração realizadas a cada 10 cm de solo. Além desse objetivo, as sondagens DPL foram realizadas a fim de comparar os resultados obtidos em ambos os métodos de investigação do subsolo desenvolvidos em campo.

Os resultados referentes à resistência à penetração (N_{10}), à resistência de ponta e ao atrito lateral estão registrados nas planilhas confeccionados pela empresa DM Geologia, Geotecnia e Engenharia Ltda., apresentados no Apêndice II.

A partir das sondagens do tipo DPL, foi identificada, de modo mais preciso e detalhado, a variação de resistência ao longo do perfil do solo de Vila Barraginha, em escalas imperceptíveis ao ensaio SPT.

Os resultados obtidos em todos os furos, de modo geral, apontam um comportamento similar, sendo este evidenciado pelo aumento da resistência com a profundidade até atingir a condição de impenetrabilidade, representada, possivelmente, pelo horizonte B do solo.

6.2.3 – Comparações entre as sondagens SPT e DPL

Apesar de apresentarem o mesmo objetivo de investigar as características do solo em subsuperfície, os métodos utilizados pelas sondagens SPT e DPL apresentam poucas, porém, consideráveis diferenças.

Dentre elas, a mais importante a se citar é a diferença de energia associada à queda dos martelos. A configuração dos equipamentos utilizados na sondagem SPT permite a transferência de aproximadamente 480 Joules por golpe, contra 50 Joules transmitidos pelo DPL (Nilsson, 2004). Ainda que tenham apresentado avanço semelhante nos furos 01 e 02, essa diferença de energia pode justificar a diferença entre as profundidades atingidas pelos métodos SPT e DPL no último furo, conforme exposto na Figura 16.

As Figuras 17, 18 e 19 foram produzidas a fim de comparar o número de golpes necessários para um mesmo avanço em profundidade, de forma a identificar a influência dessa variação de energia nos resultados. De acordo com os gráficos percebe-se que, de modo geral, o SPT apresenta número de golpes inferior em relação ao do DPL, sendo um bom indicador de maior capacidade de transferência de energia do martelo para as hastes durante o

ensaio SPT. No entanto, a energia inferior do DPL permite que o ensaio apresente maior sensibilidade às mudanças de resistência, fator essencial para a caracterização eficaz da argila orgânica mole.

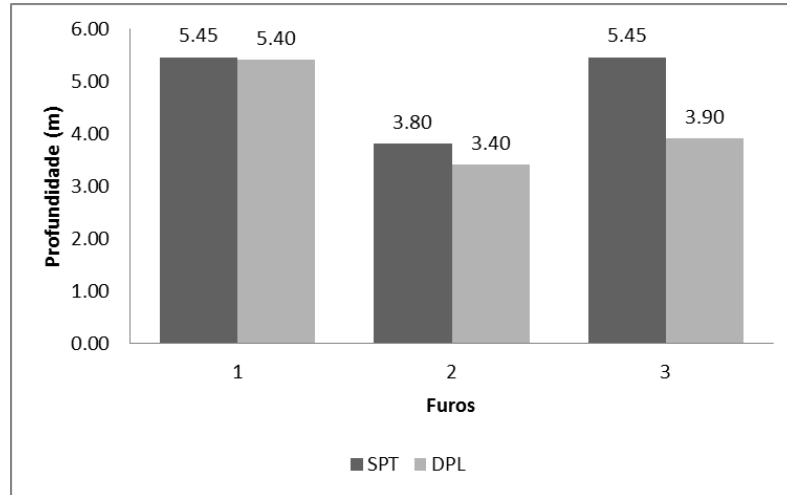


Figura 16: Comparação entre as profundidades atingidas pelo SPT e DPL.

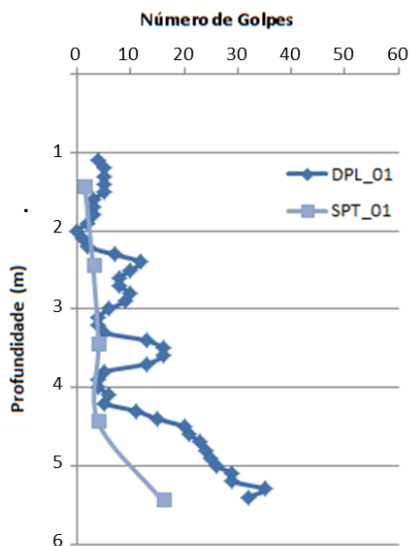


Figura 17: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 01.

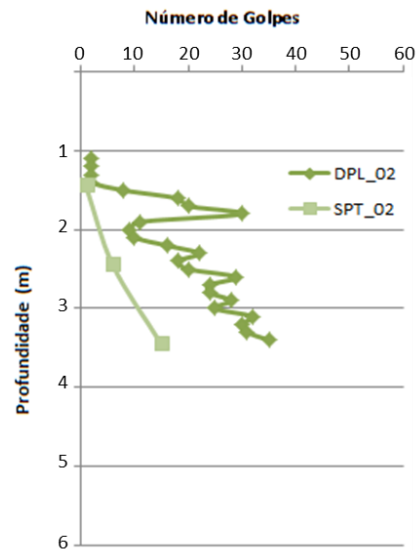


Figura 18: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 02.

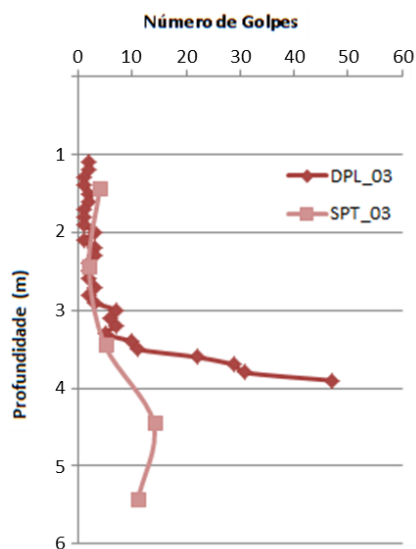


Figura 19: Comparação do número de golpes necessários para avanço dos ensaios SPT e DPL no furo 03.

Além disso, os gráficos demonstram que ambos os métodos apontam o aumento da resistência com a profundidade seguindo uma mesma linha de tendência, com exceção do furo 3, o qual apresenta um ponto de inflexão bem definido a, aproximadamente, 3,45 m de profundidade.

Na tentativa de se correlacionar os números de golpes obtidos por ambos os métodos, N_{10} foi convertido para N_{30} . Para isto os resultados obtidos pelo ensaio DPL foram somados de modo a equivaler exatamente ao mesmo intervalo de profundidade do SPT. Os resultados obtidos estão representados na Figura 20.

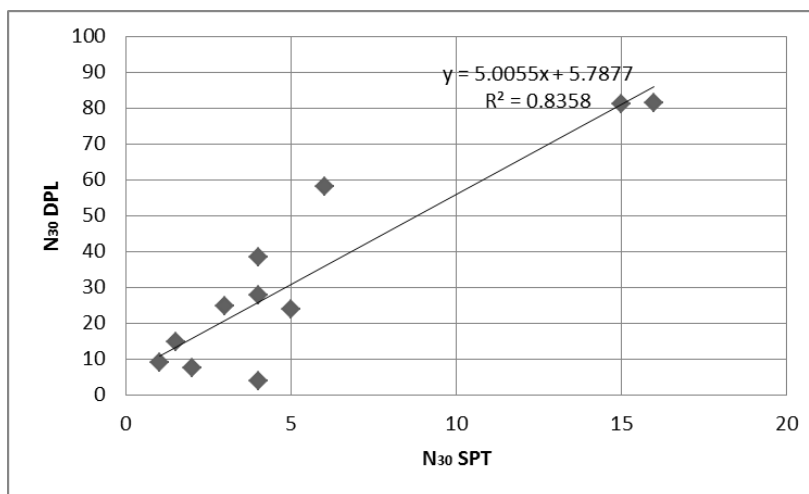


Figura 20: Correlação linear entre os números de golpes obtidos pelos métodos SPT e DPL.

Apesar do DPL apresentar grande variabilidade de resultados, ao convertê-lo para N₃₀ obteve-se uma correlação similar à obtida para as argilas orgânicas moles de Curitiba (Nilsson, 2004). A partir da análise do gráfico percebe-se a correlação linear consideravelmente confiável, para esta situação, expressa segundo a Equação 4:

$$N_{30}DPL = 5,0055 \cdot (N_{30}SPT) + 5,7877 \quad (4)$$

No entanto, a criação de uma equação capaz de correlacionar esses valores pode ser comprometida quando o número de unidades amostrais é reduzido, como é o caso (Azevedo, 2009). De acordo com Nilsson (2004), excetuando os casos em que a campanha de sondagem seja composta pelos dois tipos de investigação a fim de que os resultados se complementem, correlações entre N₁₀ e N₃₀ não são aconselháveis, visto que existem situações onde cada método é mais efetivo.

6.2 – DADOS DE LABORATÓRIO

6.3.1 – Caracterização Mineralógica – Difratomia de Raios-X

O resumo dos resultados obtidos está apresentado na Tabela 17, enquanto os difratogramas detalhados de cada amostra são apresentados no Apêndice III.

Tabela 17: Resumo dos resultados com a representatividade de cada mineral em cada amostra.

Sondagem/ Bloco	Amostra	Prof. (m)	Composição mineralógica		
			Quartzo	Caolinita	Gibbsita
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	73%	27%	-
	SP-01/2	3,00-3,45	5%	70%	28%
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	8%	61%	31%
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	69%	18%	13%
	SP-03/2	2,50-2,95	60.40%	27.70%	11.90%
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	38%	43%	19%

Conforme evidenciado no quadro de resumo dos resultados e nos difratogramas, as amostras apresentam composição mineralógica similar, exceto a amostra SP-01/1, a qual não apresenta gibbsita. No entanto, como sugerido por Albers (2002), a presença predominante de

quartzo na amostra pode dar origem a um grau de incerteza considerável quanto a este resultado, visto a dificuldade de identificar os picos de outras fases cristalinas.

Mesmo que a composição das amostras seja marcada pelos mesmos minerais, a diferente representatividade dos mesmos pode ser responsável por diferentes comportamentos geotécnicos dos materiais, principalmente no que diz respeito à plasticidade. Tendo isto em mente, a mineralogia de cada amostra será posteriormente analisada e associada aos parâmetros definidos pelos ensaios de caracterização geotécnica.

Apesar de apresentar resultados semi-qualiquantitativos, o estudo definiu pela primeira vez a composição do material argiloso que ocorre em Vila Barraginha, permitindo assim, a comparação com as argilas orgânicas moles responsáveis pelos diversos acidentes envolvendo movimentação de massa em Campos do Jordão. Utilizando também o método de difração de raios-X, Amaral & Fuck (1973) definiram as fases cristalinas presentes na argila, sendo elas: minerais de quartzo, gibbsita, biotita e pelo argilo-mineral caulinita.

Em resumo, observou-se a similaridade na composição mineralógica de ambas as argilas orgânicas moles, que possivelmente, tem suas plasticidades definidas pelas propriedades mecânicas do argilo-mineral em comum.

6.3.2 – Caracterização Geotécnica – Ensaios de caracterização

Umidade Natural

A umidade natural é aquela correspondente ao período seco na região, em setembro, quando as amostras foram coletadas. Os teores determinados nos ensaios de laboratório estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Teor de umidade das amostras coletadas.

Sondagem/ Bloco	Amostra	Prof. (m)	Teor de Umidade			
			1	2	3	Média
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	21.3%	23.8%	20.5%	21.9%
	SP-01/2	3,00-3,45	16.9%	22.9%	26.8%	22.2%
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	111.2%	73.5%	72.4%	85.7%
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	35.2%	39.5%	38.3%	37.7%
	SP-03/2	2,50-2,95	28.9%	34.8%	30.6%	31.4%
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	40.0%	39.7%	37.5%	39.1%
Média = 39.7; Máximo = 85.7; Mínimo = 21.9; Mediana = 34.5; Desvio padrão = 0.24						

Na tabela observam-se os valores do teor de umidade médios variando de 21.9% a 39.1%, apresentando, no entanto um valor discrepante equivalente a 85.7%. A alta umidade apresentada pela amostra SP-02/1 já era esperada, visto que no momento da realização do ensaio já era percebida a considerável presença de água refletida na baixa consistência do material. Como será abordado nos próximos resultados, tal amostra apresentou teores de umidade acima do LL, justificando, assim, o seu estado físico.

Densidade Real dos Grãos

A densidade real dos grãos é um índice físico associado à composição mineralógica do solo, de modo a refletir o peso específico relativo dos minerais encontrados no mesmo. Segundo Das (2007), o índice médio para solos arenosos comuns, constituídos principalmente por quartzo, feldspatos e silicatos é de 2,65 g/cm³, enquanto que para solos argilosos e siltosos, o índice pode variar de 2,60 a 2,90 g/cm³. Tendo isto em mente, os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 19. Nela observam-se as densidades reais variando em uma faixa cujo valor mínimo é equivalente a 2,308 e o máximo, 2,588 g/cm³.

Considerando os resultados obtidos pela difratometria de raios-X, os quais indicaram quartzo e caulinita como os principais constituintes do solo, pode-se dizer que os solos ensaiados apresentam densidade inferior ao esperado por Das (2007), de 2,65 g/cm³. No entanto, a presença da gibbsita, hidróxido com massa específica variando de 2,30 a 2,40 g/cm³ (Klein, 2012), pode ter influenciado diretamente os resultados, bem como a presença de matéria orgânica, cuja densidade real pode variar de 0,80 a 1,00 g/cm³.

Tabela 19: Densidade real dos grãos.

Sondagem/ Bloco	Amostra	Prof. (m)	Densidade Real dos Grãos (g/cm³)
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	2.44
	SP-01/2	3,00-3,45	2.55
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	2.31
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	2.43
	SP-03/2	2,50-2,95	2.59
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	2.56
Média = 2.48; Máximo = 2.59; Mínimo = 2.31; Mediana = 2.50; Desvio padrão = 0.001			

A partir da definição da densidade real dos grãos do bloco indeformado, foi possível obter o peso específico natural e o grau de saturação desta amostra, sendo eles, respectivamente, equivalentes a 17,8 kN/m³ e 69%.

Análise granulométrica

Os métodos utilizados para análise granulométrica permitiram uma nova classificação das amostras, outrora consideradas argilas, ou argilosas, em campo. Na Tabela 20 é apresentada a classificação dos solos após serem submetidos aos ensaios de granulometria, bem como a classificação preliminar tátil visual realizada em campo. Já As curvas granulométricas obtidas para cada amostra estão disponíveis no Apêndice IV.

Tabela 20: Classificação granulométrica dos solos amostrados.

Sondagem/B loco	Amostra	Prof. (m)	Classificação granulométrica	
			Sondagem SPT	Ensaio de granulometria em laboratório
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	Argila siltosa, pouco arenosa	Areia silto-argilosa
	SP-01/2	3,00-3,45	Argila arenosa, pouco siltosa	Areia silto-argilosa
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	Argila siltosa, pouco arenosa	Areia siltosa, pouco argilosa
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	Argila arenosa, pouco siltosa	Silte arenoso, pouco argiloso
	SP-03/2	2,50-2,95	Areia argilosa, pouco siltosa	Areia siltosa, pouco argilosa
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	Argila arenosa, pouco siltosa	Silte arenoso, pouco argiloso

A partir das curvas de distribuição granulométrica obtidas, é possível perceber o predomínio da fração arenosa em 4 das 6 amostras, de modo que apenas as amostras SP-03/1 e BI-1, retiradas no mesmo local, apresentam maior representatividade de finos.

Considerando que o solo é constituído por partículas de diferentes tamanhos, as análises realizadas em campo e em laboratório podem apresentar resultados distintos. Para classificação do solo, a análise tátil visual é, por vezes, inconsistente, visto que as partículas finas podem envolver as grossas, dificultando a identificação das ultimas, como foi observado neste caso.

Mesmo sendo classificada como “argila”, na literatura há registros referentes a tal diferença granulométrica do solo. No estudo do CETEC (1992), o material mole e sensível de Vila Barraginha foi submetido à análise granulométrica, também evidenciando a presença considerável de areia, e a heterogeneidade da camada segundo área e profundidade.

Amaral & Fuck (1973) ainda registram que o material de baixa resistência que causou o movimento de massa em Campos do Jordão, também foi caracterizado pela presença da fração areia nas amostras sugerindo uma possível mudança nas energias de deposição, sendo

as frações grossas depositadas sob um regime aquoso rápido, e as frações finas sob um regime aquoso de menor energia transportadora. Associando-se a composição mineralógica ao tamanhos dos grãos das amostras, os mesmos autores referenciam que a fração grossa é constituída por grãos de quartzo, enquanto a fração fina é constituída pelo argilo-mineral caulinita e por minerais de gibbsita.

