

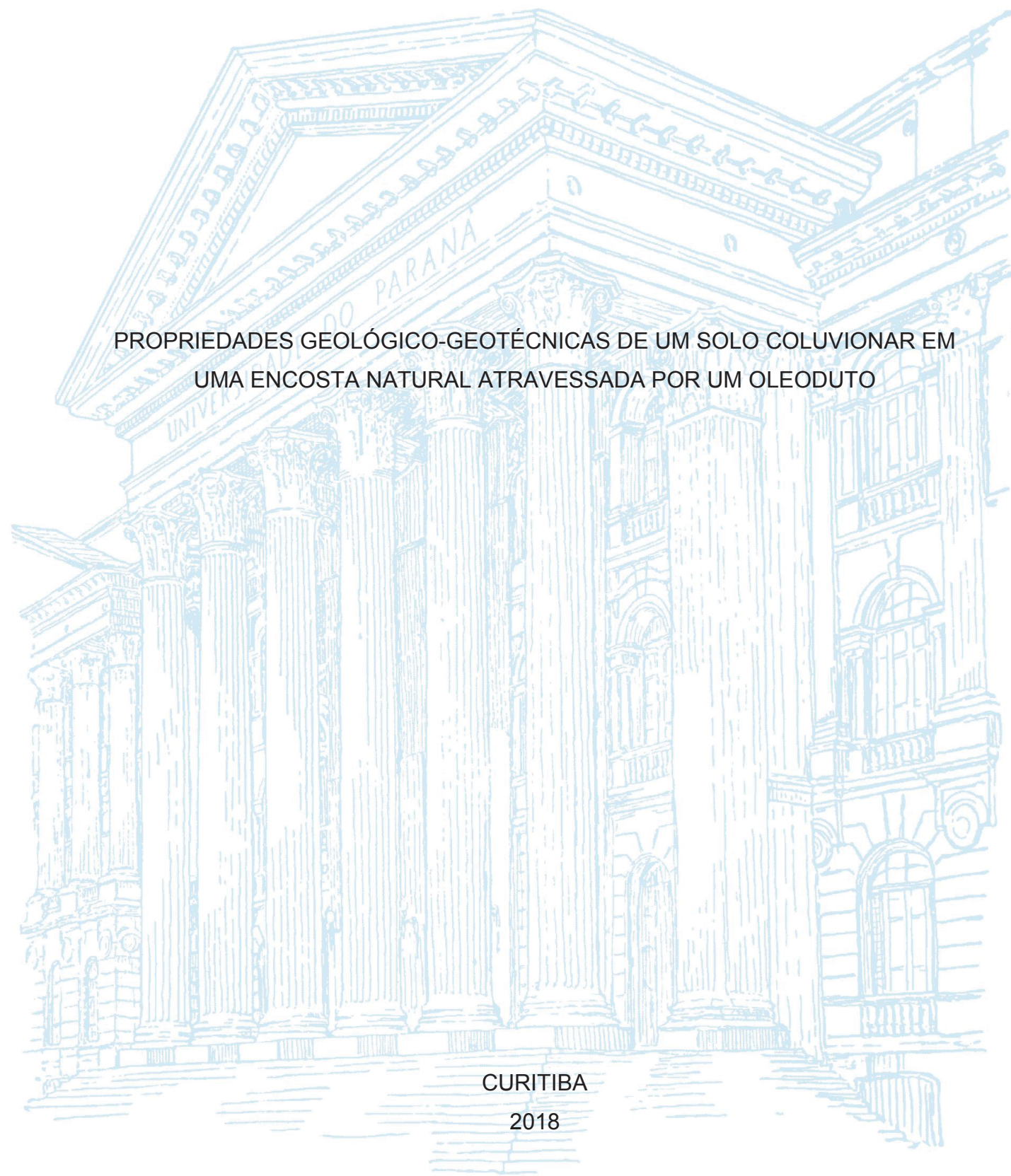
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

TALITA GANTUS DE OLIVEIRA

PROPRIEDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DE UM SOLO COLUVIONAR EM
UMA ENCOSTA NATURAL ATRAVESSADA POR UM OLEODUTO

CURITIBA

2018



TALITA GANTUS DE OLIVEIRA

PROPRIEDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DE UM SOLO COLUVIONAR EM
UMA ENCOSTA NATURAL ATRAVESSADA POR UM OLEODUTO

Dissertação apresentada como requisito parcial
à obtenção do grau de Mestre em Geologia
Ambiental, no Programa de Pós-Graduação em
Geologia, Setor de Ciências da Terra, da
Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alberto Pio Fiori

Coorientador: Dr. Rodrigo Moraes da Silveira

CURITIBA

2018

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

O48p

Oliveira, Talita Gantus de

Propriedades geológico-geotécnicas de um solo coluvionar em uma encosta natural atravessada por um oleoduto [recurso eletrônico] / Talita Gantus de Oliveira – Curitiba, 2018.

Dissertação (mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Geologia, Setor de Ciências da Terra, da Universidade Federal do Paraná.

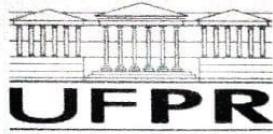
Orientador: Prof. Dr. Alberto Pio Fiori

Coorientador: Dr. Rodrigo Moraes da Silveira

1. Estabilidade estrutural. 2. Geologia. I. Universidade Federal do Paraná. II. Fiori, Alberto Pio. III. IIII. Silveira, Rodrigo Moraes da. IV. Título.

CDD 624.151714

Bibliotecária: Vilma Machado CRB9/1563



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR CIÊNCIAS DA TERRA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO GEOLOGIA

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOLOGIA da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de **TALITA GANTUS DE OLIVEIRA** intitulada: **INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE UM SOLO COLUVIONAR EM UMA ENCOSTA NATURAL ATRAVESSADA POR UM OLEODUTO**, após terem inquirido a aluna e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 11 de Setembro de 2018.

ALBERTO PIO FIORI

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)

ADRIANA AHRENDT TALAMINI

Avaliador Externo (UFPR)

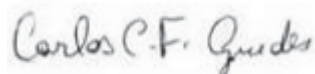
LARISSA DE BRUM PASSINI

Avaliador Externo (UFPR)

DECLARAÇÃO

Declaramos para os devidos fins que **Talita Gantus de Oliveira** realizou sua defesa de dissertação intitulada “*Investigação geológico-geotécnica de um solo coluvionar em uma encosta natural atravessada por um oleoduto*” em 11 de setembro de 2018, no Programa de Pós-Graduação em Geologia da Universidade Federal do Paraná, área Geologia Ambiental, nível Mestrado, e que por sugestão da banca examinadora, o título foi alterado para “*Propriedades geológico-geotécnicas de um solo coluvionar em uma encosta natural atravessada por um oleoduto*”.

Curitiba, 28 de março de 2019



Carlos Conforti Ferreira Guedes
Coordenador do Programa
Pós-Graduação em Geologia

*“Feliz aquele que transfere o que
sabe e aprende o que ensina.”*

Cora Coralina.

AGRADECIMENTOS

Agradeço às pessoas envolvidas direta e indiretamente na elaboração da presente dissertação.

RESUMO

A Serra do Mar caracteriza-se como uma região marcada por um relevo com áreas instáveis, tendo como um dos principais problemas geotécnicos os movimentos de massa. Nessa faixa também ocorrem os maiores índices pluviométricos do Brasil. Dentro desse cenário insere-se uma malha dutoviária para transporte de combustíveis, muitas vezes margeando encostas em situação de equilíbrio precário. As características litológicas, estruturais e geomórficas condicionam a estabilidade das vertentes. Estes fatores, em conjunto com a intensidade pluviométrica da região, caracterizam um cenário de alta susceptibilidade a movimentos de massa. No que tange o prejuízo que esses eventos trazem, principalmente em relação à preservação da perfeita funcionalidade do duto, torna-se importante o entendimento da dinâmica desses sítios. No intuito de se manter a integridade física do duto, foram selecionadas para estudo as áreas onde se situam as encostas que representam os pontos críticos de instabilidade ao longo do trecho da dutovia. Tem-se, então, como principal objetivo do presente trabalho, a investigação geológico-geotécnica voltada à correção de movimentos de massa, por meio da investigação de campo, do sensoriamento remoto e da caracterização e obtenção dos parâmetros geomecânicos e hidráulicos dos solos coluvionares de uma encosta natural, atravessada pelo duto, sob processos de movimentação de massa.

Palavras-chave: solo coluvionar; encosta natural; movimento de massa; investigação geológica; rastejo.

ABSTRACT

The Serra do Mar, in the state of Paraná, Brazil, is marked by a relief with unstable areas, which is eventually subjected to mass movements along their slopes, primarily caused by the large amounts of rainfall that occur in such area. Within this scenario fits a pipeline conduit for the transportation of fuels, often bordering slopes in a situation of precarious balance. It is widely known that lithological, structural and geomorphic features play a major role in the slopes stability. Thus, it is important to understand the dynamics of these movements in order to preserve the physical integrity of the duct. Areas where the slope represents critical points of instability were selected for the study along the pipeline section. The main objective of this work is to investigate the geological and geotechnical features of the area cut by the pipeline in order to assess possible mass movements. This work was achieved by a combination of field research, remote sensing, characterization of the colluvial soils and obtaining of geomechanical and hydraulic parameters.

Keywords: colluvial soil; natural slope; mass movement; geological investigation; creep.