Limites de Atterberg

Com o objetivo de complementar os resultados obtidos pela análise granulométrica e identificar o comportamento dos solos, os limites de consistência determinados nos ensaios de laboratório são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Resumo dos resultados obtidos pelos ensaios de LL e LP, determinação do IP e classificação SUCS.

Sondagem/B loco	Amostra	Prof. (m)	Passante na #200	Umidade Natural (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação SUCS
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	33.50%	33.50%	24.30%	18.60%	5.80%	SC
	SP-01/2	3,00-3,45	31.00%	31.00%	27.70%	18.40%	9.30%	SM
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	51.00%	51.00%	47.40%	36.10%	11.30%	OL
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	69.00%	69.00%	41.50%	29.20%	12.30%	OL
	SP-03/2	2,50-2,95	18.00%	18.00%	28.80%	19.80%	9.00%	SM
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	87.00%	87.00%	41.60%	32.00%	9.60%	OL

Na tabela é possível observar que os limites de liquidez variam de 24,30% a 47,40%, enquanto os limites de plasticidade variam de 18,40% a 36,10%. Já os valores que determinam o comportamento plástico do solo variam entre 5,80% a 12,30%. Tomando como referência os limites de consistência apresentados por CETEC (1992), os solos de Vila Barraginha apresentaram uma faixa maior de valores em que o solo se apresenta plástico, sendo os valores mínimo e máximo do índice de plasticidade iguais a 11,30% e 26,00%, respectivamente.

Na Tabela 21 é apresentada também a classificação das amostras segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) proposto por Casagrande. Conforme supracitado, para uma classificação consistente quanto à influência dos finos no comportamento do solo, considera-se não somente a quantidade de amostra passante na peneira de menor diâmetro, mas também o limite de liquidez e o índice de plasticidade. A partir dessa classificação foram identificados 3 tipos de solos, sendo eles: SC referente à areia

argilosa; SM referente à areia siltosa; e OL referente à argila orgânica arenosa pouco compressível e ao silte orgânico arenoso pouco compressível.

Mesmo não sendo desenvolvida especialmente para solos brasileiros, ou para argilas orgânicas, a classificação quanto à atividade das argilas parece representar bem as características dos solos observados em campo, visto que a plasticidade dos mesmos foi prontamente identificada e relevante ao exame preliminar tátil visual. Na Tabela 22 é apresentado o índice de atividade de cada amostra e sua classificação correspondente.

Tabela 22: Índice de atividade de cada amostra e sua respectiva classificação.

Sondagem/B loco	Amostra	Prof. (m)	% menor que 0.002mm	IP (%)	Índice de Atividade (A)	Classificação
SP-01	SP-01/1	2,00-2,45	14.00%	5.80%	0.41	Inativa
	SP-01/2	3,00-3,45	15.00%	9.30%	0.62	Inativa
SP-02	SP-02/1	1,00-1,31	6.00%	11.30%	1.88	Ativa
SP-03	SP-03/1	1,00-1,45	6.00%	12.30%	2.05	Ativa
	SP-03/2	2,50-2,95	5.00%	9.00%	1.80	Ativa
Bloco Indeformado	BI-1	0,50	6.00%	9.60%	1.60	Ativa

Resistência ao cisalhamento

Para análise da resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados ensaios de cisalhamento direto adensado não drenado em amostras indeformadas e deformadas tanto em condições de completa saturação, quanto com umidade natural. Essa metodologia foi empregada com o objetivo de reproduzir as condições de campo e observar qualquer mudança na resistência do material, investigando principalmente a redução na resistência quando o solo se encontrava mais suscetível para tal, ou seja, inundado.

Nas Figuras 22A a 22D estão representadas as resistências de todas as amostras submetidas ao ensaio de cisalhamento direto. Para melhor comparação quantitativa, a Tabela 23 apresenta os valores das resistências de pico e residual de cada amostra, enquanto a Tabela 24 apresenta os parâmetros de resistência obtidos. Já os gráficos obtidos de tensão cisalhante em função da tensão normal são fornecidos no Apêndice V.

Através da análise dos resultados apresentados tanto nos gráficos, quanto nas tabelas, é possível constatar que:

- O padrão de aumento de resistência é diretamente proporcional ao aumento de tensão normal aplicada à amostra, dando origem a uma curva de ruptura plástica, na qual ocorre deformação indefinida sob tensão .

Tabela 23: Resistências de pico e residual referentes a cada carregamento.

Tensão Normal Aplicada (kPa)	Resistência (kPa)	Amostra Deformada		Amostra Indeformada	
		Inundada	Umidade Natural	Inundada	Umidade Natural
9,8	Pico	15.72	25.02	18.5	30.56
	Residual	15.72	24.89	16.86	26.12
19.6	Pico	21.77	31.02	27.79	35.58
	Residual	21.45	31.02	25.66	28.72
39.2	Pico	33.77	44.4	40.24	45.81
	Residual	33.77	44.14	37.74	38.19

Tabela 24: Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Parâmetros de Resistência	C (kPa)	Pico	Amostra Deformada		Amostra Indeformada	
			Inundada	Umidade Natural	Inundada	Umidade Natural
				9.81	18.27	12.84
		Residual	9.58	18.34	10.85	32.27
	ϕ (°)	Pico	27.46	29.74	21.27	25.84
		Residual	27.59	29.22	30.56	19.73

- Na condição de umidade natural, ambas as amostras apresentam maior resistência e coesão, comprovando que a saturação do solo provoca desestruturação da fase sólida e redução da coesão do solo.

- A amostra indeformada apresenta maior resistência que a amostra deformada sob qualquer condição. Resultado este esperado, visto que a amostra indeformada mantém as estruturas do solo permitindo, assim, maior suporte de carga. Contudo, a queda de resistência, conhecida como sensibilidade, foi consideravelmente menor que a obtida pelo CETEC (1992).

- A coesão da amostra indeformada com umidade natural é, aproximadamente, 49,1% superior à coesão da mesma amostra em condição inundada, e aproximadamente, 27,6% superior à coesão da amostra deformada sob mesma condição.

- A coesão da amostra deformada com umidade natural é, aproximadamente, 46,30% superior à coesão da mesma amostra em condição inundada.

- Os ângulos de atrito apresentam pouca variabilidade, mantendo uma média aproximada de 26°. No entanto esses valores não serão utilizados na análise de estabilidade do talude, visto que ao serem submetidas a ensaios adensados, as amostras têm este parâmetro alterado.

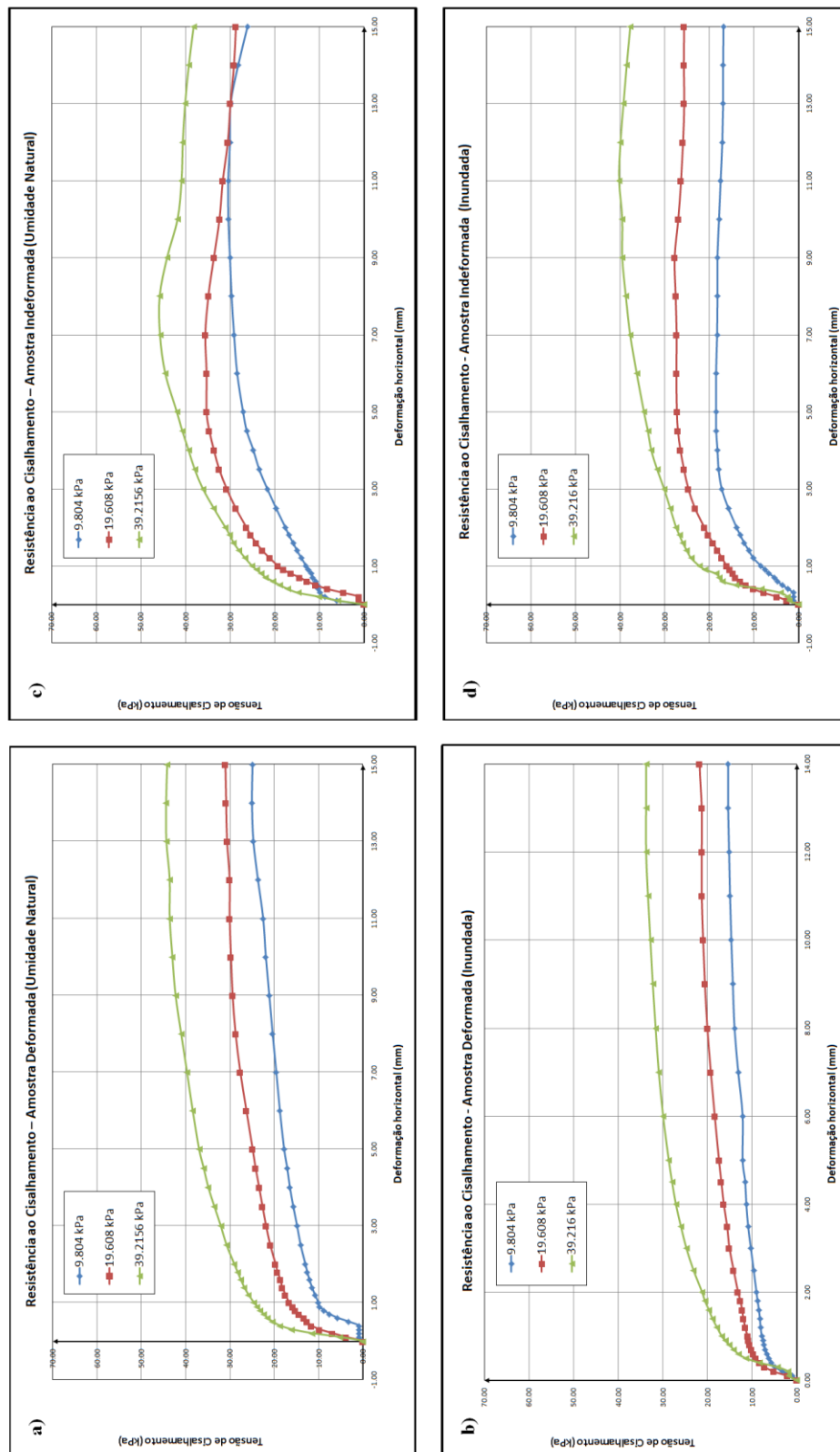


Figura 21: Resistência ao cisalhamento da A) Amostra deformada em umidade natural; B) Amostra deformada inundada; C) Amostra indeformada em umidade natural; D) Amostra indeformada inundada.

Na literatura, o estudo deste solo foi realizado a partir de ensaios não-adensados não-drenados (UU), sendo esse tipo de ensaio o mais indicado para o estudo em questão.

A resistência ao cisalhamento também foi obtida pelo uso do dispositivo *Torvane* em laboratório. Os resultados apresentaram grande variabilidade entre o intervalo de 9,8 a 68,6 kPa. Os valores mais elevados de resistência obtidos tanto pelo ensaio de cisalhamento direto quanto pelo *Torvane* são justificados pela condição de umidade natural da amostra, que apresenta grau de saturação de 69%.

Apesar de utilizar métodos diferentes, os resultados referentes à coesão do material obtidos neste projeto foram considerados satisfatórios e coerentes com os dados registrados tanto pelo CETEC (1992), quanto pela DAM (2007). Já para comparação dos resultados referentes à resistência ao cisalhamento, consideraram-se apenas os resultados obtidos no primeiro carregamento de 9,8 kPa, visto que o mesmo pode ser considerado um ensaio UU sob pressão natural de confinamento do solo. Desta forma, pode-se dizer que os resultados foram coerentes aos apresentados pelo CETEC (1992), os quais variaram de 4,9 a 29 kPa.

Oedométrico

A fim de conhecer melhor a evolução da argila orgânica mole de Vila Barraginha, foi realizado o ensaio de adensamento oedométrico cujos resultados estão apresentados na Figura 23.

Ao analisar o comportamento da curva obtida pelo índice de vazios em função da tensão vertical aplicada na amostra, percebe-se mudança acentuada no gradiente da curva, sendo este um bom indicador de que o solo já foi anteriormente solicitado por uma tensão pré-adensamento.

A determinação desta tensão foi realizada através do método proposto por Pacheco Silva (1970), e representado no gráfico 8 pelas retas vermelhas. Considerando que a tensão de pré-adensamento é maior que a tensão efetiva do solo no momento da amostragem, pode-se dizer que se trata de um solo sobreadensado. Tal classificação também foi constatada pelo CETEC (1992), no qual os valores de pré-adensamento variaram de 25, para amostras mais profundas, a 80kPa, para amostras mais superficiais. Considerando a condição superficial e sujeita a influência de sobrecargas na qual o bloco indeformado foi retirado, o valor de 75kPa condiz com o valor determinado pelo CETEC (1992) para amostras sob mesmas condições.

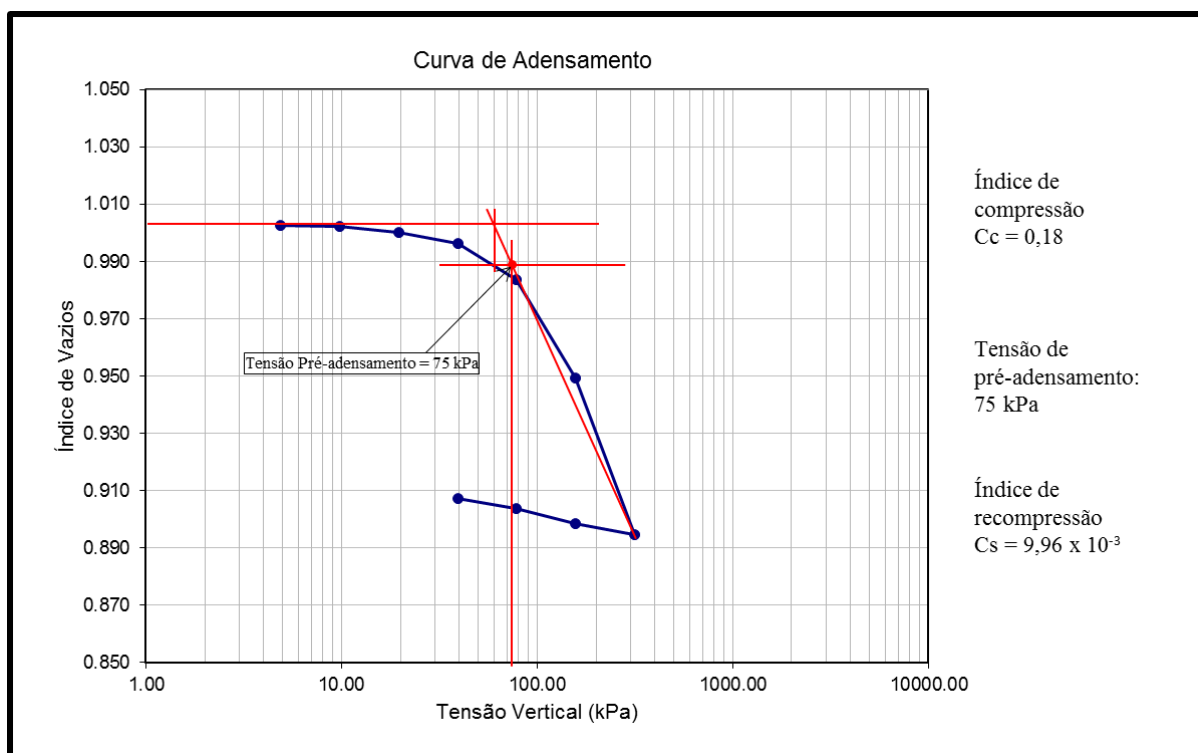


Figura 22: Curva de adensamento obtida pelo ensaio oedométrico.

6.3 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Os resultados referentes às análises de estabilidade do talude de Vila Barraginha estão resumidos na Tabela 25. Nela observa-se a comparação entre os resultados obtidos pelo método de Spencer utilizado pelo CETEC (1992), e o método de Janbu utilizado neste trabalho. No Apêndice VI são fornecidas as análises e respectivas superfícies de ruptura para o valor médio de coesão equivalente a 9,8 kPa.

Ao interpretar os dados contidos na Tabela 25 percebe-se que ambos os métodos não apresentam diferença significativa no fator de segurança quando é considerado o aumento de 0,5 m do nível piezométrico. No entanto, tanto o método de Spencer quanto o método de Janbu apresentam relativa redução no fator de segurança com o aumento da altura do aterro. Além disso, de modo geral, o método de Janbu apresenta resultados relativamente mais conservadores quanto à estabilidade do talude de Vila Barraginha, principalmente para valores crescentes de coesão.

A análise fornecida pelo método de Janbu confirma a instabilidade do talude para valores de resistência menores que 9,8 kPa para qualquer altura de aterro, sendo ainda inadequado para construção civil, sob risco de ruptura eminente, entre os valores de 9,8 e 14,7 kPa de resistência.