SUMÁRIO

ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	13
CAPÍTULO 1	12
1 INTRODUÇÃO	12
CAPÍTULO 2	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 ESTADO DE TENSÕES	14
2.1.1 Princípio das Tensões Efetivas.....	14
2.1.2 Resistência ao Cisalhamento e Critérios de Ruptura	14
2.2 SOLOS RESIDUAIS E COLUVIONARES	16
2.2.1 Definição e Gênese	17
2.2.2 Comportamento Hidrogeológico e Geotécnico	18
2.3 TALUDES NATURAIS E MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO.....	20
2.4 MOVIMENTOS DE MASSA	24
2.4.1 Classificação dos Movimentos Gravitacionais de Massa	24
CAPÍTULO 3	27
3 ASPECTOS GEOLÓGICOS DA ÁREA DE ESTUDO	27
CAPÍTULO 4	31
4 MÉTODOS DE ESTUDO	31
4.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	32
4.2 SENSORIAMENTO REMOTO	33
4.3 AMOSTRAGEM	33
4.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	35
4.5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS..	37
4.5.1 Parâmetros Geomecânicos	37
4.5.2 Parâmetros Hidráulicos	42
CAPÍTULO 5	47

5 APRESENTAÇÃO DO ARTIGO	47
INTRODUCTION	47
GEOLOGICAL ASPECTS AND LOCATION OF THE STUDY AREA	48
METHODS	51
FIELD INVESTIGATION	52
REMOTE SENSING	53
SOIL CLASSIFICATION	53
GEOTECHNICAL PROPERTIES DETERMINATION.....	53
Geomechanical Parameters.....	53
Hydraulic Parameters.....	54
RESULTS AND DISCUSSIONS	55
CONCLUSIONS	67
AKNOWLEDGMENTS	68
REFERENCES	68
CAPÍTULO 6	70
6 CONCLUSÕES	70
REFERÊNCIAS	72

ÍNDICE DE FIGURAS DA DISSERTAÇÃO

Figura 1.1: Mapa de localização da área de estudo.....	13
Figura 2.1: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Adaptado de DAS (2007).	16
Figura 2.2: Decomposição da força peso (P) em suas componentes tangencial e normal e a força de resistência (R). Adaptado de CARMIGNANI; FIORI (2009).....	22
Figura 2.3: Classificação dos movimentos gravitacionais baseada em VARNES (1978) e CRUDEN; VARNES (1996).....	26
Figura 3.1: Mapa geológico simplificado da área de estudo. Adaptado de MINEROPAR (2006a) e CPRM (2015).	28
Figura 3.2: Mapa de curvatura das encostas da área de estudo.....	29
Figura 4.1: Esquema metodológico da pesquisa.....	32
Figura 4.2: Representação de um ponto de amostragem.	34
Figura 4.3: Mapa de localização dos pontos de amostragem. Cota da base (B): 413 m; cota do topo (T): 428 m.	35
Figura 4.4: Arranjo geral típico do equipamento de ensaio triaxial. Adaptado de BRITISH STANDARD (1990).	39
Figura 4.5: Visão panorâmica do equipamento de ensaio de compressão triaxial. Fonte: Institutos Lactec.	39
Figura 4.6: 1) Corpo de prova moldado; 2) Corpo de prova envolto pela membrana de látex e disposição do <i>top cap</i> ; 3) Corpo de prova na câmara triaxial selada e preenchida com água.....	41
Figura 4.7: Arranjo geral típico do ensaio de permeabilidade à carga variável, fazendo uso do permeômetro de parede rígida. Adaptado de ABNT (2000).	44

ÍNDICE DE FIGURAS DO ARTIGO

Figure 1: Simplified geological map of the study area. Modified from MINEROPAR (2006a) and CPRM (2015).	49
Figure 2: Slope curvature map of the study area.....	50
Figure 3: Map showing the location of the sampled soils. Base quote (B): 413m; top quote (T): 428m.	52
Figure 4: Cartographic representation of areas showing features and agents that enhance mass movement.	56
Figure 5: Rolled rock block. The rock blocks come from the granitoids of Serra do Mar Suite, which are shown as lithological contact, to the west, with the Granulitic Gneisses Luís Alves.....	56
Figure 6: Broken retaining wall in the way situated at the foot of the slope considered critical point.	57

Figure 7: Tension cracks on the roadbed adjacent to the wall.	58
Figure 8: Tilted fences and trees situated on the said slope.	58
Figure 9: 1) Groundwater upwelling point; 2) Soil water logging zone.....	59
Figure 10: Landslide scars inventory in the study area and adjacencies. The representation of the area is in 3D visualization, and the yellow circles highlight the scars.....	60
Figure 11: Particle size distribution curve of base soil.....	61
Figure 12: Particle size distribution curve of top soil.....	62
Figure 13: Pore pressure variation versus axial stress curves of the base soil.	64
Figure 14: Medium effective stress versus lower effective stress of the base soil.....	64
Figure 15: Pore pressure variation versus axial stress curves of the top soil.	65
Figure 16: Medium effective stress versus lower effective stress of the top soil.	65

ÍNDICE DE TABELAS DA DISSERTAÇÃO

Tabela 2.1: Respostas geodinâmicas de encostas de acordo com a forma. Adaptado de TROEH (1965).	21
Tabela 2.2: Classificação dos movimentos gravitacionais baseada em AUGUSTO FILHO (1992).	25
Tabela 4.1: Relação dos ensaios de caracterização geotécnica e as respectivas normas pelas quais são executados.	36
Tabela 4.2: Tamanho das partículas segundo a norma técnica NBR 6502 (ABNT, 2016g).	37

ÍNDICE DE TABELAS DO ARTIGO

Table 1: Granulometric analysis of the sampled soils. Being: w: water content; e: void ratio; S: degree of saturation.	61
Table 2: Atterberg limits and state indexes of the sampled soils. Being: γ_s : specific gravity of a soil grain; LL: liquidity limit; LP: plasticity limit; IP: plasticity index; IA: activity index; USCS: Unified Soil Classification System; ML-MH: inorganic silt soil with intermediate plasticity.....	63
Table 3: Values of k obtained by permeability testing using variable load.....	66

ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação estrutura-se em seis capítulos. O Capítulo 1 faz uma abordagem introdutória da temática tratada, situando o leitor geológica e geograficamente e contextualizando-o sobre a proposta do trabalho, o objetivo principal e os métodos a serem utilizados para se atingi-lo. No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica. Nela estão descritas as características geotécnicas de solos residuais e coluvionares, bem como a classificação dos movimentos de massa envolvendo essas camadas de solo, no intuito de embasar os resultados e as discussões apresentadas na sequência. Foram abordadas, também, as temáticas de estado de tensões e de mecanismos de instabilização de taludes naturais.

Os aspectos geológicos e geomorfológicos da área investigada são apresentados no Capítulo 3. O Capítulo 4 se refere à metodologia utilizada nas investigações de campo, nas análises via sensoriamento remoto e nas técnicas experimentais para os ensaios de laboratório convencionais e especiais. São descritos em detalhe os ensaios realizados bem como os procedimentos adotados nas suas execuções. O Capítulo 5 apresenta e discute os resultados em forma de artigo. Por fim, o Capítulo 6 apresenta as conclusões da presente dissertação.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

A Serra do Mar, situada na porção leste-sul do Brasil, caracteriza-se como uma região marcada por um relevo com aclives e declives acentuados e áreas instáveis, tendo como um dos principais problemas geotécnicos os movimentos de massa que ocorrem ao longo das encostas. Nessa faixa, que segue praticamente paralela à costa, também ocorrem os maiores índices pluviométricos do Brasil. Dentro desse cenário enquadra-se a malha dutoviária OSPAR para transporte de gás natural e combustíveis, operada pela TRANSPETRO, muitas vezes margeando encostas em situação de equilíbrio precário.

Bastante enfatizado na literatura, como aludido em MAACK (1981), BIGARELLA (2003), e CARMIGNANI; FIORI (2009), as características litológicas, estruturais e geomórficas condicionam a estabilidade das vertentes. Estes fatores, em conjunto com a distribuição e a intensidade pluviométricas da região, caracterizam um cenário de alta susceptibilidade a movimentos de massa – eventos conhecidos pela elevada frequência de ocorrência – e influenciam diretamente na forma e na intensidade de ação desses fenômenos, os quais podem acarretar acidentes em diversas esferas socioambientais. No que tange as movimentações de massa e o prejuízo que esses eventos trazem, tanto pelo que eles por si só já representam, quanto em relação à preservação da perfeita funcionalidade do duto, torna-se importante o entendimento da dinâmica desses sítios.

No intuito de se manter a integridade física do duto, evitando acidentes como o ocorrido em Morretes, PR, em 2001, o presente trabalho teve como objetivo a investigação geológico-geotécnica voltada à correção de movimentos de massa, estabelecendo bases para o projeto de estabilização da encosta considerada ponto crítico da área estudada. Lê-se por pontos críticos os locais que apresentam indícios de ocorrências atuantes de movimentações de massa. Cabe aqui salientar que se trata de um duto enterrado, sem flexibilidade no sentido longitudinal. Para se atingir o objetivo proposto, foram realizadas investigações de campo, análise por sensoriamento remoto e ensaios laboratoriais para classificação e determinação dos

parâmetros geotécnicos dos solos envolvidos nos processos de movimentação de massa.

A encosta analisada se situa junto à Estação de Bombeamento Itararé, também operada pela TRANSPETRO, e encontra-se próxima à margem da rodovia federal BR 376, no km 67. O mapa de localização apresenta-se na Figura 1.1, onde a área de estudo, a cerca de 80 km de Curitiba, PR, é representada pela poligonal em destaque – aproximadamente 1 x 3 km. As representações cartográficas foram feitas na escala 1:8.000.