Tabela 25: Comparação dos resultados das análises de estabilidade de taludes desenvolvidas em Vila Barraginha. Os dados referentes ao método de Spencer foram obtidos em CETEC(1992).

Altura do aterro	Coesão (kPa)	Fator de Segurança	
		Método: SPENCER	Método: JANBU
1,0 m	4,9	0.59	0.60
	9,8	1.08	0.95
	14,7	1.76	1.29
1,0 m + 0,5 m N.A.	4,9	0.59	0.60
	9,8	1.08	0.95
	14,7	1.72	1.29
2,0 m	4,9	0.55	0.56
	9,8	1.00	0.89
	14,7	1.41	1.21
2,0 m + 0,5 m N.A.	4,9	0.53	0.56
	9,8	1.00	0.89
	14,7	1.43	1.21
3,0 m	4,9	0.51	0.53
	9,8	0.89	0.84
	14,7	1.32	1.15
3,0 m + 0,5 m N.A.	4,9	0.51	0.53
	9,8	0.89	0.84
	14,7	1.32	1.15
4,0 m	4,9	0.43	0.50
	9,8	0.79	0.80
	14,7	1.18	1.04
4,0 m + 0,5 m N.A.	4,9	0.46	0.50
	9,8	0.84	0.80
	14,7	1.16	1.04

CAPÍTULO 7

CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho consistiu em uma análise geológica-geotécnica das argilas orgânicas moles responsáveis pelos acidentes ocorridos em Vila Barraginha, de modo a reavaliar a sua estabilidade e capacidade de suporte de carga a partir da aplicação de métodos auxiliares de investigação e caracterização dos solos.

Dentre os métodos auxiliares de investigação, cita-se a sondagem DPL, a partir da qual foi possível a definição de novos parâmetros geotécnicos referentes ao atrito lateral e à resistência de ponta não só da argila mole, mas de todos os 4 tipos de solo presentes no local. Além da versatilidade e da capacidade de detectar pequenas variações no comportamento do solo, a sondagem DPL apresentou uma correlação linear satisfatória com a sondagem SPT, a considerando um método confiável para investigação dos solos de Vila Barraginha.

A utilização de ensaios CU não permitiu a completa comparação com os dados UU fornecidos pelos outros estudos estabelecidos no local. No entanto, o primeiro carregamento de 9,8 kPa no ensaio de cisalhamento direto foi comparado a um ensaio UU sob condições de tensão confinante natural, fornecendo resultados dentro dos valores estabelecidos na literatura.

Devido à condição não ideal de amostragem, as amostras de argila orgânica foram coletadas em cota superficial onde sofrem influência direta de ressecamento e sobrecarga, sendo esperada, portanto, a elevada resistência das mesmas. Além da cota superficial do bloco indeformado, pode-se dizer que a elevada resistência apresentada é dada também pelo fato de ser constituído por material movimentado proveniente do acidente ocorrido em 1992. O transporte, deposição e subsequente compactação do solo na área, provavelmente contribuiu para o aumento de resistência do material. Os ensaios de cisalhamento e *Torvane* constataram a variabilidade de resistência das argilas, apresentando, no entanto, maior representatividade entre os valores de 20 a 50 kPa. O ensaio de adensamento oedométrico também evidenciou consequências dessa amostragem, apresentando sobreadensamento de 75 kPa.

Já a análise de estabilidade do talude de Vila Barraginha pelo método de Janbu confirmou a instabilidade do local, sendo este diretamente influenciado pela altura do aterro construído pela empresa M. Martins, bem como pela grande variabilidade nos valores de resistência das argilas orgânicas. A compilação de dados para esta análise permitiu

estabelecer parâmetros em comum para este tipo de argila, assim como complementar e melhorar os dados apresentado pelo CETEC (1992) e pela DAM (2207). Deste modo foram consideradas possíveis superfícies de ruptura de geometria semi-circular sem o envolvimento dos materiais subjacentes à argila, diferentemente do observado nos trabalhos supracitados.

Por fim, para um estudo aprofundado das argilas moles de Vila Barraginha, sugere-se o desenvolvimento de uma campanha de investigação mais extensa com malha de sondagem bem definida. Deste modo, seria possível definir em quais áreas as argilas ocorrem em maior profundidade, sem apresentar influência superficial de ressecamento que geram parâmetros de resistência mais elevados do que de fato são, e garantir a amostragem ideal do material. Uma vez cumprida a amostragem ideal, é sugerido a realização de ensaios não adensados e não drenados para o estudo de resistência, de modo que as características naturais do material não sejam alteradas. Ainda com o objetivo de evitar problemas associados à amostragem ideal, sugere-se a utilização de métodos mais adequados para prospecção geotécnica de solos constituídos por argilas orgânicas moles. Um dos métodos propostos seria o CPTu (*Piezocone Penetration Test*), a partir do qual é possível determinar, *in situ*, a estratigrafia dos perfis de solo e as propriedades dos materiais. Além disso, de modo geral, é fundamental que sejam desenvolvidos estudos mais detalhados das argilas presentes em fundos de vale na região, a fim de definir parâmetros geotécnicos e evitar a ocorrência de novos acidentes.

Referências

- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 10905:1989 - Solo - Ensaio de Palheta In Situ - Método de ensaio.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6457:1986 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6459:1984 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6484:2001 - Solo - Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7180:1984 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7181:1984 - Solo - Análise Granulométrica.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7250:1982 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 9604:1986 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.
- ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 9820:1997 - Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem - Procedimento.
- Albers A. P. F., Melchiades F. G., Machado R., Baldo J. B., Bosch A. O. 2002. Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. *Cerâmica*, **48**(305): 34-37
- Almeida F. F. M. de. 1977. O Cráton do São Francisco. *Revista Brasileira de Geociências*, **7**(4): 349-364.
- Alvares, C. A., Stape, J. L., Sentelhas, P .C., Gonçalves, J. L. de M., Sparovek, G. 2013. Köppen's climate classification map for Brazil. *Meteorologische Zeitschrift*, **22**(6): 711-728.
- Alves Filho, C. E. S. 2010. *Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro portátil leve*. Dissertação de Mestrado, NUGEO/Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 127p.
- Amaral, S. E., Fuck, G. F. 1973. Sobre o deslizamento de lama turfosa ocorrido em Campos do Jordão, SP, em Agosto de 1972. *Boletim Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo*, **4**: 31-37
- ASTM D2850 - Standard Test Method for Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.
- ASTM D3080 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- ASTM D4767 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive soils.
- ASTM D7181 - Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.
- ASTM D854 – Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.
- Augusto filho, O. 1992. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: *Conferência Brasileira sobre Estabilidade de encostas, 1a COBRAE, Rio de Janeiro. Anais*, **II**: 721 – 733.
- Augusto filho, O. 2004. Mass movements identification, modeling, analysis and mapping: some experiences in the Southern of Brazil, São Paulo state. In: *Symposium on Landslides: Evaluation and Stabilization*, 57-68.
- Azevedo, C. P. B., Guimarães, M. G. D. 2009. Proposição de uma equação de correlação entre resultados de sondagens tipo DPL e valores NSPT. 6p.
- Bacellar L. A. P., Lacerda W. A., Coelho Neto A. L. 2004. Amphitheatre-like headwaters: áreas of mudflow hazard in Southeastern Brasil. In: *Symposium on Landslides: Evaluation and Stabilization*, 565-570.

Meleu, D., 2017. Caracterização geológica e geotécnica das argilas orgânicas moles do Quaternário –...

Barel Filho, D. 2002. *Aspectos geológicos da região do Município de Campos do Jordão como subsídio para o entendimento dos processos de escorregamentos*. Dissertação de Doutorado, Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, 41p.

Baroni, M., Almeida, M. de S. S. 2012. Retirada de amostras indeformadas de argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca, RJ. *Em: Geosul*, 10p.

Burmister, D. M. 1949. Principles and Techniques of Soil Identification. *Proceedings, Annual Highway Research Board Meeting*, National Research Council, Washington, D. C., **29**: 402-422.

Carneiro, C., 2005. A determinação da idade das rochas. *Terra Didática*. **1**(1):6-35.

CETEC. 1992. Laudo geotécnico sobre o escorregamento de Vila Barraginha, Contagem (MG), Vol. 1. CETEC: Belo Horizonte, Brasil. 110p.

CETEC. 1992. Laudo geotécnico sobre o escorregamento de Vila Barraginha, Contagem (MG), Vol. 2-parte 1. CETEC: Belo Horizonte, Brasil. 303p.

CETEC. 1992. Laudo geotécnico sobre o escorregamento de Vila Barraginha, Contagem (MG), Vol. 2-parte 2. CETEC: Belo Horizonte, Brasil. 303p.

CETEC. 1992. Laudo geotécnico sobre o escorregamento de Vila Barraginha, Contagem (MG), Vol. 3. CETEC: Belo Horizonte, Brasil. 313p.

Chiossi, N. J. 1979. *Geologia aplicada à Engenharia*, 2ª Edição. Grêmio Politécnico. São Paulo, 427p.

Cruden, D. M. 1990. Suggested nomenclature for landslides. *In: Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, **41**: 13-16.

Das, B. M. 2007. *Fundamentos de engenharia geotécnica*, tradução da 6ª Edição norte-americana. Thomson Learning, São Paulo. 577p.

DAM, 2007. Levantamento de Áreas de Risco de Vila Barraginha-Relatório Técnico. Prefeitura Municipal de Contagem, Contagem, Brasil. 59p.

DIN – Taschenbuch, 1991. *In: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*. Beuth. (Alemanha).

Fabrizio, J. V. F. 2006. *Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contensões*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil/PUC, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 113p.

Ferreira, J. L. F. 2012. *Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Universidade do Porto, Porto, 144p.

Formigheri, L. E. 2003. *Comportamento de um Aterro sobre Argila Mole da Baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil/PUC, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 203p.

Guidicini, G., Prandini, F. L. 1974. O caso do escorregamento de Vila Albertina: seu significado em termos de planejamento urbano. *Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, São Paulo, 404-411.

Guidicini, G., Nieble, C. M. 1983. *Estabilidade de Taludes Natural e de Escavação*, 2ª Edição. Edgard Blucher, São Paulo, 216p.

Humboldt Mfg. Co., Construction Materials Testing Equipment.

Hvorslev, M.J. 1949. *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*. Waterways Experiment Station. Mississippi, 96p.

Johnson, A. M., Rodine, J. R. 1984, “Debris flow”, *In: D. Brunsten and D. B. Prior, Slope Instability*, John Wiley, New York, 257–36.

Klein, C., Dutrow, B. 2012. *Manual de ciência dos minerais*, 23ª Edição. Bookman, Porto Alegre, 724p.

Massad, F. 2010. *Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia*, 2ª Edição. Oficina de Textos. São Paulo, 216p.


Melo, D. F. M. 2014. *Comportamento reológico de solos sujeitos a corridas de lama por liquefação estática*. Dissertação de mestrado, PEF/Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 277p.

Nilsson. T. 2004. O penetrômetro portátil DPL NILSSON. *In: SEFE V / BIC II 2004*, São Paulo, 10p.

- Nilsson T. 2004. Comparações entre DPL NILSSON e SPT. In: *Geosul 2004 – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, ABMS*, 8p.
- Oliveira, J. T. R. de. 2002. *A Influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles*. Dissertação de Doutorado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 272p.
- Pacheco Silva, F. 1970. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, **IV**(2): 219-224.
- Pinto, C. de S. 2006. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas, 3ª Edição. Oficina dos Textos, São Paulo. 363p.
- Queiroz, C. M. 2013. *Propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da região de Itaguaí-RJ*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 118p.
- Romano, A. W., Araujo, J. C. S., Knauer, L. G., Paiva, C. T. 2014. Geologia e recursos minerais da folha Contagem SE.23-Z-C-V, estado de Minas Gerais, escala 1:100.000. CPRM, Brasília, 87p.
- Ross, J. L. S. 1996. Geografia do Brasil, 5ª Edição revisada e ampliada. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo, 552p.
- Sant’anna Neto, J. L. 2005. Decálogo da Climatologia do Sudeste Brasileiro. *Revista Brasileira de Climatologia*, **1**(1), 18p.
- Serota S., Jangle A. 1972. A direct-reading pocket shear vane. In: *Civil Engineering, ASCE Bulletin*, **42**: 73-76
- Schnaid, F. 2012. Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações, 2ª Edição. Oficina de Textos, São Paulo. 233p.
- Skempton, A. W. 1953. The Colloidal Activity of Clays. *Proceedings, 3RD International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, 1:57- 61.
- Souza, D. N., Conciani, W., Santos, A. C. da C. 2008. Uso de sondagens com DPL para avaliação da variabilidade do solo. In: *2ª Jornada da Produção Científica da Educação Profissional e Tecnológica da Região Centro-Oeste, Cuiabá*, 5p.
- Varnes, D. J. 1978. Slope movements and types and processes, cap 2. In: *Landslides: analysis and control*. National Academy of Sciences, Washington DC, 11-33.
- Vecato, I. 1988. Estruturas cristalinas por difração de raios-X. *Cad. Cat. Ens. Fís., Florianópolis*, **5**(3): 168-171.
- Znamensky, D. 2001. Corridas de Detritos ou “Debris Flows” – Avaliação de Parâmetros. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Znamensky, D., Gramani, M. F. 2000. Debris-flow grain size analysis. In: *Second International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, Taiwan*, 537-545.