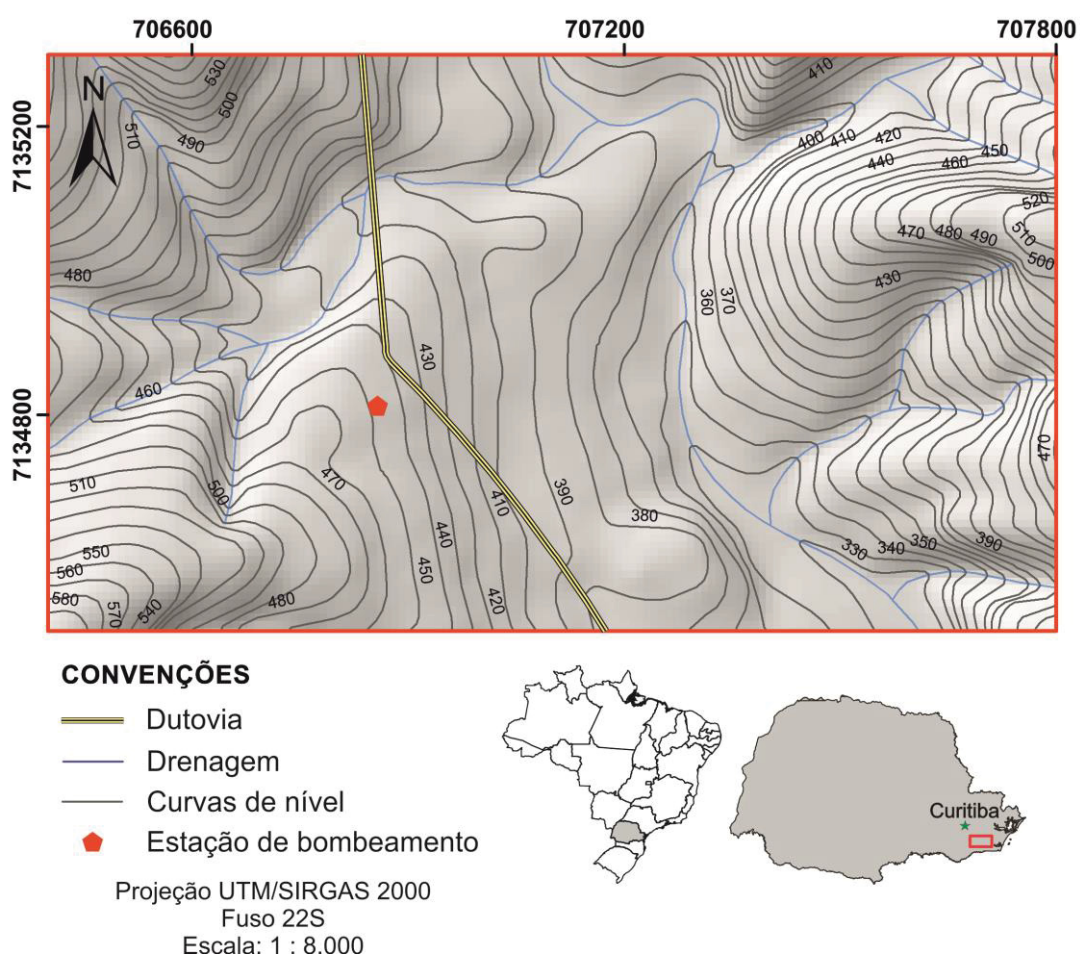


Figura 1.1: Mapa de localização da área de estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTADO DE TENSÕES

2.1.1 Princípio das Tensões Efetivas

Sabe-se que qualquer força transferida entre duas partículas de solo ocorre devido a forças externas aplicadas ou a forças internas transmitidas pelo contato entre elas. Esta última é chamada tensão efetiva ou intergranular (PRAKASH, 1995). Devido a isto, as deformações nos solos têm uma característica bastante distinta em relação a outros materiais. Tendo em vista essas observações, apresenta-se o Princípio das Tensões Efetivas, formulado por TERZAGHI (1943) e considerado por PINTO (2006) para elucidar o entendimento do comportamento dos solos.

Todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento, são devidos às variações de tensões efetivas. O solo, portanto, sob o ponto de vista prático, não se deforma por efeito do acréscimo da poropressão, pois as partículas podem ser consideradas incompressíveis para o nível de tensões comum. Estas deformações correspondem a variações – de forma ou de volume do conjunto – resultantes do deslocamento relativo das partículas. O princípio supracitado postula que a tensão efetiva (σ') para solos saturados pode ser expressa pela equação (1).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Sendo σ a tensão total e u a pressão neutra (também chamada de pressão da água ou poropressão).

Posto isso, entende-se que a tensão efetiva é responsável pelo comportamento mecânico do solo, e só mediante uma análise desta tensão se consegue estudar os fenômenos de resistência e deformação dos solos.

2.1.2 Resistência ao Cisalhamento e Critérios de Ruptura

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Sabendo-se que a ruptura dos solos é quase

sempre um fenômeno de cisalhamento, define-se a resistência ao cisalhamento como a máxima tensão que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (PINTO, 2006). Deve-se entender a natureza desta resistência para se analisar os problemas de instabilidade do solo. Para isto, alguns fenômenos devem ser levados em consideração, como o atrito e a coesão do solo.

Segundo PINTO (2006), a resistência por atrito entre as partículas envolve um grande número de grãos, podendo eles deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrarem no percurso. Salienta-se que o ângulo de atrito interno – ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento – independe da força aplicada e da área de contato. Ele depende apenas da natureza das partículas do solo. Para solos coesivos, por exemplo, o ângulo de inclinação de um talude estável depende também da sua altura (PRAKASH, 1995).

Conforme aludido, a resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito. Todavia, a atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e que constitui uma coesão real – ou efetiva. Segundo LACERDA (2010), a coesão encontrada nas rochas pode ser perdida em processos avançados de intemperismo.

A coesão real deve ser diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não totalmente saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água. A água existente nos solos que se situa nos vazios e não se comunica com o lençol freático forma meniscos capilares, dos quais surge uma tensão superficial da água que aproxima as partículas, aumentando a tensão efetiva no solo (PINTO, 2006). Muitos taludes permanecem estáveis devido à coesão aparente. Entretanto, chuvas intensas podem reduzi-la ou eliminá-la, razão pela qual a ruptura de encostas ocorre com maior frequência em épocas chuvosas.

Visto isso, e sabendo-se que um material se rompe da combinação da tensão normal e de cisalhamento – como postulado por MOHR (1900) – e não da máxima tensão normal ou da de cisalhamento isoladas, apresenta-se a relação funcional

entre a tensão normal e a tensão de cisalhamento em um plano de ruptura, expressa pela equação (2) – também chamada critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$s = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2)$$

Sendo s a resistência ao cisalhamento, c' o intercepto coesivo e ϕ' o ângulo de atrito interno – com base na tensão efetiva.

Tal critério afirma que a ruptura por cisalhamento ocorrerá quando a tensão de cisalhamento em um plano atingir um valor dado pela equação precedente. Para se determinar a inclinação do plano de ruptura em relação ao plano principal maior, deve-se analisar a Figura 2.1, em que σ_1 e σ_3 são, respectivamente, as tensões principais maior e menor (DAS, 2007).

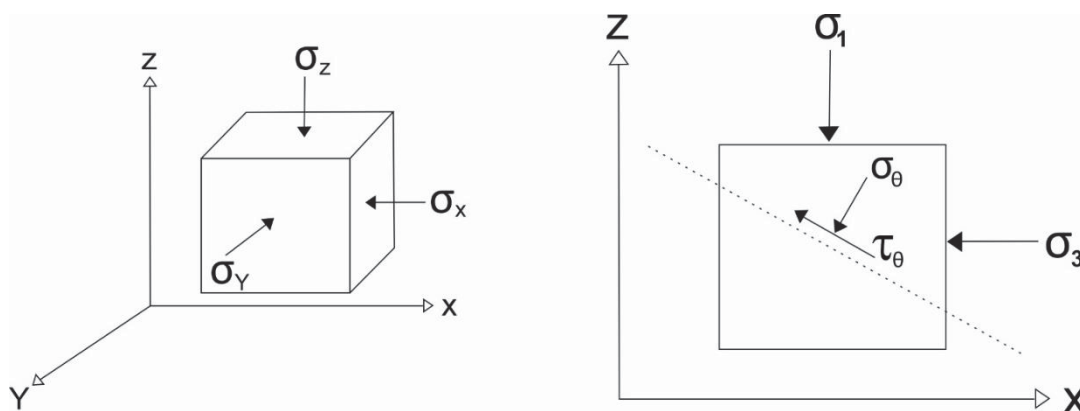


Figura 2.1: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Adaptado de DAS (2007).

Para se determinar os parâmetros supracitados de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade do solo e analisar seu comportamento mecânico, o método laboratorial mais utilizado e confiável é conhecido como ensaio de compressão triaxial, o qual será abordado com mais detalhes no tópico Métodos de Estudo.

2.2 SOLOS RESIDUAIS E COLUVIONARES

Na Serra do Mar, a partir das mais altas elevações das montanhas até as planícies costeiras, solos saprolíticos e coluvionares cobrem o manto de rocha até atingirem as planícies aluviais. É ao longo dessas encostas que os fenômenos de movimentação de massa que afetam obras de engenharia são ativos (LACERDA, 2007). Entretanto, uma simples descrição mineralógica e de caracterização granulométrica não é suficiente para presumir o comportamento dos solos nos

possíveis deslocamentos. Visto isso, salienta-se a importância de se apresentar – como se segue – as características, os processos de formação e o comportamento esperado desses solos em encostas naturais.

2.2.1 Definição e Gênese

BLIGHT; LEONG (2012) definiram solo residual como um material intemperizado de rocha *in situ* que não sofreu transporte desde sua formação. Eles se caracterizam por apresentarem uma estrutura herdada da rocha parental e, também, uma estrutura resultante de processos pedogenéticos (LACERDA, 2010). A camada não cimentada do solo que segue logo abaixo é denominada solo residual jovem (LACERDA, 2007). FRENCH (1992) caracteriza colúvio como uma mistura heterogênea, não estratificada e mal selecionada. Todavia, a definição mais aceita no Brasil é proposta por LACERDA (1985) como sendo um depósito composto por blocos e/ou grãos de quaisquer dimensões, transportados principalmente por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes. Neles podem ser constatadas épocas cíclicas de maior transporte alternando com fases de maior estabilidade (BIGARELLA, 2003).

No presente trabalho será considerado solo residual os solos residuais jovens e maduros provenientes do intemperismo das rochas gnáissico-granulíticas que abrangem a área de estudo. O solo coluvionar fará referência ao material de solo completamente remodelado proveniente de movimentações de massa, caracterizando sua condição de solo residual transportado. Cabe salientar, a título de esclarecimento, que solos coluvionares são oriundos de colúvios.

Segundo LEOPOLD; VÖLKEL (2007), o solo coluvionar pode ser gerado por três tipos de transporte:

1. Deslocamento do solo encosta abaixo como resultado direto do retrabalhamento antrópico do terreno;
2. Movimentos de massa de solo envolvendo rastejo como resultado do impacto das gotas de chuva;
3. Fluxo de terra que ocorre quando a capacidade de saturação do solo é excedida durante chuvas fortes.

DEERE; PATTON (1971) afirmam, ainda, que sua formação está associada ao seu modo de ruptura. Após períodos de chuvas intensas, o movimento lento da massa de solo ao longo da encosta é substituído pelo movimento mais acelerado devido ao aumento significativo da poropressão causado pela infiltração de água no interior desses taludes. Esses movimentos são responsáveis pela acomodação das camadas de solo coluvionar na encosta; entretanto, quando é rompido o equilíbrio, o movimento rápido constitui o modo de ruptura do talude (SILVEIRA, 2008). Muitos autores consideram que o processo de formação dos colúvios sofre ação intensa das águas superficiais e subterrâneas no solo. Ademais, sabe-se que a água é o principal agente erosivo que contribui para a ocorrência de escorregamentos ao longo de uma encosta. Visto isso, será feita a seguir uma abordagem do comportamento geotécnico desses solos levando em consideração os condicionantes hidrológicos.

2.2.2 Comportamento Hidrogeológico e Geotécnico

De acordo com LAMBE; WHITMAN (1969), as propriedades físicas dos solos que mais influenciam a condutividade hidráulica são: grau de saturação, tamanho das partículas, estrutura, composição mineralógica e índice de vazios. Salienta-se que estes fatores correlacionam-se de maneira direta.

Quando se faz referência à influência da água na estabilidade de encostas, muitos estudos evidenciam a estrita relação entre a deflagração de movimentos e o comportamento hidráulico dos solos, principalmente durante eventos pluviométricos que, conforme levantado por LACERDA (2007), causam uma variação na poropressão devido à variação do nível de água do lençol freático. Segundo SILVEIRA (2008), a pluviosidade intensa pode acarretar na formação de uma frente de saturação e conseqüente redução da sucção matricial. Neste caso, o mecanismo de ruptura se dá essencialmente pela infiltração de água em meio não saturado.

BLIGHT; LEONG, (2012) consideram que a permeabilidade dos solos residuais, transportados ou não, é governada pelos macro e microporos – condicionados pelo tamanho dos grãos e pelas propriedades físico-químicas dos agregados – e pelas interconexões existentes entre eles, além da influência exercida pelos biocanais (quando presentes). Os macroporos são feições macroestruturais geradas como resultado do processo de formação do solo. Os microporos são

microestruturas resultantes do arranjo das partículas (SILVEIRA, 2008). Sendo o manto de intemperismo dos solos coluvionares composto de várias camadas, muitas delas representando superposição de colúvios, pedogenizados ou não, ele se apresenta heterogêneo, possuindo permeabilidade diferencial de acordo com a variação do grau de intemperismo através de sua massa (BIGARELLA, 2003). Além disso, a existência de veios drenantes pertencentes à macroestrutura condicionam variações nos coeficientes de condutividade hidráulica para diferentes pontos da massa coluvionar.

A análise desses dados feita por LACERDA (2010) também aponta que existem circunstâncias em que a camada coluvionar pode exibir um volume de vazios *in situ* de mesma ordem que uma camada sotoposta de solo residual, dependendo da gênese do solo coluvionar. Se o colúvio é formado por um deslizamento translacional ou rotacional do solo residual, ele deve preservar as características deste último. Afirma-se, então, que o volume de vazios natural do solo varia de acordo com o tipo litológico da rocha *mater* e seu grau de intemperismo. Todavia, de maneira geral, os solos coluvionares são constituídos por materiais argilo arenosos com blocos de tamanhos variados – o que caracteriza sua heterogeneidade –, de baixa consistência e geralmente saturados.

SILVEIRA (2008) descreve o comportamento dos solos coluvionares como de materiais com grande variabilidade de textura, comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido e com rede de fluxo bem estabelecida nos períodos chuvosos. Devido à associação dessas características ao seu próprio processo de formação, geralmente apresentam movimentos lentos de rastejo, seja por carregamentos impostos por novos aportes de material, seja por erosão do sopé das encostas causado pelas drenagens, seja pelo próprio comportamento do material, que muitas vezes apresenta aspectos reológicos particulares.

Em suma, os solos que formam as encostas apresentam durante grande parte do ano baixo grau de saturação. Todavia, como supracitado, este estado pode ser alterado durante episódios de intensa pluviosidade. A variação do grau de saturação e, conseqüentemente, da poropressão exerce influência na resistência ao cisalhamento do solo. Estes parâmetros se constituem dentre os mecanismos de instabilização de uma encosta. Visto isso, ressalta-se a importância de se analisar o

comportamento hidrogeológico e geotécnico dos solos, o qual se relaciona intrinsecamente aos processos de pedogênese.

2.3 TALUDES NATURAIS E MECANISMOS DE INSTABILIZAÇÃO

Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado de encosta, ou antrópico, como os aterros e cortes (GERSCOVICH, 2012). Os taludes naturais, material de estudo do presente trabalho, podem ser constituídos por solo residual e/ou coluvionar. Quanto à forma, os taludes podem apresentar face plana ou curvilínea (côncava ou convexa), gerando fluxos preferenciais de água superficial, como proposto por TROEH (1965) e CRUDEN; VARNES (1996) e exemplificado na Tabela 2.1.

Os taludes naturais estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade porque as ações das forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração do movimento. Todavia, a instabilidade das encostas é consequência da sua própria dinâmica de evolução. Com o avanço dos processos físico-químicos de alteração das rochas são geradas condições propícias para a condição de ruptura (GERSCOVICH, 2012).

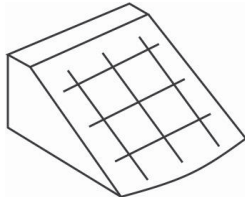
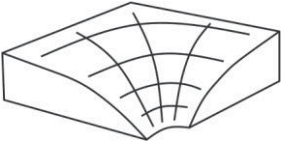
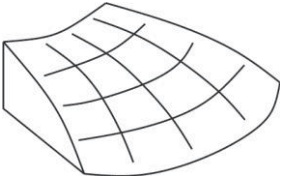
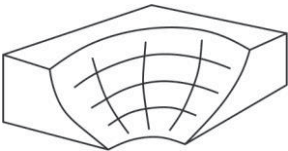
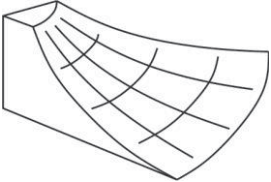
Visto isso, na análise de instabilidade de uma encosta é importante reconhecer a existência de alterações nas condições que afetam o estado de equilíbrio. A previsão e a prevenção de acidentes relacionados às movimentações de massa dependem do conhecimento dos mecanismos internos e externos que induzem à ocorrência de rupturas.

Segundo CARMIGNANI; FIORI (2009), um talude estável se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de força distintos em estado de equilíbrio. São elas: forças devido ao peso dos materiais, forças devido ao escoamento da água e forças devidas à resistência ao cisalhamento. As duas primeiras se somam, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação. Esses campos de força se caracterizam como mecanismos internos. Todavia, mecanismos externos também podem influenciar o estado de equilíbrio.

Como se sabe, nos solos há ocorrência de tensões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas. Para ilustrar a força devido ao peso do material, considere um

bloco apoiado sobre um plano inclinado, como pode ser observado na Figura 2.2. O bloco é solicitado por seu próprio peso, e a componente tangencial tende a causar o movimento.

Tabela 2.1: Respostas geodinâmicas de encostas de acordo com a forma. Adaptado de TROEH (1965).

Morfologia do talude	Superfície	Condição em relação à água superficial
	Plana	-
	Convexa	Coletora
		Dispersora
	Côncava	Coletora
		Dispersora

A força exercida pela água é chamada poropressão. Conforme apresentado anteriormente, a variação da poropressão ocorre devido à variação do nível de água subterrânea. Apesar dessa tensão, para fins práticos, não possui efeitos de

deformabilidade efetiva numa massa de solo, ela exerce influência na estabilidade de uma encosta. A ciclicidade da poropressão – relacionada à sazonalidade dos episódios pluviométricos – pode causar o enfraquecimento das ligações intergranulares, gerando planos de fraqueza susceptíveis à movimentação de massa (LACERDA, 2007; LACERDA, 2010). Todavia, muitos taludes de solo saprolítico se rompem durante períodos de chuva de intensidade menor do que em episódios anteriores em que se mantiveram estáveis, ou mesmo depois de cessadas as chuvas. LACERDA (2007) acredita que isso ocorra devido ao atraso na recarga de aquíferos artesianos profundos. Com isso, o elemento de solo sujeito a altas poropressões no passado se rompe no presente pela ação de tensões remanescentes.