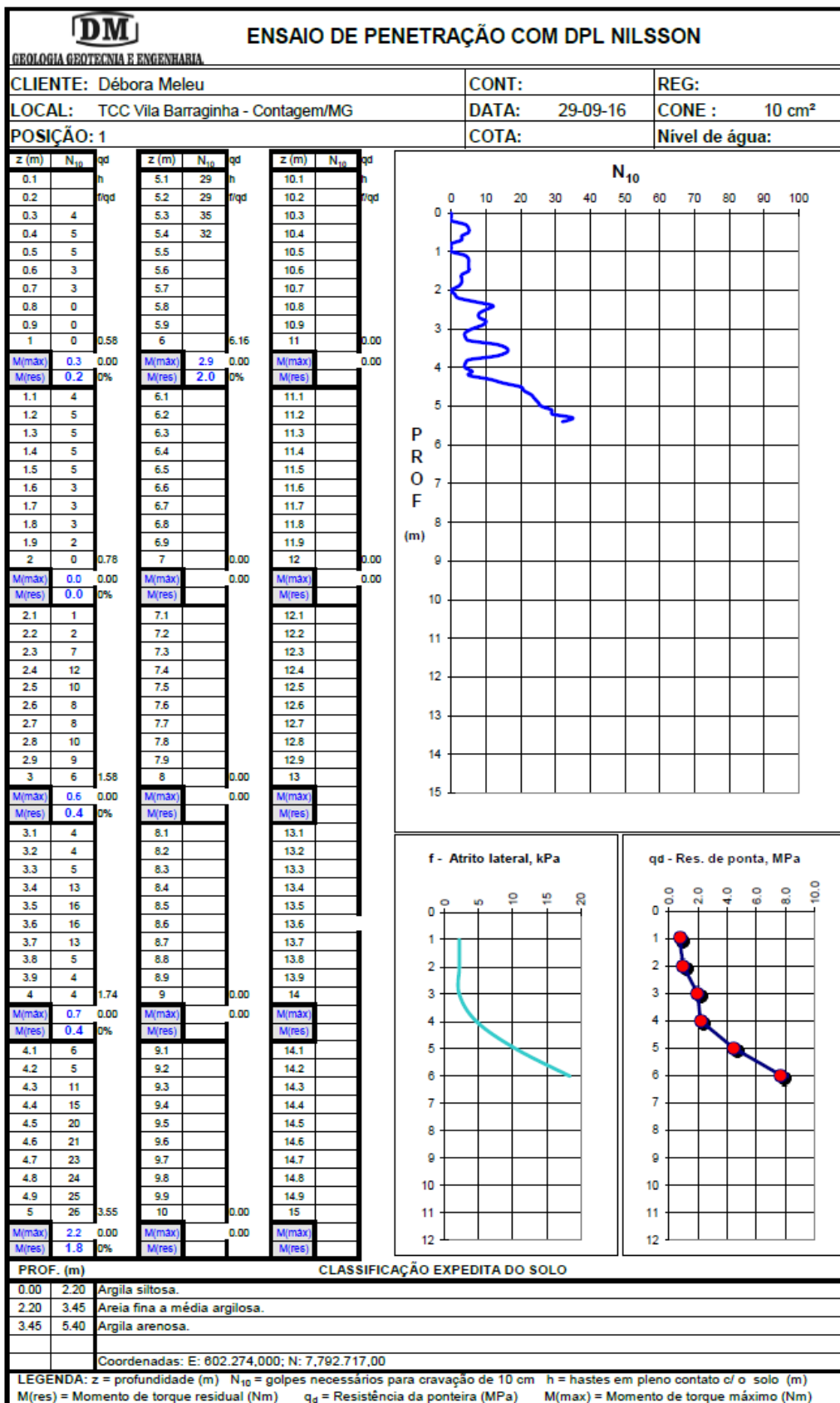
APÊNDICE I – BOLETINS DE SONDAGEM SPT

CONTRADADA:				TORRE:	01	INÍCIO:	29-09-16							
				SP N ^o :	01	TÉRMINO:	29-09-16							
GEOLOGIA GEOTECNIA E ENGENHARIA				COORDENADAS										
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO				E =	602,274.0000	N =	7,792,717.0000							
OBRA: TCC Vila Barraginha - Contagem/MG				PROGRESSIVA (m):	-	COTA (m):	922.000							
AMOSTRAS	ELEVACÃO (m)	ESPESURA DAS CAMADAS (m)	PESO: 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: Φ 2 1/2" AMOSTRADOR: Φ INTERNO: 34,9 mm Φ EXTERNO: 50,8 mm	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)			
					PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES							
			CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS		1 ^o e 2 ^o	2 ^o e 3 ^o	0	10	20	30	40	50	60	
	921.000	1.00	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, VERMELHA, COM PASSAGEM DE TURFA AOS 0,80M.											N.A. = 1,74 m
			ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, CINZA ESCURO. MUITO MOLE A MOLE.	1.45	2	1.5/30								
	919.550	2.45		2.45	2/22	3								
			ARGILA ARENOSA, POUCO SILTOSA, CINZA CLARO, COM PEDREGULHOS. MOLE.	3.45	3	4								
	917.550	4.45		4.45	4	4								
916.550	5.45		SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, BRANCO VARIEGADO, COM PEDREGULHOS, EM ALTERAÇÃO DE ROCHA. RIO.	5.45	10	16								
			5,45M - LIMITE DA SONDAGEM, CONFORME CRITÉRIO DE PARALISAÇÃO.											
OBSERVAÇÕES:								O limite da sondagem foi de: 5.45 m O furo não foi revestido. N. A. = 1.74 m						
NÍVEL D'ÁGUA (m)				LEGENDA		AVANÇOS (m)		LAVAGEM POR TEMPO (30min)						
INICIAL: 1.74 em 29-09-16				 		AVANÇO A TRADO: 1,00		TEMPO						
FINAL: 1.74 em 29-09-16						AVANÇO POR LAVAGEM: -		DE:						
						PROF. REVESTIMENTO: -		PARA:						
								AVANÇO (cm)						
R.T.: Geólogo Davi Meleu				FISCAL:		SONDADOR: EUREMILSON		FISCAL:						
ASSINATURA:				ASSINATURA:		AJUDANTE: ROGÉRIO		ASSINATURA:						
CREA: 41.244/D-RS				CREA:		AJUDANTE: EDSON		CREA:						

CONTRADADA:				TORRE: 02		INÍCIO: 29-09-16								
 GEOLOGIA GEOTECNIA E ENGENHARIA				SP N ^o : 02		TÉRMINO: 29-09-16								
				COORDENADAS										
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO				E = 602,268.0000		N = 7,792,690.0000								
OBRA: TCC Vila Barraginha - Contagem/MG				PROGRESSIVA (m): -		COTA (m): 922.000								
AMOSTRAS	ELEVACÃO (m)	ESPESURA DAS CAMADAS (m)	PESO: 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: Φ 2 1/2" AMOSTRADOR: Φ INTERNO: 34,9 mm Φ EXTERNO: 50,8 mm CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)			
					PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES							
					1 ^o e 2 ^o	2 ^o e 3 ^o	0	10	20	30	40	50	60	
	921.200	0.80	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, VERMELHA.											
	920.550	1.45	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, PRETA, COM MATERIAL ORGÂNICO, MUITO MOLE.	1.45	2	1								
	919.550	2.45	AREIA FINA A GROSSA SILTOSA, POUCO ARGILOSA, CINZA, COM PEDREGULHOS. POUCO COMPACTA.	2.45	8	6								
	918.200	3.80	SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, VARIEGADO, COM PEDREGULHOS RIJO.	3.45	12	15								
			3.80M - IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO, EM ALTERAÇÃO DE ROCHA.											
OBSERVAÇÕES: O limite da sondagem foi de: 3.80 m O furo não foi revestido. N. A. = 0.80 m														
NÍVEL D'ÁGUA (m)			LEGENDA		AVANÇOS (m)			LAVAGEM POR TEMPO (30min)						
INICIAL: 0.82 em 29-09-16			— SPT 30 cm INICIAIS		AVANÇO A TRADO: 1,00			TEMPO	0'a10'	10'a20'	20'a30'			
FINAL: 0.80 em 29-09-16			— SPT 30 cm FINAIS		AVANÇO POR LAVAGEM: -			DE:						
					PROF. REVESTIMENTO: -			PARA:						
								AVANÇO (cm)						
R.T.: Geólogo Davi Meleu			FISCAL:		SONDADOR: EUREMILSON			FISCAL:						
ASSINATURA:			ASSINATURA:		AJUDANTE: ROGÉRIO			ASSINATURA:						
CREA: 41.244/D-RS			CREA:		AJUDANTE: EDSON			CREA:						

CONTRADADA:		DM		TORRE:	03	INÍCIO:	29-09-16							
		GEOLOGIA GEOTECNIA E ENGENHARIA		SP Nº:	03	TÉRMINO:	29-09-16							
		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAÇÃO À PERCUSSÃO		COORDENADAS										
		OBRA: TCC Vila Barraginha - Contagem/MG		E =	602,250.0000	N =	7,792,708.0000							
				PROGRESSIVA (m):	-	COTA (m):	922.000							
AMOSTRAS	ELEVÇÃO (m)	ESPESSURA DAS CAMADAS (m)	PESO: 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: Φ 2 1/2" AMOSTRADOR: Φ INTERNO: 34,9 mm Φ EXTERNO: 50,8 mm	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)			
					PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES							
			CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS		1º e 2º	2º e 3º	0	10	20	30	40	50	60	
	921.600	0.40	ARGILA SILTOSA, POUCA ARENOSA, MARROM.											N.A. = 1.20 m ↓
			ARGILA ARENOSA, POUCA SILTOSA, PRETA, COM MATERIAL ORGÂNICO.	1.45	4	4								
	919.000	3.00	MOLE A MUITO MOLE.	2.45	2	2/33								
			AREIA FINA A GROSSA ARGILOSA, POUCA SILTOSA, PRETA, COM PEDREGULHOS.	3.45	2/30	5/30								
	917.000	5.00	FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA.	4.45	8	14								
	916.550	5.45	AREIA FINA A GROSSA SILTOSA, POUCA ARGILOSA, BRANCA, COM PEDREGULHOS. MED. COMPACTA.	5.45	12	11								
			5,45M - LIMITE DA SONDAÇÃO, CONFORME CRITÉRIO DE PARALISAÇÃO.											
OBSERVAÇÕES:			O limite da sondagem foi de: 6.00 m											
			O furo não foi revestido.											
			N. A. = 1.20 m											
NÍVEL D'ÁGUA (m)		LEGENDA		AVANÇOS (m)		LAVAGEM POR TEMPO (30min)								
INICIAL: 0.80 em 29-09-16				AVANÇO A TRADO: 1,00		TEMPO	0'a10'	10'a20'	20'a30'					
FINAL: 1.20 em 29-09-16				AVANÇO POR LAVAGEM: -		DE:								
				PROF. REVESTIMENTO: -		PARA:								
						AVANÇO (cm)								
R.T.: Geólogo Davi Meleu		FISCAL:		SONDADOR: EUREMILSON		FISCAL:								
ASSINATURA:		ASSINATURA:		AJUDANTE: ROGÉRIO		ASSINATURA:								
CREA: 41.244/D-RS		CREA:		AJUDANTE: EDSON		CREA:								

APÊNDICE II – BOLETINS DE SONDAGEM DPL





ENSAIO DE PENETRAÇÃO COM DPL NILSSON

GEOLOGIA GEOTECNIA E ENGENHARIA

CLIENTE: Débora Meleu

CONT:

REG:

LOCAL: TCC Vila Barraginha - Contagem/MG

DATA: 29-09-16

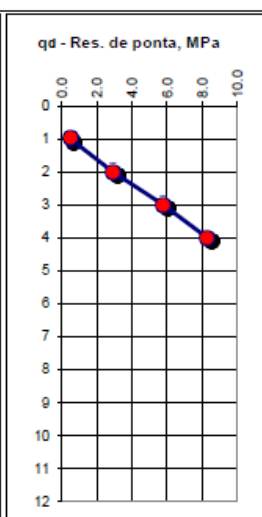
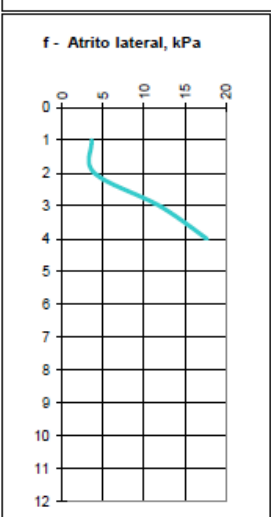
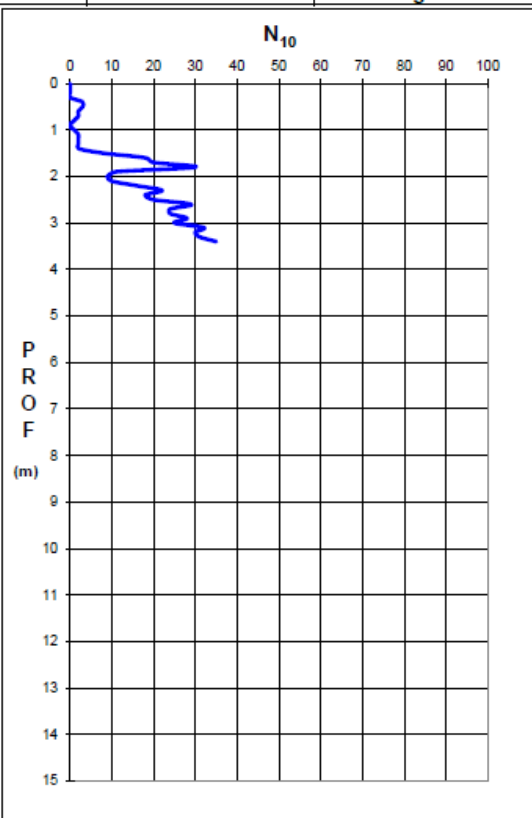
CONE : 10 cm²

POSIÇÃO: 2

COTA:

Nível de água:

z (m)	N ₁₀	h	qd	z (m)	N ₁₀	h	qd	z (m)	N ₁₀	h	qd
0.1				5.1				10.1			
0.2				5.2				10.2			
0.3				5.3				10.3			
0.4	3			5.4				10.4			
0.5	3			5.5				10.5			
0.6	2			5.6				10.6			
0.7	2			5.7				10.7			
0.8	1			5.8				10.8			
0.9	0			5.9				10.9			
1	1	0.39		6	0.00		0.00	11	0.00		0.00
M(máx)	0.5	0.00		M(máx)		0.00		M(máx)		0.00	
M(res)	0.3	1%		M(res)				M(res)			
1.1	2			6.1				11.1			
1.2	2			6.2				11.2			
1.3	2			6.3				11.3			
1.4	2			6.4				11.4			
1.5	8			6.5				11.5			
1.6	18			6.6				11.6			
1.7	20			6.7				11.7			
1.8	30			6.8				11.8			
1.9	11			6.9				11.9			
2	9	2.33		7	0.00		0.00	12	0.00		0.00
M(máx)	0.6	0.00		M(máx)		0.00		M(máx)		0.00	
M(res)	0.3	0%		M(res)				M(res)			
2.1	10			7.1				12.1			
2.2	16			7.2				12.2			
2.3	22			7.3				12.3			
2.4	18			7.4				12.4			
2.5	20			7.5				12.5			
2.6	29			7.6				12.6			
2.7	24			7.7				12.7			
2.8	24			7.8				12.8			
2.9	28			7.9				12.9			
3	25	4.63		8	0.00		0.00	13	0.00		0.00
M(máx)	2.7	0.00		M(máx)		0.00		M(máx)		0.00	
M(res)	1.5	0%		M(res)				M(res)			
3.1	32			8.1				13.1			
3.2	30			8.2				13.2			
3.3	31			8.3				13.3			
3.4	35			8.4				13.4			
3.5				8.5				13.5			
3.6				8.6				13.6			
3.7				8.7				13.7			
3.8				8.8				13.8			
3.9				8.9				13.9			
4		6.64		9	0.00		0.00	14	0.00		0.00
M(máx)	2.2	0.00		M(máx)		0.00		M(máx)		0.00	
M(res)	1.7	0%		M(res)				M(res)			
4.1				9.1				14.1			
4.2				9.2				14.2			
4.3				9.3				14.3			
4.4				9.4				14.4			
4.5				9.5				14.5			
4.6				9.6				14.6			
4.7				9.7				14.7			
4.8				9.8				14.8			
4.9				9.9				14.9			
5		0.00		10	0.00		0.00	15	0.00		0.00
M(máx)		0.00		M(máx)		0.00		M(máx)		0.00	
M(res)				M(res)				M(res)			



PROF. (m)		CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DO SOLO
0.00	1.45	Argila siltosa.
1.45	2.45	Areia fina a grossa siltosa.
2.45	3.40	Argila siltosa.
Coordenadas: E: 602.268,00; N: 7.792.690,00		

LEGENDA: z = profundidade (m) N₁₀ = golpes necessários para cravação de 10 cm h = hastas em pleno contato c/ o solo (m)
M(res) = Momento de torque residual (Nm) q_d = Resistência da ponteira (MPa) M(max) = Momento de torque máximo (Nm)



ENSAIO DE PENETRAÇÃO COM DPL NILSSON

GEOTECNIA E ENGENHARIA

CLIENTE: Débora Meleu

CONT:

REG:

LOCAL: TCC Vila Barraginha - Contagem/MG

DATA: 29-09-16

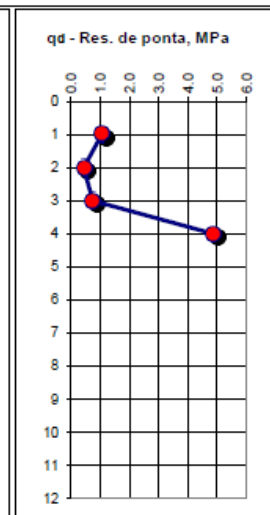
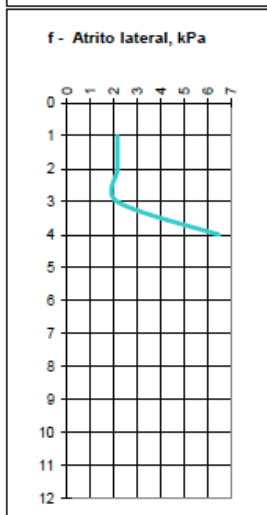
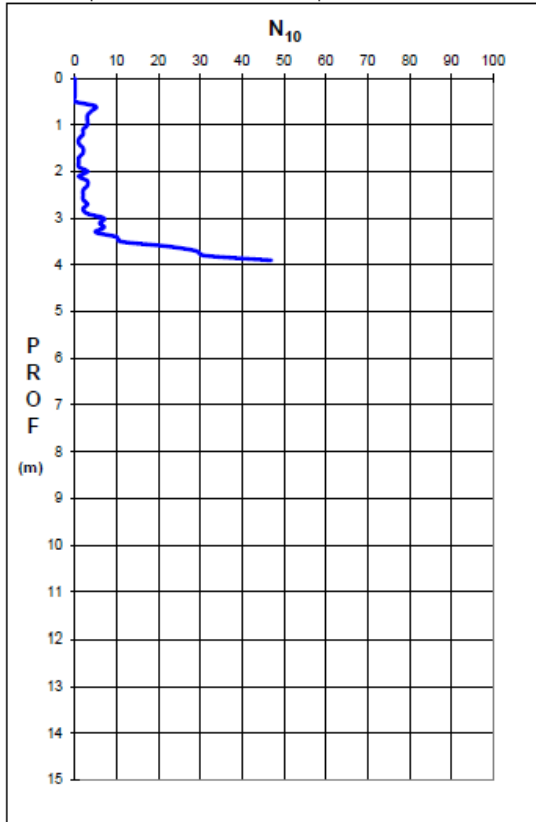
CONE : 10 cm²

POSIÇÃO: 3

COTA:

Nível de água:

z (m)	N ₁₀	qd	z (m)	N ₁₀	qd	z (m)	N ₁₀	qd
0.1		h	5.1		h	10.1		h
0.2		frqd	5.2		frqd	10.2		frqd
0.3			5.3			10.3		
0.4			5.4			10.4		
0.5			5.5			10.5		
0.6	5		5.6			10.6		
0.7	4		5.7			10.7		
0.8	3		5.8			10.8		
0.9	3		5.9			10.9		
1	3	0.84	6		0.00	11		0.00
M(máx)	0.3	0.00	M(máx)		0.00	M(máx)		0.00
M(res)	0.1	0%	M(res)			M(res)		
1.1	2		6.1			11.1		
1.2	2		6.2			11.2		
1.3	1		6.3			11.3		
1.4	1		6.4			11.4		
1.5	2		6.5			11.5		
1.6	2		6.6			11.6		
1.7	1		6.7			11.7		
1.8	1		6.8			11.8		
1.9	1		6.9			11.9		
2	3	0.35	7		0.00	12		0.00
M(máx)	0.3	0.00	M(máx)		0.00	M(máx)		0.00
M(res)	0.1	1%	M(res)			M(res)		
2.1	1		7.1			12.1		
2.2	3		7.2			12.2		
2.3	3		7.3			12.3		
2.4	2		7.4			12.4		
2.5	2		7.5			12.5		
2.6	2		7.6			12.6		
2.7	3		7.7			12.7		
2.8	2		7.8			12.8		
2.9	3		7.9			12.9		
3	7	0.60	8		0.00	13		0.00
M(máx)	0.3	0.00	M(máx)		0.00	M(máx)		0.00
M(res)	0.1	0%	M(res)			M(res)		
3.1	6		8.1			13.1		
3.2	7		8.2			13.2		
3.3	5		8.3			13.3		
3.4	10		8.4			13.4		
3.5	11		8.5			13.5		
3.6	22		8.6			13.6		
3.7	29		8.7			13.7		
3.8	31		8.8			13.8		
3.9	47		8.9			13.9		
4		3.89	9		0.00	14		0.00
M(máx)	1.5	0.00	M(máx)		0.00	M(máx)		0.00
M(res)	1.0	0%	M(res)			M(res)		
4.1			9.1			14.1		
4.2			9.2			14.2		
4.3			9.3			14.3		
4.4			9.4			14.4		
4.5			9.5			14.5		
4.6			9.6			14.6		
4.7			9.7			14.7		
4.8			9.8			14.8		
4.9			9.9			14.9		
5		0.00	10		0.00	15		0.00
M(máx)		0.00	M(máx)		0.00	M(máx)		0.00
M(res)			M(res)			M(res)		

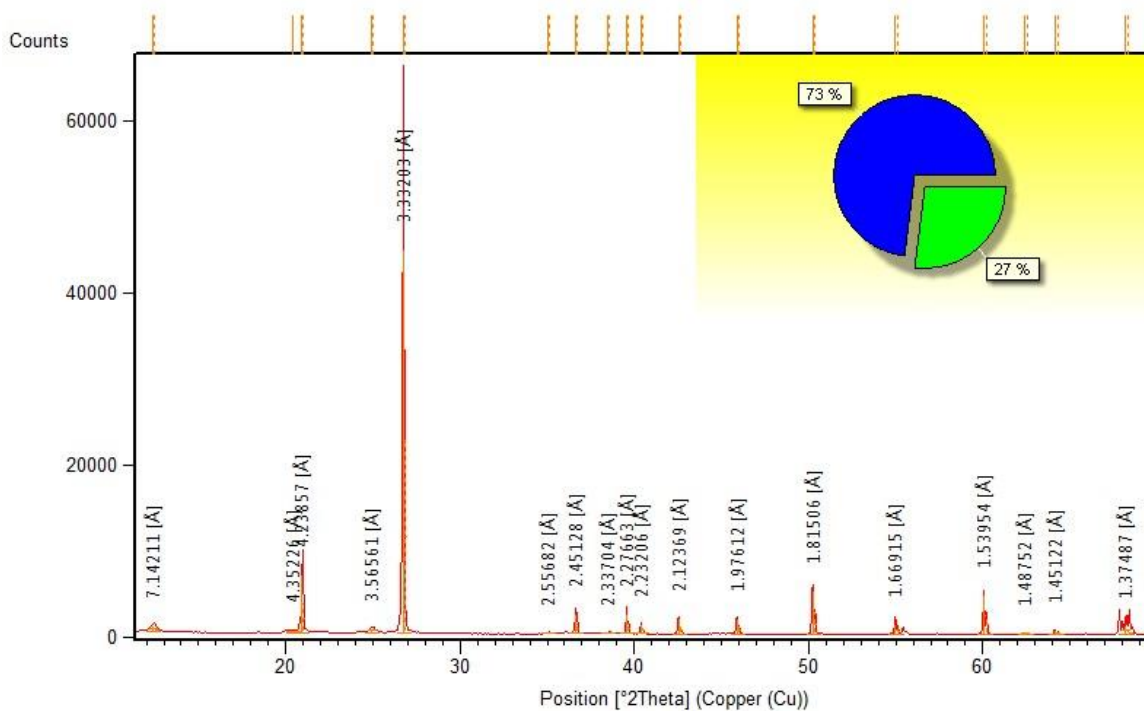


PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DO SOLO
0.00 - 0.60	Argila siltosa.
0.60 - 3.00	Argila arenosa.
3.00 - 3.90	Areia fina a grossa argilosa.
	Coordenadas: E: 602.250,00; N: 7.792.708,00

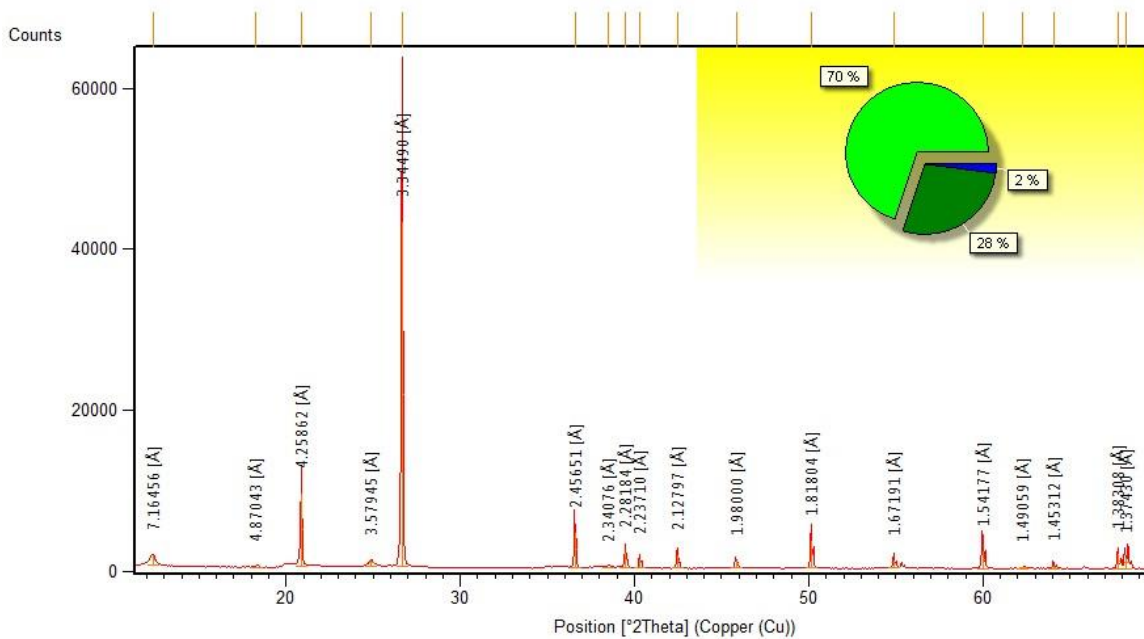
LEGENDA: z = profundidade (m) N₁₀ = golpes necessários para cravação de 10 cm h = hastas em pleno contato c/ o solo (m)
M(res) = Momento de torque residual (Nm) q_d = Resistência da ponteira (MPa) M(max) = Momento de torque máximo (Nm)