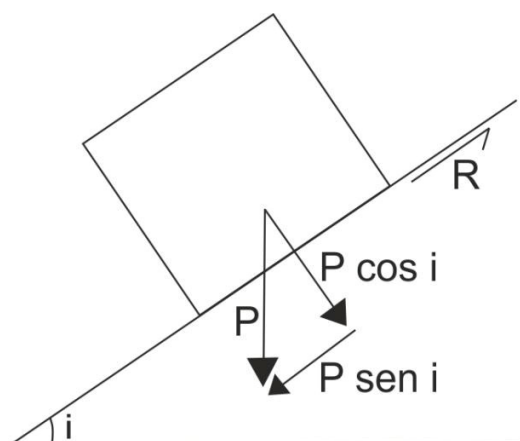


Figura 2.2: Decomposição da força peso (P) em suas componentes tangencial e normal e a força de resistência (R). Adaptado de CARMIGNANI; FIORI (2009).

A perda de sucção também é um grande processo de instabilização, e a massa instável resultante é fonte de material para severos fluxos de detritos. Como apresentado por PINTO (2006), o aumento da tensão efetiva causada pela tensão superficial da água tende a aproximar as partículas. A água que forma os meniscos capilares se encontra numa pressão abaixo da pressão atmosférica. Essa pressão negativa – ou pressão de sucção – é responsável pela coesão aparente e não permanece se o solo se saturar ou secar. Com isso, a perda de sucção diminui a resistência ao cisalhamento do solo, tornando-o uma massa instável.

O movimento ao longo da superfície de cisalhamento em um deslocamento de massa também é capaz de reduzir a resistência ao cisalhamento do solo em sua

condição residual. LACERDA (2007) notou que, após a primeira ruptura, quando a força de cisalhamento de pico é alcançada, pode ocorrer um novo rompimento se a força residual for mobilizada.

BIGARELLA (2003) se refere aos mecanismos de origem externa àqueles devidos à execução de obras no talude, tais como: alterações nas condições de drenagem, mudança na geometria da encosta natural, acréscimo de carregamento vertical, cargas dinâmicas, descalçamento da base e desmatamento e remoção da cobertura vegetal. Levando em consideração a influência da vegetação na resistência ao cisalhamento do solo superficial, salienta-se a importância da sua manutenção em condições naturais devido à coesão gerada pelo reforço das raízes, conforme aludido por LACERDA (2007).

Uma abordagem lacônica para sumarizar os principais mecanismos de instabilização de encostas é listada a seguir. Para tanto, toma-se como embasamento os trabalhos realizados por LACERDA (1985), LACERDA (2007) e LACERDA (2010), nos quais são abordadas as temáticas de movimentos de massa e resistência ao cisalhamento em solos saprolíticos e coluvionares na região da Serra do Mar; bem como a área de estudo do presente trabalho. Desse modo, as principais causas de instabilização de solos saprolíticos operantes na Serra do Mar são:

- Ruptura por poropressão cíclica;
- Perda de sucção;
- Fluxo de detritos;
- Ruptura induzida por queda de blocos rochosos em colúvios saturados ou em solos residuais;
- Reativação de rupturas devido a aquíferos artesianos;
- Obstáculos ao fluxo da água subterrânea.

Em complementação, os principais mecanismos de reativação de encostas coluvionares com o nível de água subterrânea próximo à superfície são:

- Cortes feitos no sopé da encosta;
- Carregamentos impostos no meio da seção do talude;
- Elevação do nível de água subterrânea.

Todavia, segundo VARNES (1978), em muitos casos um número de causas existe simultaneamente, e tentar decidir aquela que finalmente produziu a ruptura é, além de difícil, incorreto. Frequentemente o fator final não é mais do que um desencadeador que coloca em movimento uma massa que já se encontrava na iminência de se romper.

Sabendo-se que os mecanismos de instabilização podem levar à movimentação de massa, salienta-se a importância da abordagem das classificações utilizadas para os diferentes tipos de movimento, bem como as intempéries que definem seu modo de ocorrência.

2.4 MOVIMENTOS DE MASSA

2.4.1 Classificação dos Movimentos Gravitacionais de Massa

Uma definição para movimentos de massa é proposta por CRUDEN (1991), que os caracteriza como uma movimentação gravitacional de rocha, detritos (20 a 80% das partículas maiores que 2 mm) ou solo (80% ou mais das partículas menores que 2 mm). As dimensões e geometrias de um deslizamento são descritas por VARNES (1978), e sua classificação tem sido a mais aceita mundialmente. Em seu trabalho original, posteriormente revisado por CRUDEN; VARNES (1996), os movimentos de massa são subdivididos nas seguintes categorias: queda, tombamento, deslizamento (rotacional e planar), espalhamento lateral, corrida e complexo (combinação de dois ou mais movimentos, simultâneos ou sucessivos). Eles encontram-se ilustrados na Figura 2.3.

Apesar de mais aceita, a classificação proposta por VARNES (1978) não leva em consideração as características do movimento. Visto isso, AUGUSTO FILHO (1992) propôs um modelo mais completo, conforme apresentado na Tabela 2.2. Todavia, a definição dos movimentos é dificultada pela semelhança existente entre os processos. Dificilmente são apontadas ocorrências de movimentos puros e isolados; usualmente, há uma mistura de tipologias, com variável dose de importância relativa entre eles e, ainda, uma passagem gradativa em tempo e/ou espaço de uns para os outros (KOZCIAK, 2005).

Tabela 2.2: Classificação dos movimentos gravitacionais baseada em AUGUSTO FILHO (1992).

Classificação dos movimentos	
Processos	Características do movimento, do material e da geometria
Rastejo (<i>Creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vários planos de deslocamento (internos); ▪ Velocidades baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade; ▪ Movimentos constantes; ▪ Solo, detritos, rocha alterada e/ou fraturada; ▪ Geometria indefinida.
Escorregamentos (<i>Slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poucos planos de deslocamento (externos); ▪ Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); ▪ Pequenos a grandes volumes de material; ▪ Geometria e materiais variáveis; ▪ Planares: solos pouco espessos e rochas muito fraturadas; ▪ Rotacionais: solos e rochas com dois planos de fraqueza.
Quedas (<i>Falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sem planos de deslocamento; ▪ Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado; ▪ Velocidades muito altas (vários m/s); ▪ Material rochoso; ▪ Pequenos a médios volumes; ▪ Geometria variável: lascas, placas, blocos; ▪ Queda de blocos; ▪ Tombamento.
Corridas (<i>Flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Muitas superfícies de deslocamento; ▪ Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; ▪ Desenvolvimento ao longo das drenagens; ▪ Velocidades médias e altas; ▪ Mobilização de solo, rocha, detritos e água; ▪ Grandes volumes de material; ▪ Extenso raio de alcance mesmo em áreas planas.

Sabe-se, no entanto, da dificuldade de aplicação direta desses sistemas de classificação aos movimentos observados na natureza. Além das atividades antrópicas representarem uma mudança constante na paisagem, e das rápidas transformações que ocorrem nas cicatrizes dos movimentos de massa devido à atuação do intemperismo intenso, há problemas associados à própria complexidade dos fenômenos. Muitos movimentos são deflagrados como escorregamentos translacionais e se transformam gradativamente em corridas de massa devido à

supersaturação do solo. Deve-se ressaltar que a classificação desses fenômenos assume especial relevância quando esta possui um caráter genético associado, relacionando a tipologia dos movimentos de massa com os agentes de deflagração, tornando-se, então, uma importante base teórica para os estudos e desenvolvimento de modelos de previsão (FERNANDES et al., 2001).


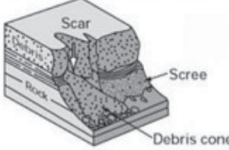
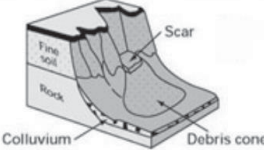
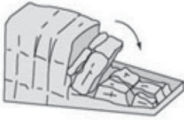
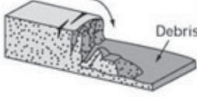
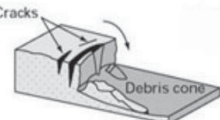

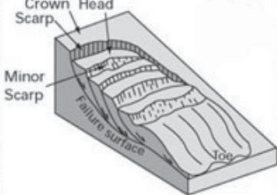
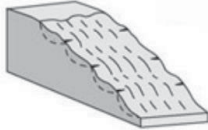
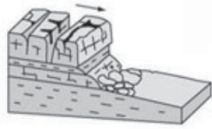

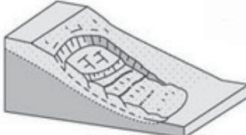
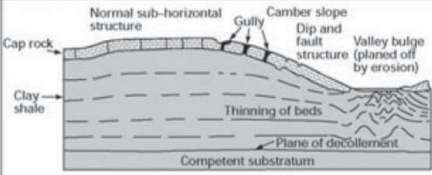

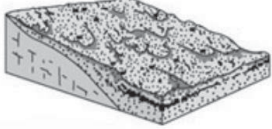
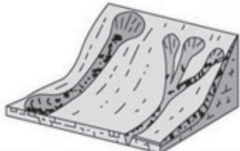


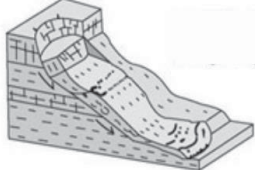
Material		ROCHA	DETRITOS	SOLO
Tipo de movimento				
QUEDA				
	TOMBAMENTO			
DESILZAMENTO	Rotacional			
	Planar			
ESPALHAMENTO				
CORRIDAS				
COMPLEXO				

Figura 2.3: Classificação dos movimentos gravitacionais baseada em VARNES (1978) e CRUDEN; VARNES (1996).

3 ASPECTOS GEOLÓGICOS DA ÁREA DE ESTUDO

A Serra do Mar, alongada paralelamente à borda do Atlântico Sul, constitui relevo montanhoso festonado que perfaz cerca de 1.000 km entre os estados do Rio de Janeiro à Santa Catarina. Eventos tectônicos associados, somados às variações climáticas regionais, deram condições para a elaboração de um relevo montanhoso e estruturalmente condicionado na Serra do Mar (NASCIMENTO, 2013).

A área de estudo do presente trabalho compreende-se na porção meridional da referida serra. Compõe-se, majoritariamente, pelos Gnaisses Granulíticos Luís Alves – datados do Neoarqueano/Paleoproterozoico –, descritos por KAUL (1997) como ortognaisses granulíticos, bandados a maciços, de composição tonalito-granodiorítica, com frequentes variações a granulitos básicos. Depósitos aluvionares e colúvio-eluvionares apresentam-se, a sudoeste da área, como coberturas de origem recente – datadas do Cenozoico, como apresentado no mapa geológico proposto por MINEROPAR (2006a) e CPRM (2015), e observado na Figura 3.1.

Em uma descrição morfológica da área embasada no mapa de curvatura das encostas (Figura 3.2) – divididas em três formas distintas: coletora, dispersora e plana, como proposto por TROEH (1965) e CRUDEN; VARNES (1996) –, observa-se que a porção a oeste da área de estudo (onde se situa a encosta objeto de estudo) apresenta encostas dispersoras e coletoras intercaladas, caracterizando um cenário de vales encaixados. As formas predominantes são topos alongados e em cristas com vertentes retilíneas e planares e vales em “V”, como proposto por MINEROPAR (2006b).

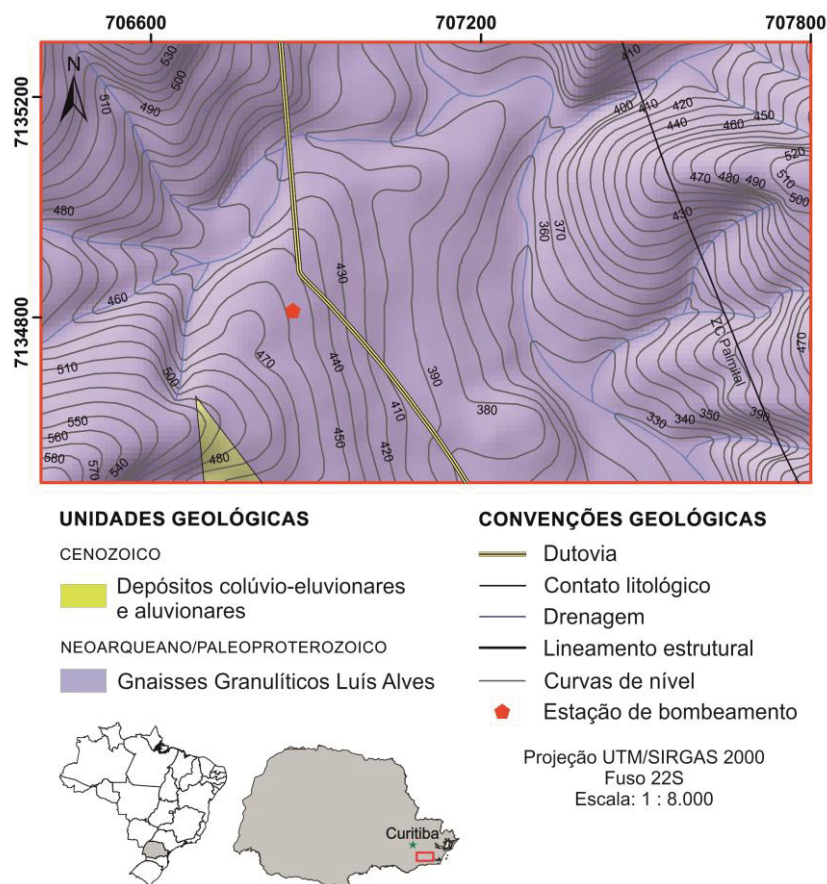


Figura 3.1: Mapa geológico simplificado da área de estudo. Adaptado de MINEROPAR (2006a) e CPRM (2015).

O mapa de curvatura de encostas vem sendo utilizado em análises de suscetibilidade regionais e semirregionais dos movimentos gravitacionais de massa. Sob o ponto de vista de aplicação, o mapa de curvatura das encostas descreve as características físicas de uma bacia de drenagem, que interferem no comportamento do fluxo de água superficial e subsuperficial no terreno, que por sua vez, tem influência direta na dinâmica dos processos erosivos e dos movimentos gravitacionais de massa. As encostas com curvaturas convexas e côncavas, respectivamente, condicionam fluxos divergentes e convergentes, enquanto nas áreas planas, o fluxo não apresenta nenhuma dessas duas tendências, sendo aproximadamente paralelo e corre no sentido do mergulho da encosta.

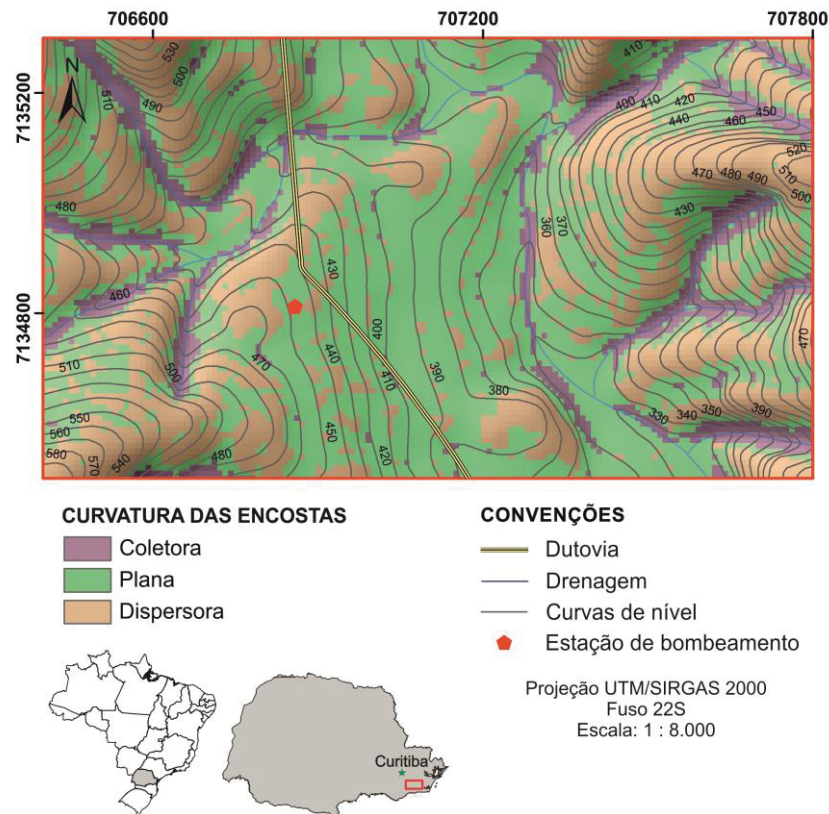


Figura 3.2: Mapa de curvatura das encostas da área de estudo.

A influência do relevo na formação do solo manifesta-se, fundamentalmente, pela sua interferência na dinâmica da água e nos processos de erosão e sedimentação. Deve-se, neste caso, considerar também as características dos terrenos relacionadas à percolação das águas superficiais e subsuperficiais. Assim, áreas com topografia suave e solos permeáveis facilitam a infiltração das águas pluviais, separando as taxas de escoamento superficial e subsuperficial. Neste caso, os processos pedogenéticos atuam com maior vigor em profundidade. Caso o terreno seja pouco permeável, grande parte das águas pluviais não se infiltra, saturando, nos períodos de chuva, os materiais de cobertura. Todavia, em áreas com topografia declivosa, grande parte das águas da chuva é perdida em escoamentos laterais, favorecendo os processos erosivos e retardando o aprofundamento da pedogênese. Neste caso, os solos formados são pouco desenvolvidos e normalmente rasos (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

A encosta alvo do estudo, por se situar no sopé da vertente, funciona como nível de base para pedimentos coluvionares. Ademais, por apresentar inclinações menos acentuadas a moderadas, com perfil plano, conforme observado na Figura

3.2, apresenta solo espesso com cobertura vegetal densa. Em corroboração, BIGARELLA (2003) afirma que os solos residuais na parte inferior do relevo que festona a Serra do Mar podem ser formados, eventualmente, por colúvios, os quais constituem depósitos de detritos provenientes das partes superiores das vertentes.

4 MÉTODOS DE ESTUDO

Segundo SKEMPTON; HUTCHINSON (1969), o estudo do comportamento de um talude envolve geomorfologia, análise das condições de estabilidade e projeto de medidas corretivas para impedir ou amenizar os efeitos de algum tipo de movimento. Para se atingir o objetivo proposto, que consistiu na investigação geológico-geotécnica voltada à correção de movimentos de massa, estabelecendo bases para o projeto de estabilização da encosta considerada ponto crítico da área estudada, foram tomadas como referências as metodologias propostas na sequência, representadas esquematicamente na Figura 4.1.

A investigação geológico-geotécnica feita na área de estudo baseou-se em dados e interpretações gerados a partir das investigações de campo e de laboratório – esta última realizada para classificação e determinação das propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos nos processos de movimentação de massa. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia dos Institutos Lactec, localizado no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME) da Universidade Federal do Paraná. Visto isso, os procedimentos adotados, tanto na execução dos ensaios quanto no processo de amostragem, são padronizados pelo laboratório e preconizados segundo normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e da *American Society for Testing and Materials* (ASTM).