APÊNDICE III – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

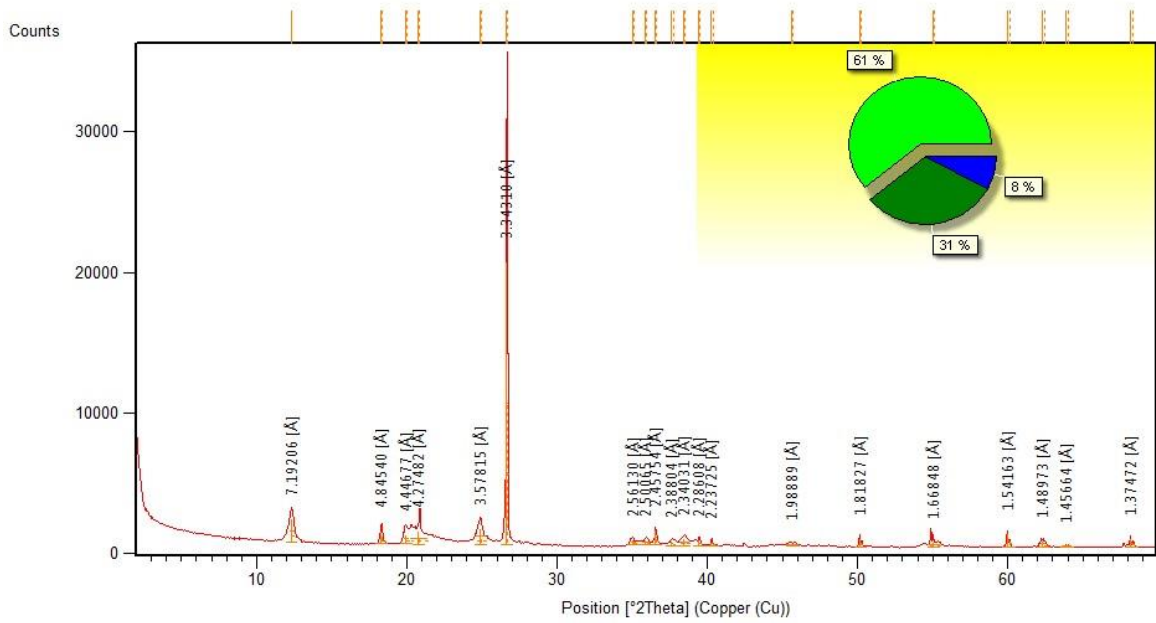
Amostra SP-01/1



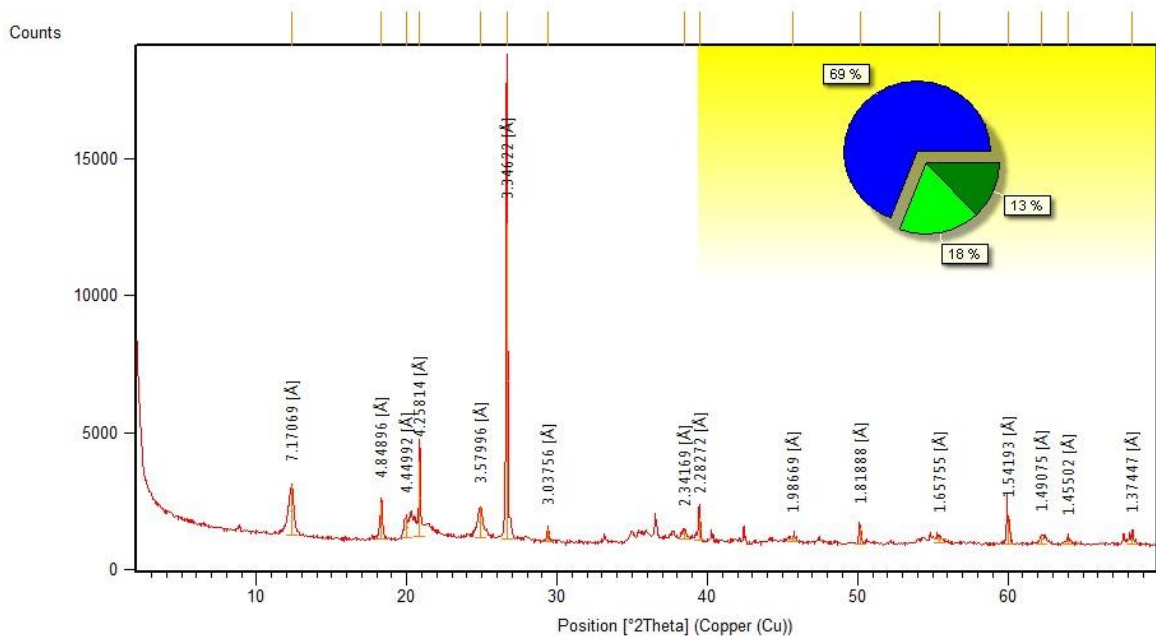
Amostra SP-01/2



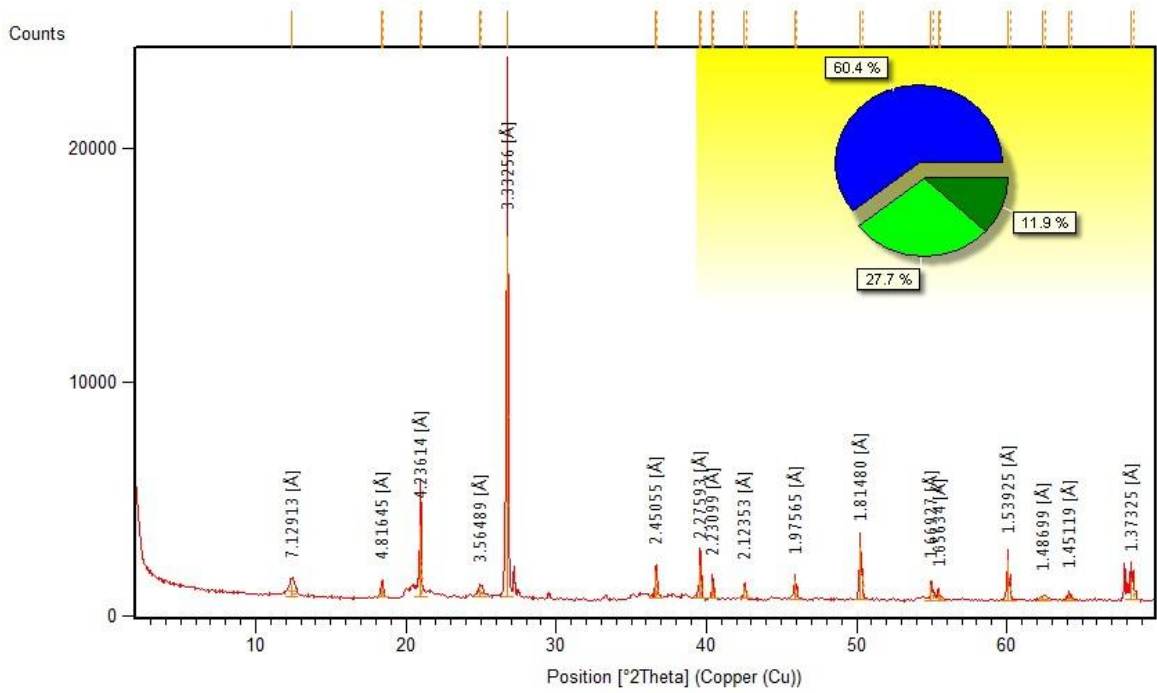
Amostra SP-02/1



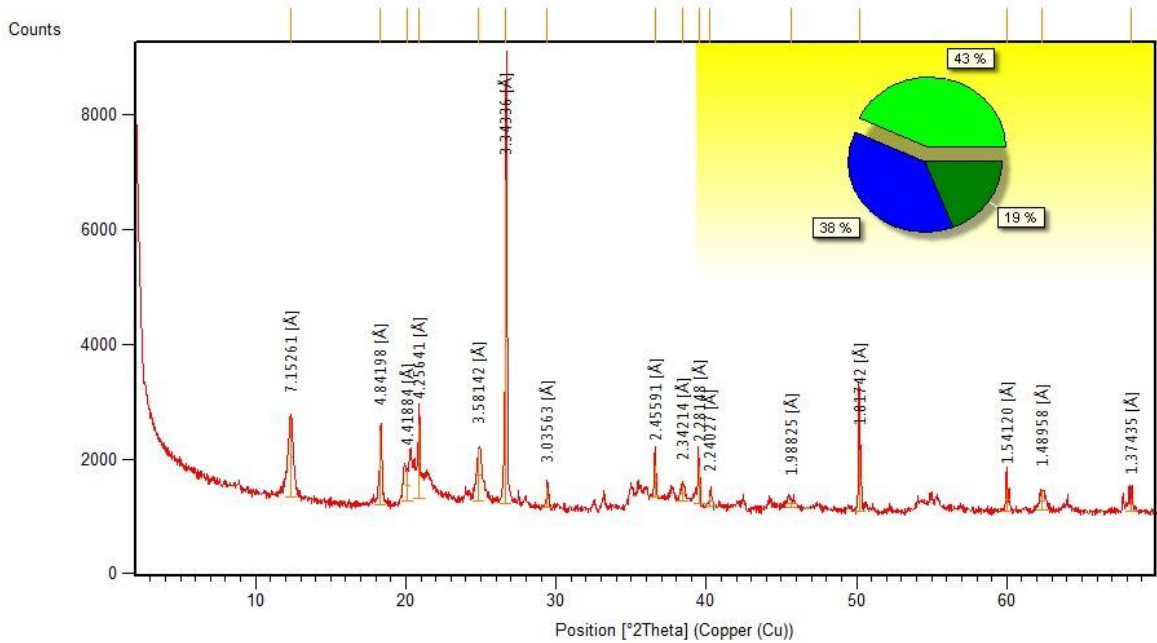
Amostra SP-03/1



Amostra SP-03/2

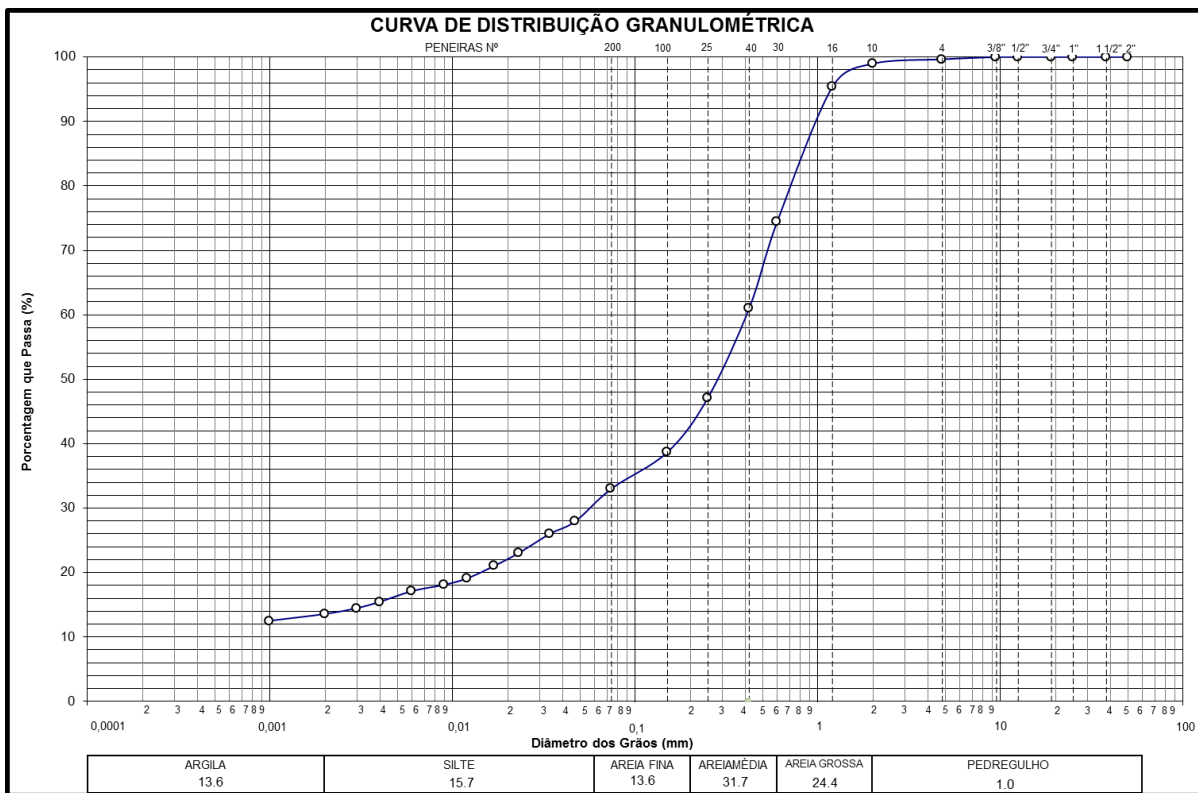


Amostra BI-1



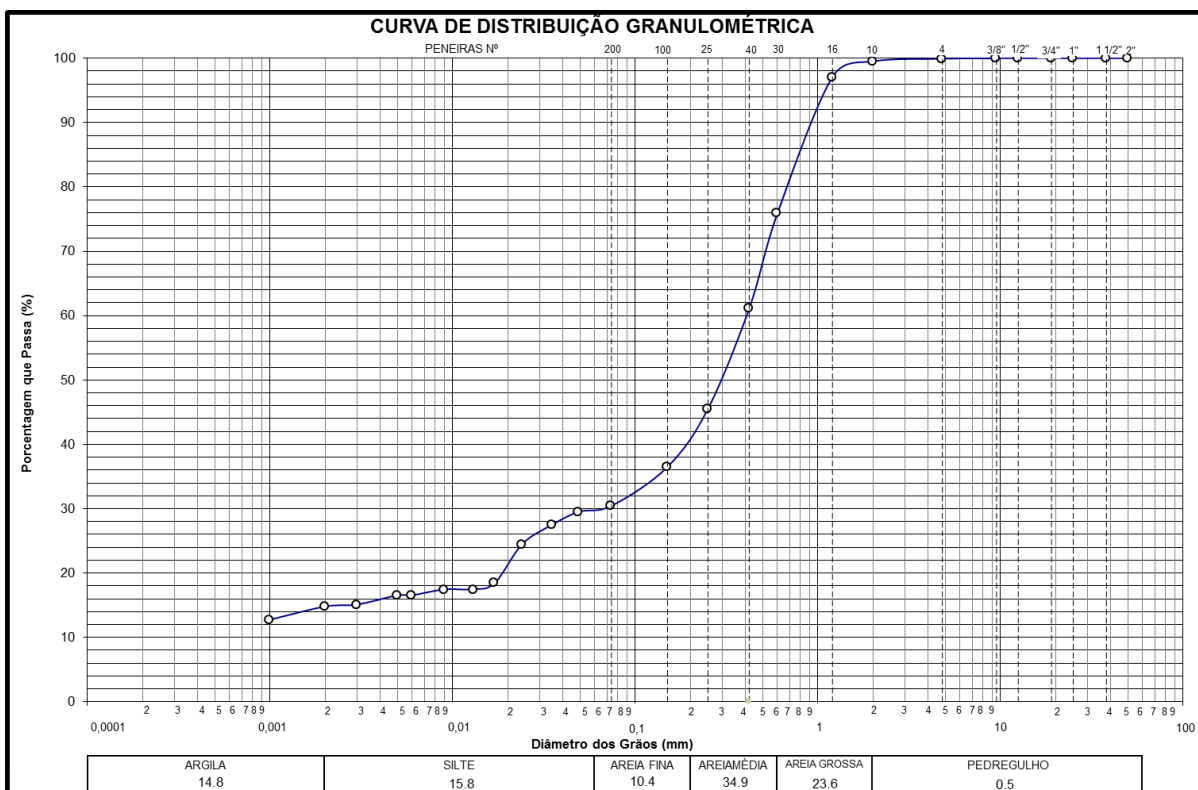
APÊNDICE IV – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Amostra SP-01/1