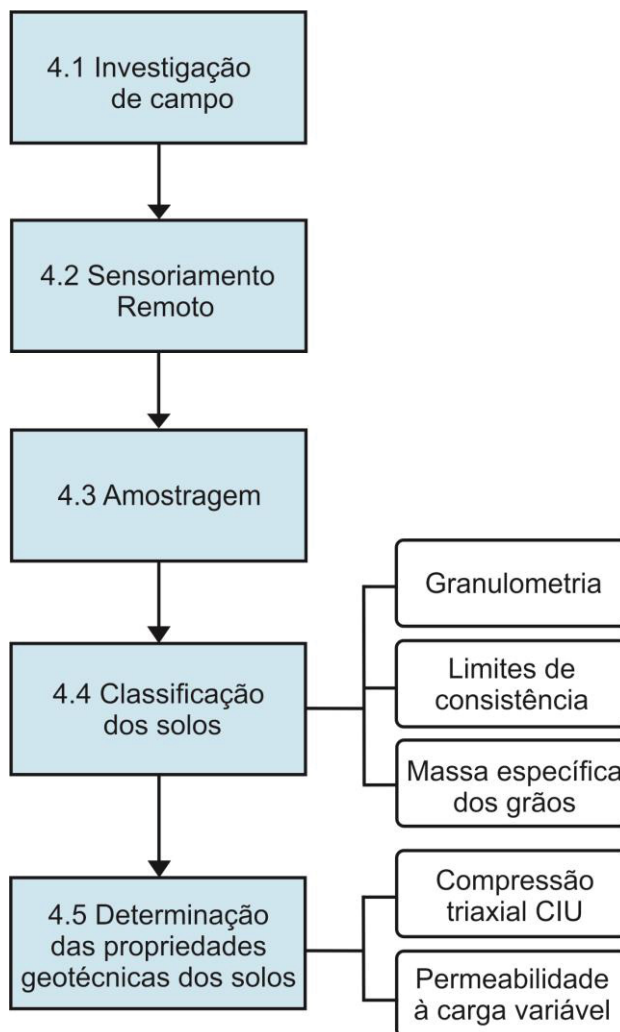


Figura 4.1: Esquema metodológico da pesquisa.

4.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

A investigação geológica voltada para o estudo de taludes e encostas inicia-se, em geral, pelas investigações de superfície. Os levantamentos de campo objetivam o mapeamento geológico e pedológico, e a identificação de feições de instabilidade e de agentes potencializadores dos processos que levam à instabilização. Segundo OLIVEIRA; BRITO (1998), especial atenção deve ser dada às áreas de topo e à base da região instabilizada ou potencialmente instabilizável. Além disso, os principais aspectos a serem levantados nas vistorias de campo são: formações geológicas, perfil de alteração, estruturas geológicas, instabilizações existentes, feições de movimentação, surgências d'água e zonas de saturação, geometria da encosta e interferências antrópicas.

Salienta-se, também, a importância, na presente etapa, da investigação de indícios de movimentos de massa pretéritos, constituindo-se como um importante inventário de campo para elaboração de um banco de dados com características preditivas.

Visto isso, a investigação de campo foi realizada com os seguintes objetivos: (i) levantar os indícios e evidências que refletem a condição instável da encosta analisada; (ii) identificar e classificar os movimentos de massa atuantes e que atuaram na área de estudo; (iii) levantar as características morfológicas e os aspectos geológicos desses movimentos; (iv) levantar as feições e os agentes potencializadores de deflagração dos processos de movimentação de massa; (v) levantar o perfil de alteração de solo.

Ressalta-se que a relação entre a classificação tipológica desses fenômenos com os agentes de deflagração assume especial relevância, tornando-se, então, uma importante base teórica para os estudos e desenvolvimento de modelos de previsão.

4.2 SENSORIAMENTO REMOTO

A fim de investigar os movimentos de massa pretéritos que não se apresentam como indícios de campo – por fazerem parte do processo natural de denudação do relevo e, portanto, serem mascarados pela vegetação com o passar do tempo – foi realizado o mapeamento das cicatrizes dos escorregamentos que atuaram na área de estudo por meio do sensoriamento remoto. Apesar dos escorregamentos constituírem-se como movimentos pretéritos, sua deflagração pode ser reativada caso as condições que levaram à ruptura venham a se repetir.

O levantamento das cicatrizes foi elaborado a partir da interpretação de imagens do *Google Earth Pro*, com base em uma análise visual cronológica dessas feições, utilizando-se da ausência de vegetação como critério para a identificação das cicatrizes. As datas de aquisição das imagens analisadas foram de 2010 a 2016.

4.3 AMOSTRAGEM

Para a realização dos ensaios geotécnicos em laboratório foram coletadas amostras deformadas e indeformadas dos solos presentes na base e no topo da encosta considerada ponto crítico de representatividade, nas cotas de 413 e 428 m,

respectivamente – lê-se por pontos críticos os locais que apresentam indícios atuantes de ocorrência de movimentações de massa. As normas para abertura de poços e trincheiras para coleta de amostras são regidas pela norma NBR 9604 (ABNT, 2016a).

As amostras indeformadas de solo foram coletadas em blocos cúbicos de 30x30x30 cm (Figura 4.2). Amostragem por blocos indeformados é o método de coleta mais adotado para a preservação das características próximas às de campo. Após coletados, as faces expostas dos blocos foram envolvidas com fralda e parafina a fim de protegê-los e de preservar seu teor de umidade de campo até a realização dos ensaios.

Para a execução dos ensaios de caracterização, as amostras de solo deformadas foram coletadas no mesmo ponto dos blocos, e mantidas armazenadas em sacos plásticos hermeticamente fechados para manutenção da umidade *in situ*. A umidade é mantida a fim de se estabelecer em laboratório um cenário das condições hídricas do solo mais próximo dos parâmetros reais. A localização geográfica dos pontos de amostragem encontra-se representada na Figura 4.3.



Figura 4.2: Representação de um ponto de amostragem.

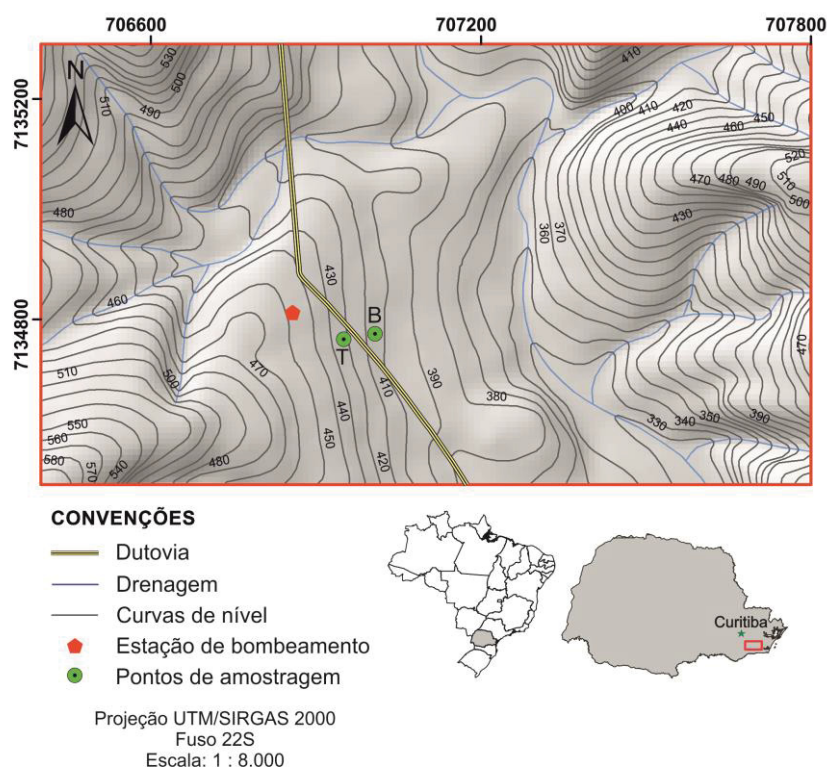


Figura 4.3: Mapa de localização dos pontos de amostragem. Cota da base (B): 413 m; cota do topo (T): 428 m.

4.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

O procedimento da classificação, ou seja, a determinação da categoria de comportamento à qual um solo pertence, para fins de engenharia, é precedido pela caracterização. Esta, por sua vez, corresponde à determinação das características dos solos de maneira a se poder distinguir uns dos outros. A base da caracterização é a descrição dos aspectos, ou características de interesse à elucidação do caráter dos solos, com vistas àquelas classificações (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

Dentre os ensaios de caracterização realizados no presente estudo compreendem-se os ensaios usuais de massa específica dos sólidos, de limites de Atterberg e de granulometria. A preparação das amostras e a execução dos ensaios seguiram os procedimentos preconizados pelas normas a seguir relacionadas (Tabela 4.1).

O cálculo dos índices físicos foi embasado na literatura, como referenciado por MASSAD (2016) e demonstrado por PINTO (2006). O teor de umidade (w) foi obtido com amostra seca em estufa a aproximadamente 100°C até a obtenção da

constância de peso, e o peso específico dos grãos (γ_s) foi determinado a partir do ensaio de massa específica dos grãos.

Tabela 4.1: Relação dos ensaios de caracterização geotécnica e as respectivas normas pelas quais são executados.