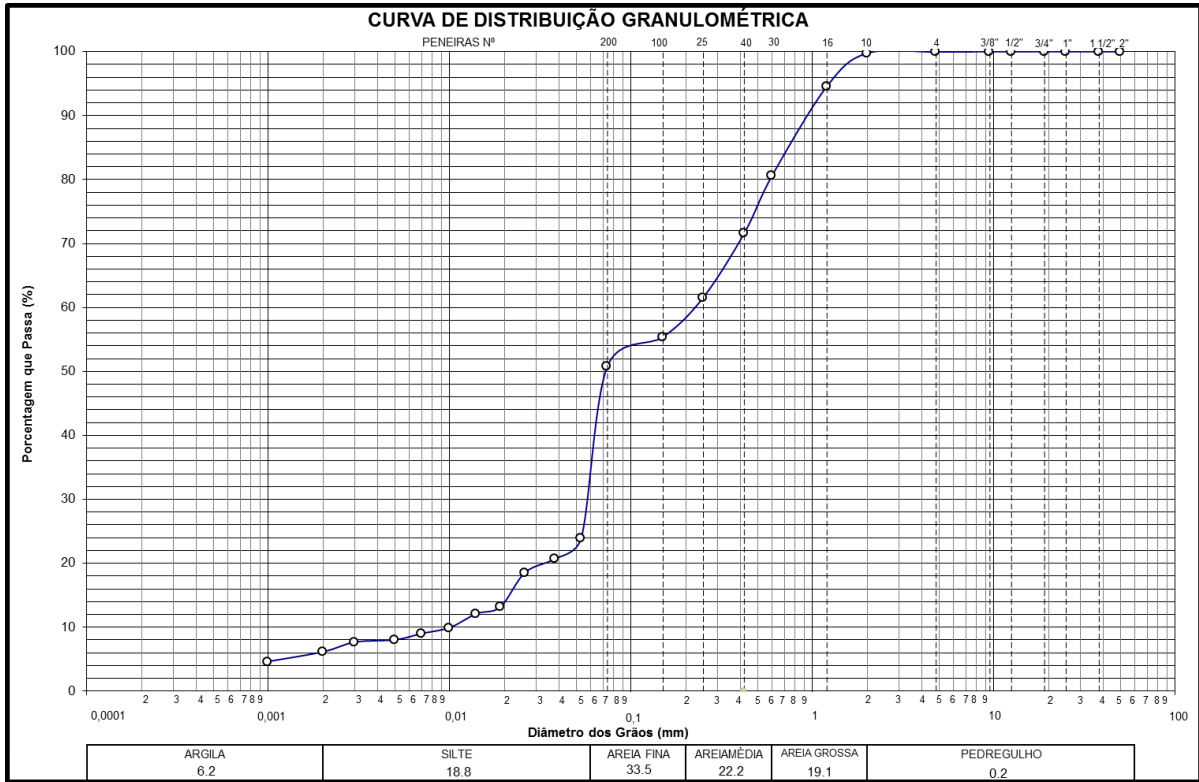


Amostra

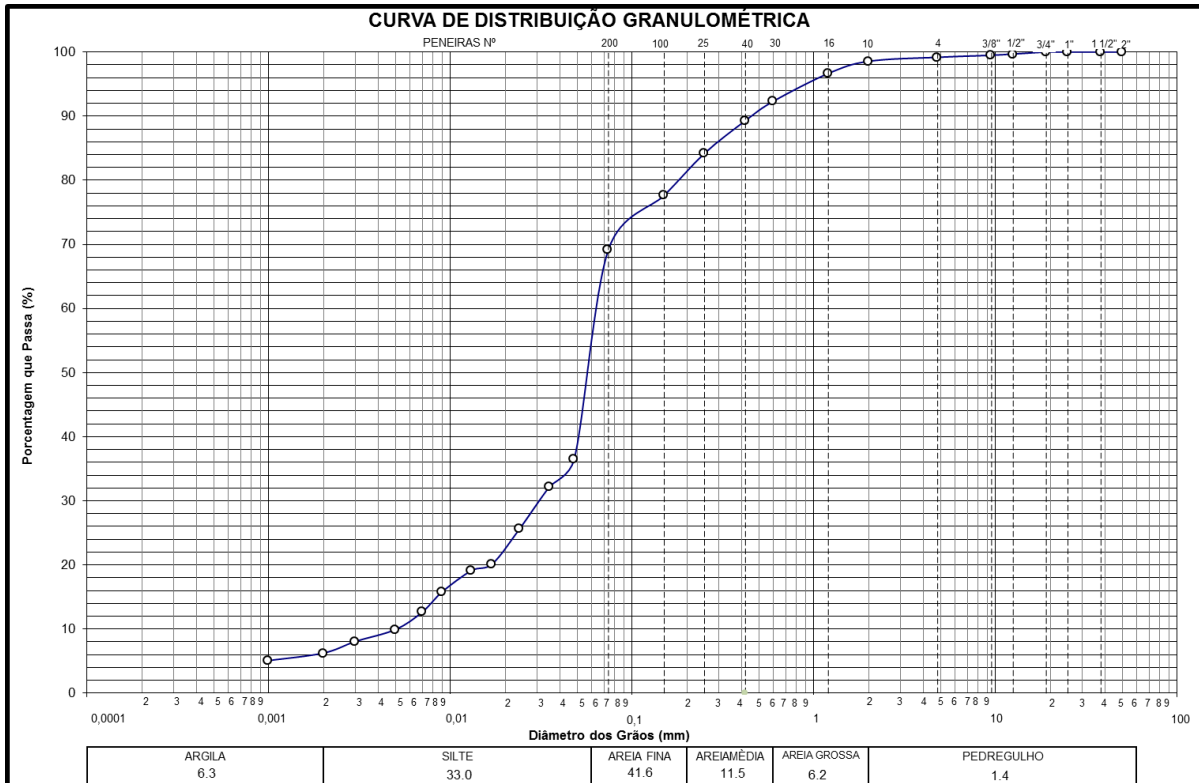
SP-01/2



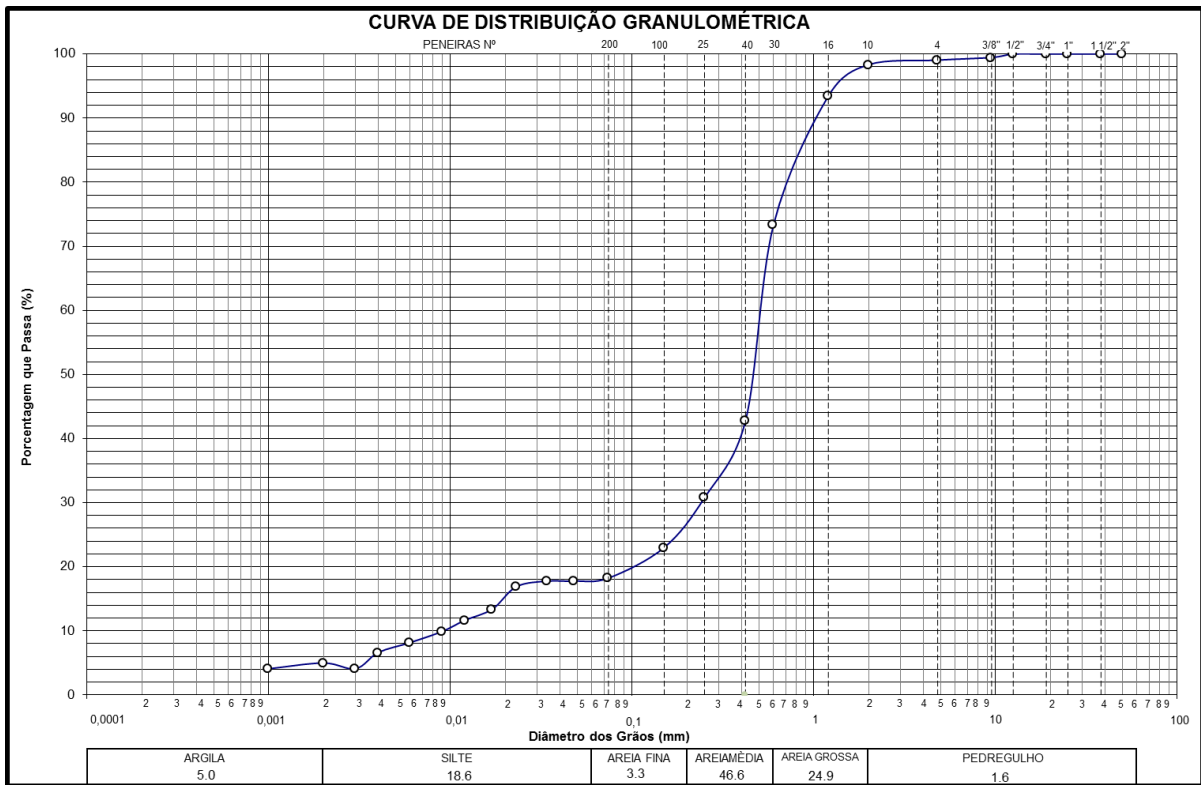
Amostra SP-02/1



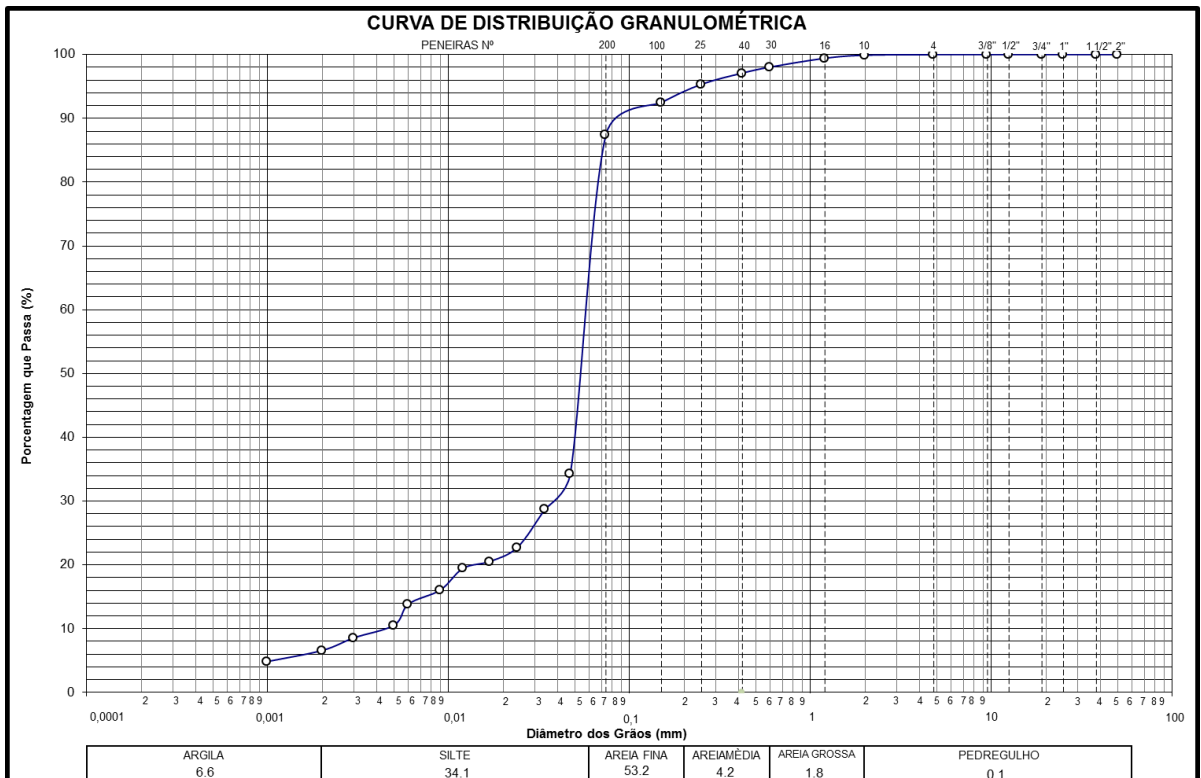
Amostra SP-03/1



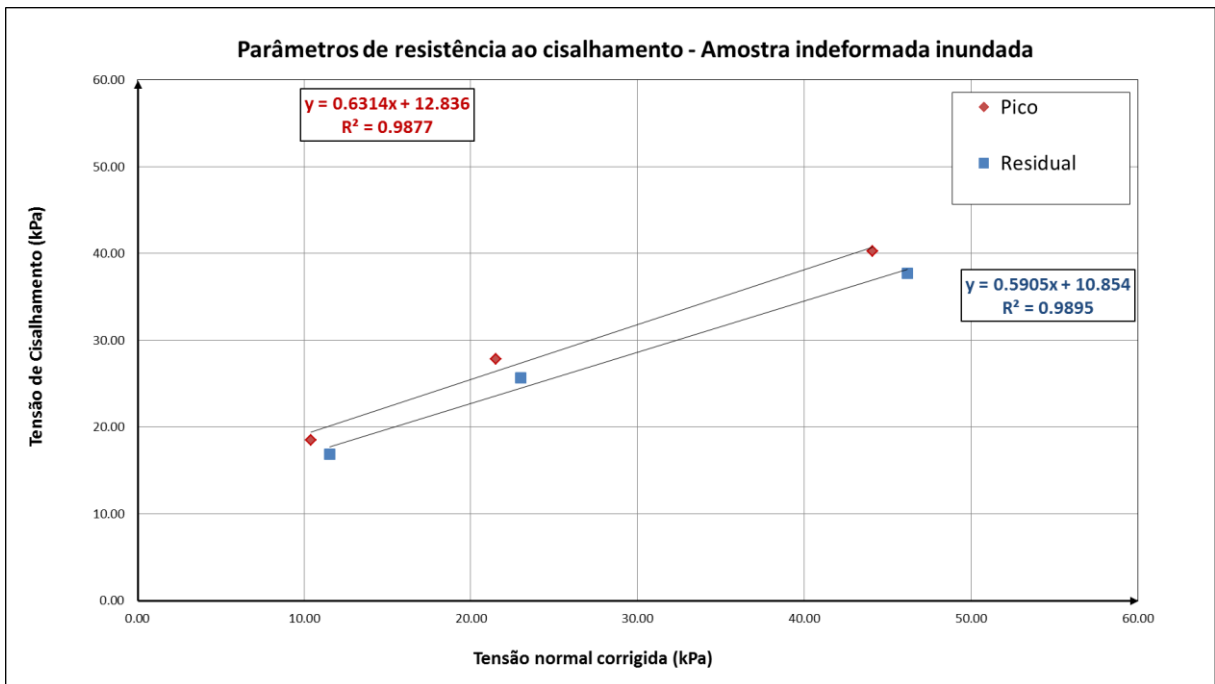
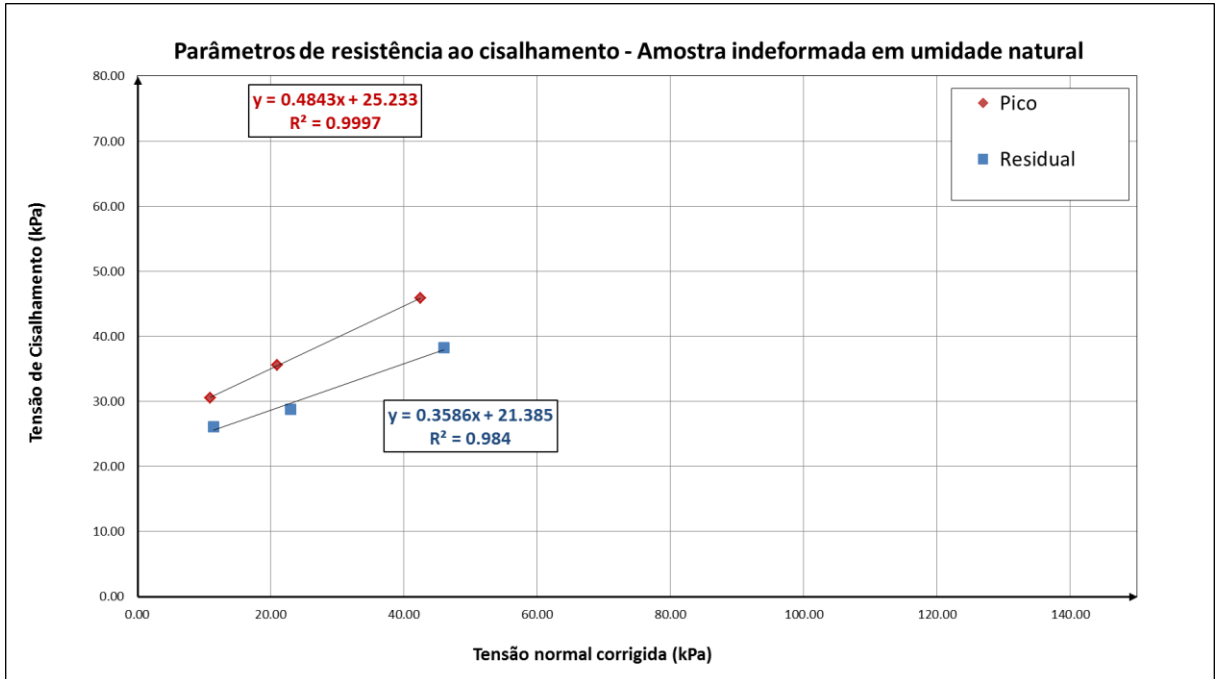
Amostra SP-03/2

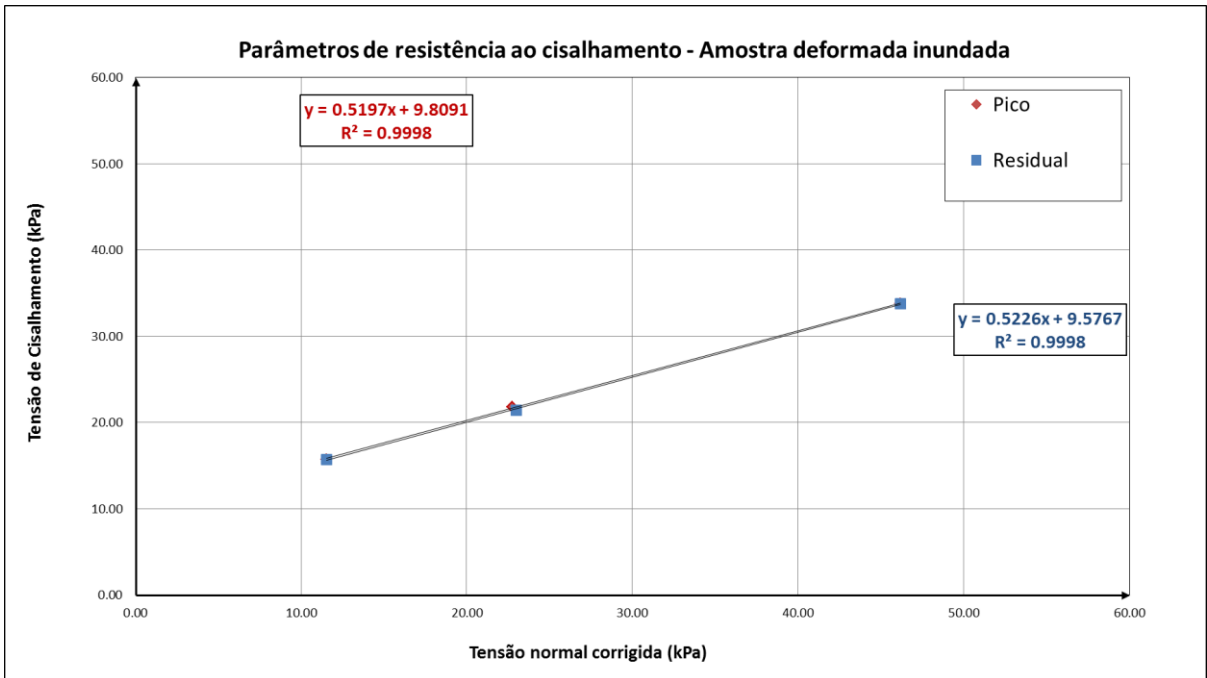
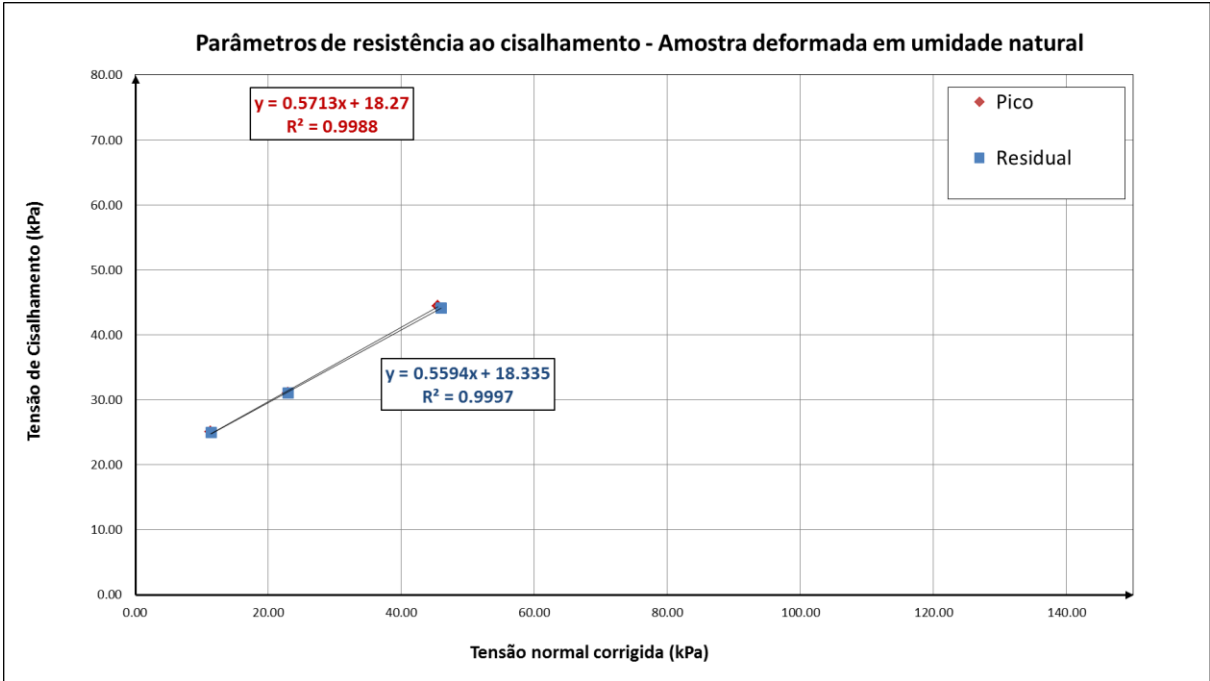


Amostra BI-1



APÊNDICE V – TENSÃO CISALHANTE x TENSÃO NORMAL





APÊNDICE VI – ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE

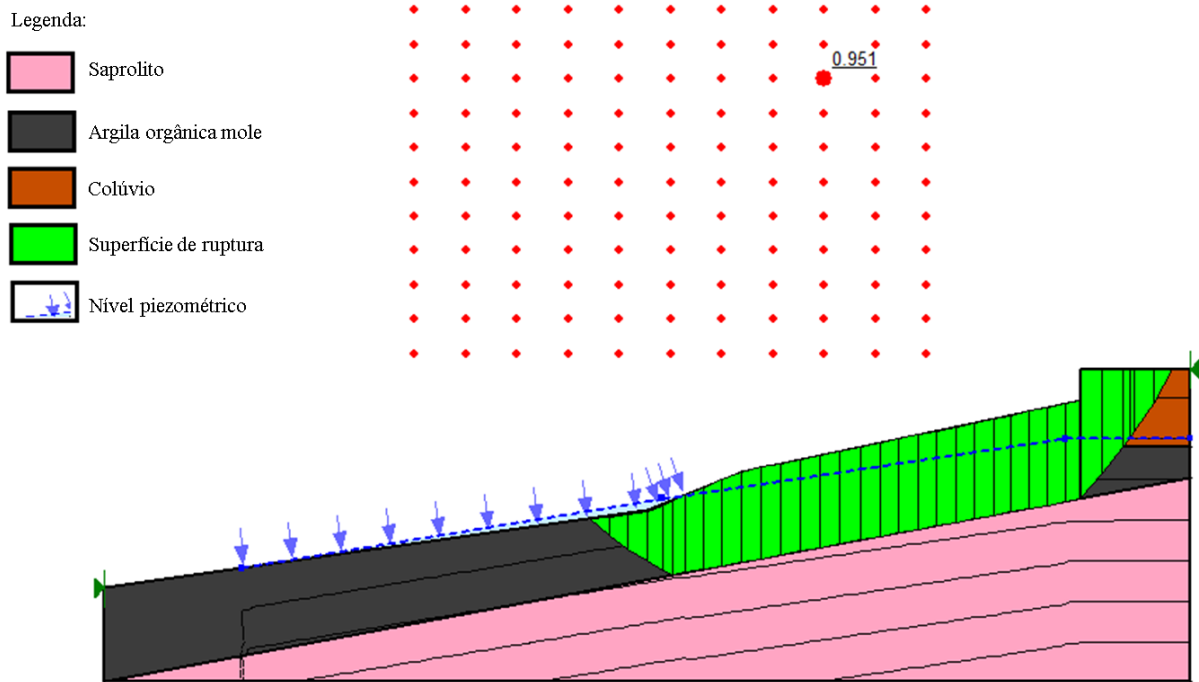


Figura VI.1: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 1,0 m e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

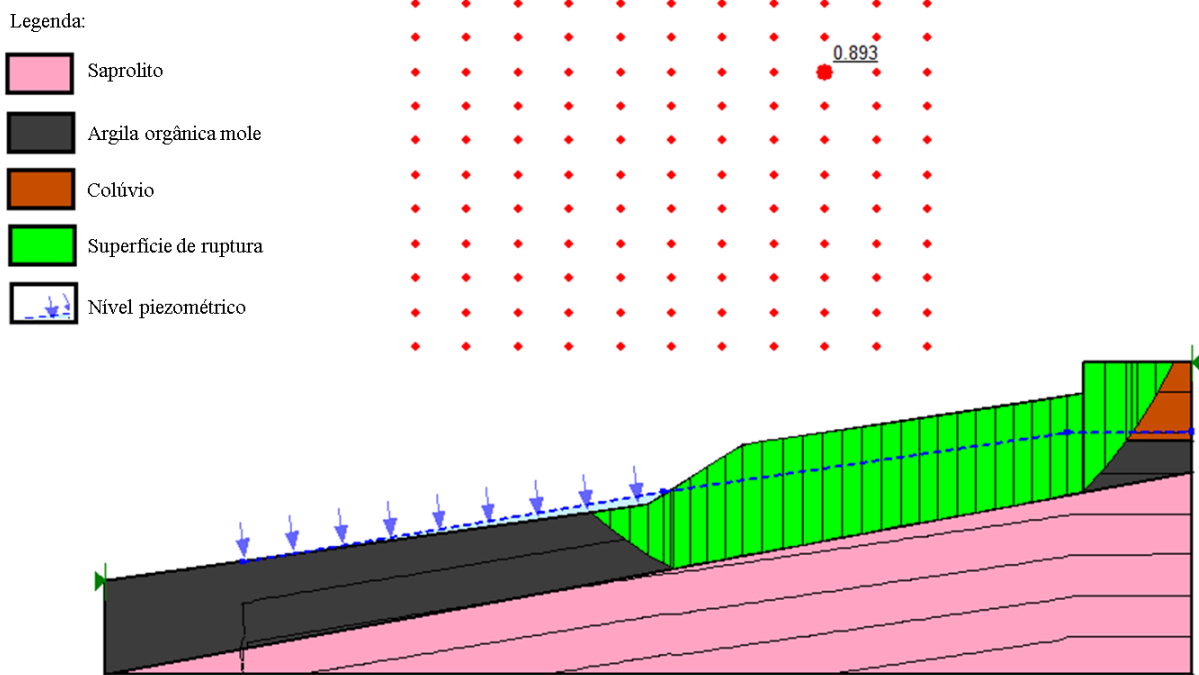


Figura VI.2: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 1,0 m com elevação de 0,5 m do nível piezométrico e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

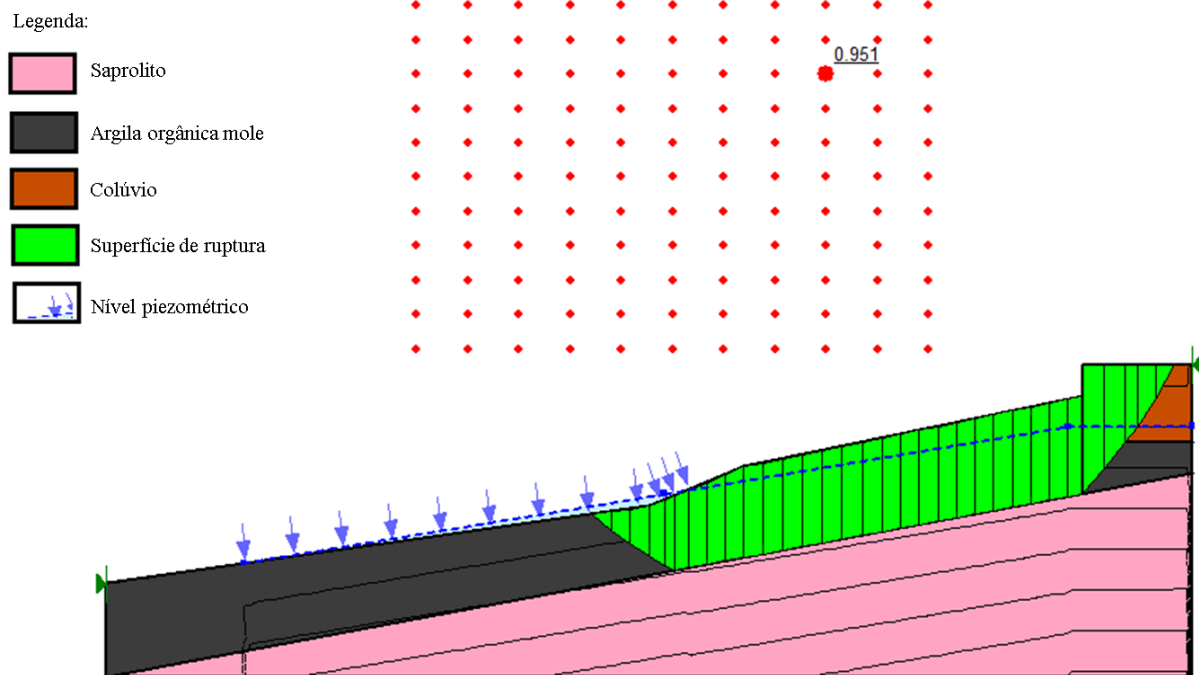


Figura VI.3: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 2,0 m e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

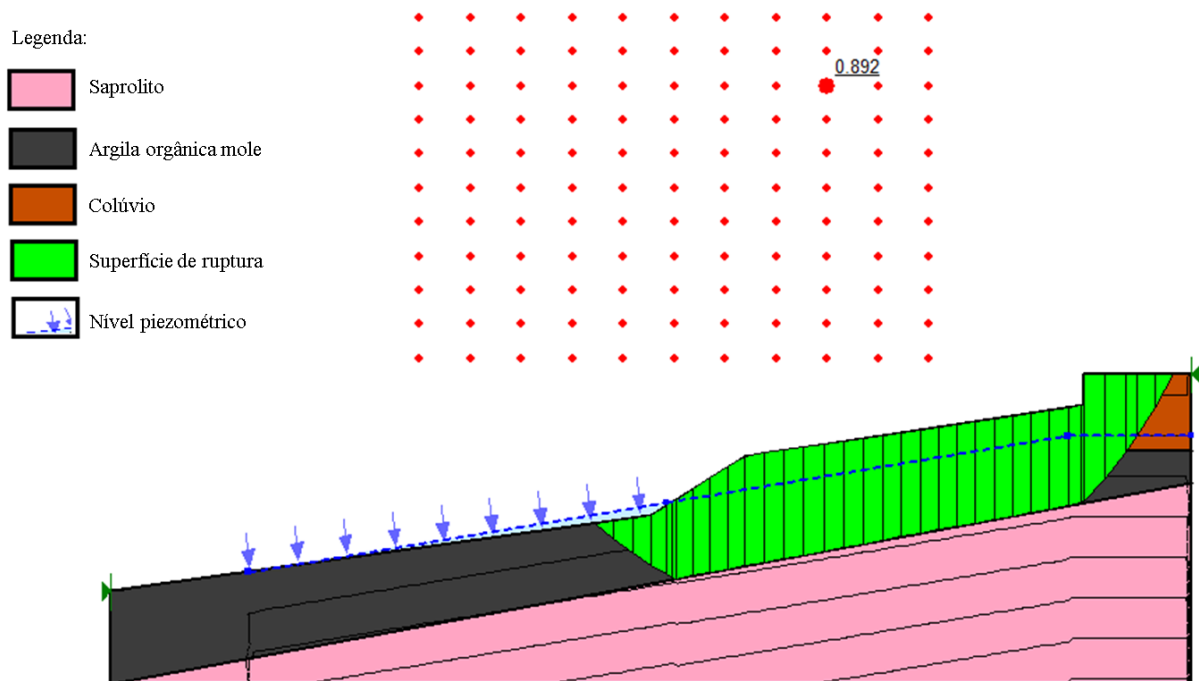


Figura VI.4: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 2,0 m com elevação de 0,5 m do nível piezométrico e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

Legenda:

-  Saprolito
-  Argila orgânica mole
-  Colúvio
-  Superfície de ruptura
-  Nível piezométrico

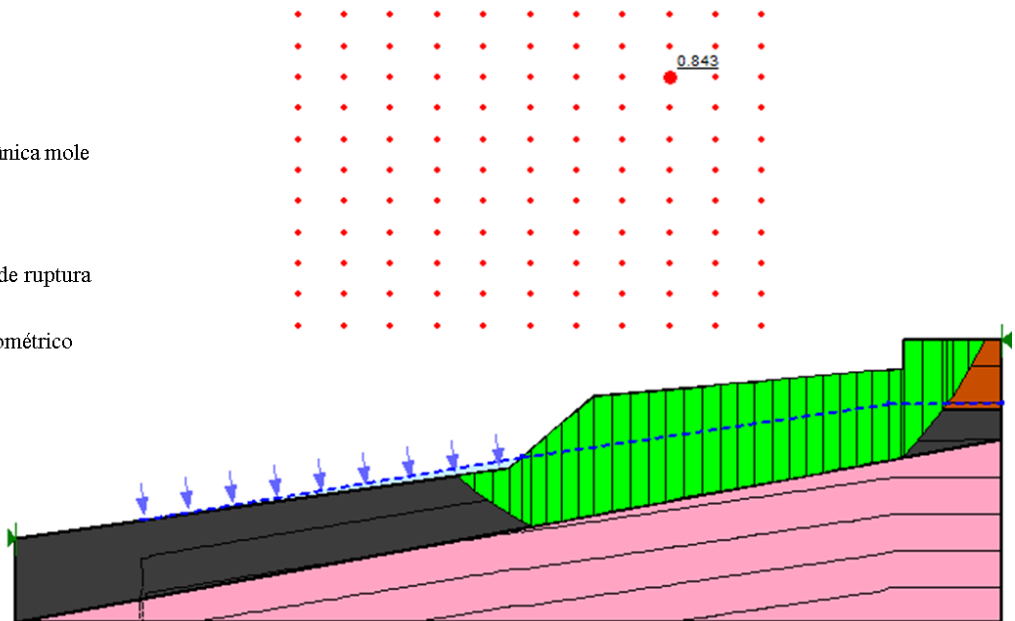


Figura VI.5: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 3,0 m e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

Legenda:

-  Saprolito
-  Argila orgânica mole
-  Colúvio
-  Superfície de ruptura
-  Nível piezométrico

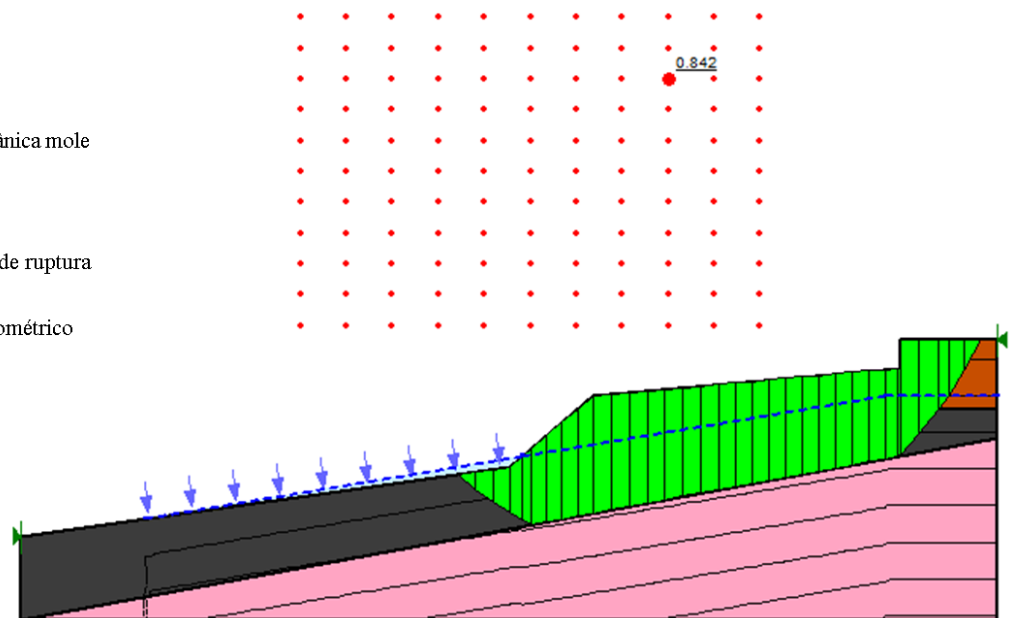


Figura VI.6: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 3,0 m com elevação de 0,5 m do nível piezométrico e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

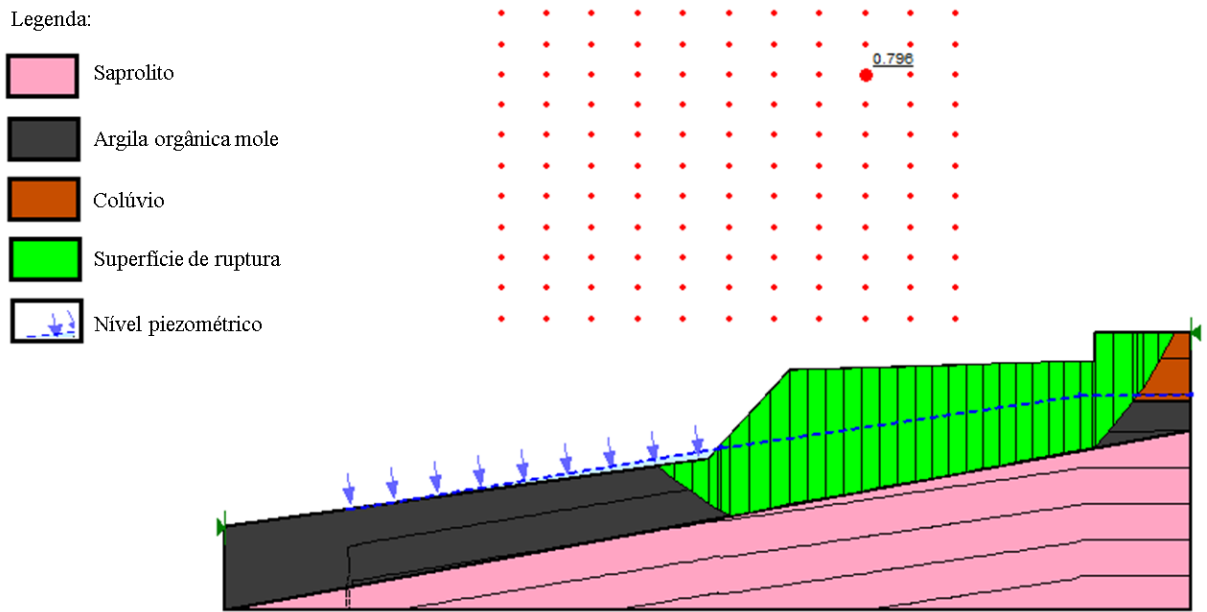


Figura VI.7: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 4,0 m e coesão da argila igual a 9,8 kPa.

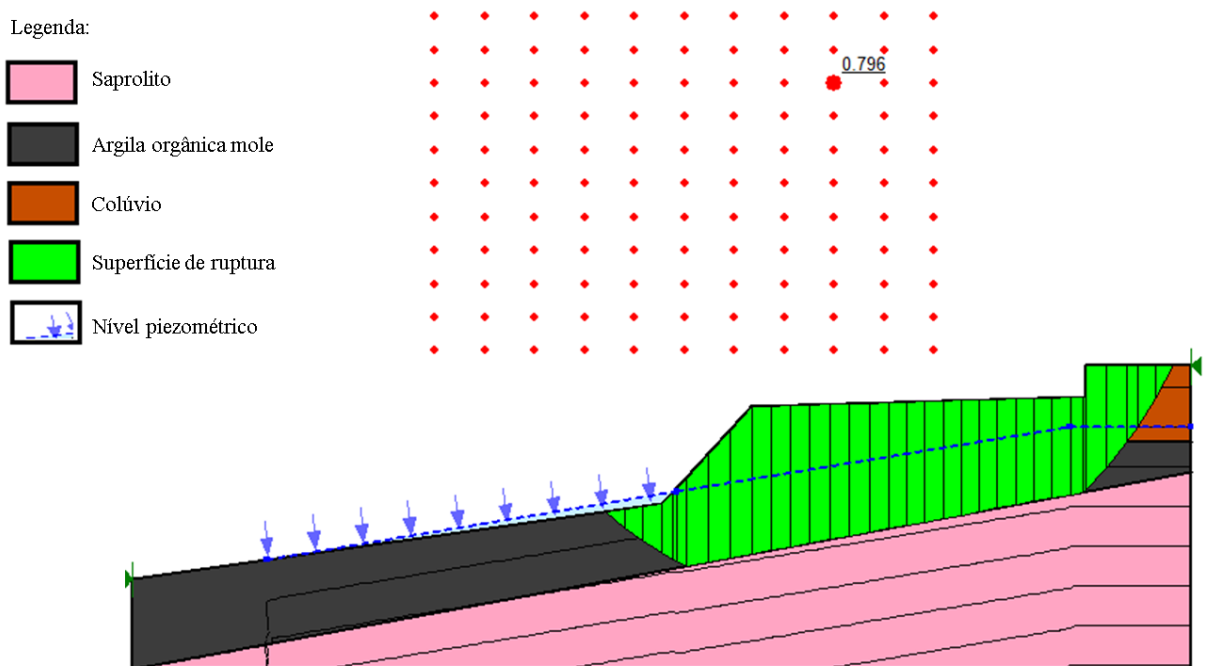


Figura VI.8: Análise de estabilidade de talude para altura do aterro igual a 4,0 m com elevação de 0,5 m do nível piezométrico e coesão da argila igual a 9,8 kPa.