Ensaio	Norma técnica
Preparação das amostras	NBR 6457 (ABNT, 2016b)
Massa específica dos grãos	NBR 6508 (ABNT, 2016c)
Limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016d)
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016e)
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016f)

Os limites de Atterberg são teores de umidade que permitem caracterizar e diferenciar diversos estados de uma massa amolgada de solo. Para tanto, foram realizados os ensaios de limite de liquidez (LL) – o qual define a fronteira entre o estado plástico e o estado líquido de um solo – e de limite de plasticidade (LP) – que, por sua vez, define a fronteira entre o estado plástico e o estado semissólido (DAS, 2007). A partir dos limites de consistência foi determinado o índice de plasticidade (IP) para posterior classificação da amostra, baseada no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), preconizado pela norma técnica D2487-11 (ASTM, 2011).

O método mais simples e direto para obtenção da distribuição granulométrica de um solo consiste no peneiramento. Ele se aplica, no entanto, a solos granulares, pois a mais fina malha exequível de fabricação é a da peneira nº 200 (0,075 mm). Assim, um solo com predominância de finos deve ser analisado por outros meios, como a sedimentação. O método de sedimentação encontra seu embasamento teórico na lei de Stokes, estabelecida em 1850, a qual permite a determinação da velocidade limite de esferas em queda livre num fluido viscoso (MASSAD, 2016).

O solo proveniente de cada local de amostragem teve sua curva granulométrica determinada com secagem prévia do material e com o uso de agente defloculante no ensaio de sedimentação. A compilação dos resultados de ambos os ensaios – peneiramento e sedimentação – gerou a curva de distribuição

granulométrica em termos de porcentagem de toda uma gama de diâmetros dos grãos.

Os solos, divididos em categorias com base no tamanho das partículas – argila, silte, areia, etc. –, são nomeados a partir de seus componentes principais, como, por exemplo, argila arenosa, argila siltosa, e assim por diante (DAS, 2007). O tamanho das partículas, estabelecido pela norma técnica NBR 6502 (ABNT, 2016g), encontra-se representado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Tamanho das partículas segundo a norma técnica NBR 6502 (ABNT, 2016g).

Fração	Limite de tamanho
Matacão	20 cm a 1 m
Pedra	60 mm a 20 cm
Pedregulho	2 a 60 mm
Areia grossa	0,60 a 2,0 mm
Areia média	0,20 a 0,60 mm
Areia fina	0,06 a 0,20 mm
Silte	0,002 a 0,06 mm
Argila	Inferior a 0,002 mm

4.5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS

4.5.1 Parâmetros Geomecânicos

Os parâmetros geomecânicos de resistência ao cisalhamento dos solos foram obtidos por meio dos ensaios de compressão triaxial. Este método consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Para tanto, o corpo de prova é envolto por uma membrana de látex e instalado dentro de uma câmara triaxial. A câmara é preenchida com água destilada e desaerada e uma pressão confinante é aplicada atuando em todas as direções. O corpo de prova, então, fica sob um estado hidrostático de tensões (BRITISH STANDARD, 1990).

O carregamento axial é feito colocando-se a câmara numa prensa que a desloca para cima pressionando o pistão, tendo-se, assim, o ensaio de deformação

controlada. A carga é medida por meio de uma célula de carga intercalada ao pistão. Nessas condições, o plano horizontal é o plano principal maior (σ_1), e o plano vertical, o principal menor (σ_3), no qual atua a pressão confinante. A tensão devida ao carregamento axial é denominada acréscimo de tensão axial ou tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$). Ela é aumentada até que ocorra a ruptura da amostra (PRAKASH, 1995). Na base e no topo do corpo de prova são posicionadas pedras porosas para que a percolação de água aconteça em direção às zonas mais permeáveis. Além disso, são conectados tubos especiais para drenagem que permitem o fluxo de água através do solo – na condição de ensaios drenados. Por meio desses tubos é realizada a aplicação de contrapressão para saturação da amostra.

No decorrer do ensaio são feitas leituras da carga axial aplicada ao corpo de prova, da deformação axial, da variação volumétrica e/ou da poropressão. A aplicação da pressão confinante e da tensão desviadora constituem dois estágios distintos. A condição de drenagem durante o estágio de cisalhamento caracteriza o tipo de ensaio, o qual pode ser: (a) ensaio não-adensado e não-drenado (UU); (b) ensaio adensado isotropicamente e não-drenado (CIU) e (c) ensaio adensado isotropicamente e drenado (CID) (PINTO, 2006).

4.5.1.1 Ensaios de Compressão Triaxial CIU

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão triaxial foi desenvolvido e comercializado pela empresa *GDS Instruments*. O equipamento consiste em uma câmara triaxial para ensaios de corpos de prova cilíndricos de até 50 mm de diâmetro, e possui capacidade para suportar até 5,0 kN de pressão. Acoplado à câmara, um computador monitora o equipamento e a aquisição automática de dados a partir da instrumentação controlada por um programa desenvolvido pela empresa fabricante do equipamento. O diagrama esquemático dos componentes de funcionamento do sistema é representado pela Figura 4.4, e a visão panorâmica do equipamento encontra-se na Figura 4.5.

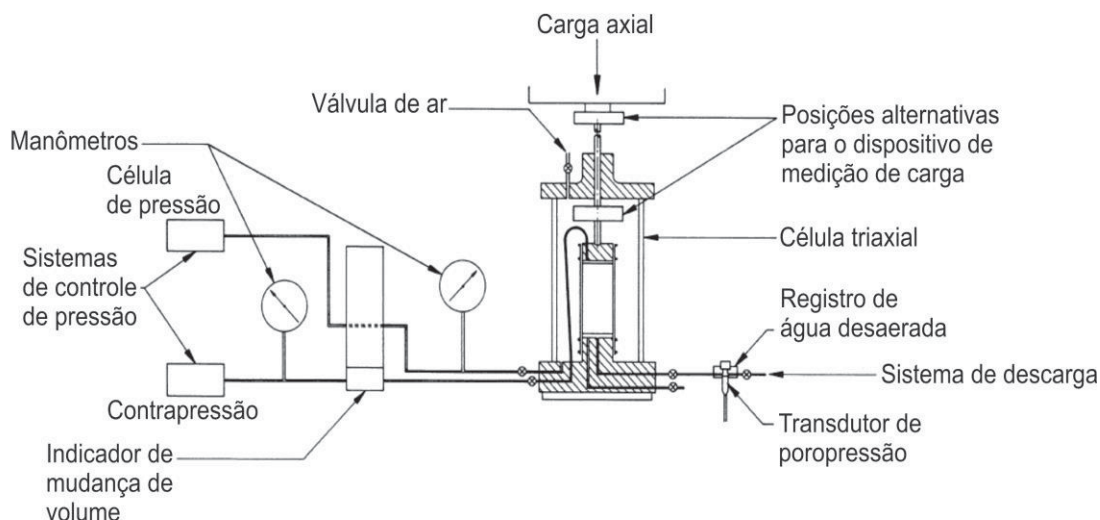


Figura 4.4: Arranjo geral típico do equipamento de ensaio triaxial. Adaptado de BRITISH STANDARD (1990).

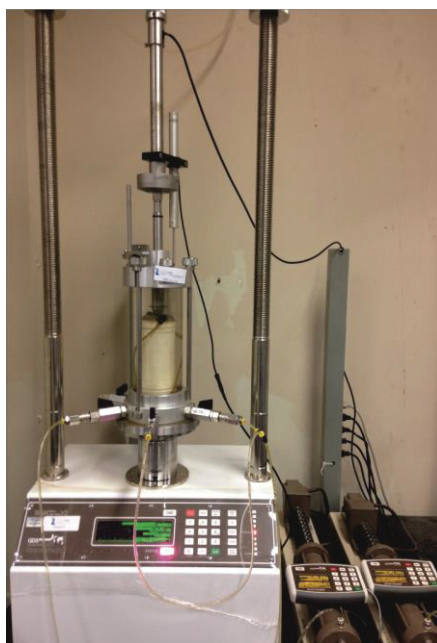


Figura 4.5: Visão panorâmica do equipamento de ensaio de compressão triaxial. Fonte: Institutos Lactec.

No presente estudo, os ensaios foram realizados na condição de adensamento não-drenado – ou *Consolidated Isotropic Undrained* (CIU). A drenagem, neste ensaio, é permitida apenas no primeiro estágio. Nesse caso, permite-se a dissipação da poropressão originada pelo confinamento do corpo de prova durante a fase de adensamento, porém, com restrição na saída da poropressão durante a fase de cisalhamento. Em suma, para se estimar a força e a

compressibilidade em um dado ponto no subsolo deve-se conhecer a tensão efetiva do ponto naquele momento. Para se avaliar a tensão efetiva deve-se, por sua vez, conhecer a poropressão. O ensaio triaxial CIU, portanto, indica a resistência não-drenada em função da tensão de adensamento – medidas pela variação da poropressão –, razão pela qual é largamente empregado, pois permite determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento em termos de tensão efetiva num prazo muito menor que do que o ensaio CID (LAMBE; WHITMAN, 1969; PINTO, 2006).

4.5.1.2 Moldagem dos Corpos de Prova e Procedimentos do Ensaio

A execução dos ensaios triaxiais ocorreu a partir de amostras indeformadas, conforme supracitado. Os corpos de prova foram moldados por meio do desbaste manual a partir de miniblocos, tomando-se por base um gabarito de formato cilíndrico de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura (Figura 4.6-1). Moldaram-se 5 corpos de prova para a base da encosta e 5 para o topo. Depois de moldados, foram envoltos numa membrana de látex de 0,03 mm de espessura, 50 mm de diâmetro e 170 mm de comprimento (Figura 4.6-2).

A etapa seguinte consistiu na montagem dos corpos de prova na câmara triaxial. Cada um deles foi colocado no pedestal da prensa do equipamento, com pedras porosas e papel filtro no topo e na base, ambos com 50 mm de diâmetro. O cabeçote de acrílico (*top cap*) também foi posicionado no topo corpo de prova. Com o corpo de prova devidamente posicionado e já envolto pela membrana de látex, presa por anéis de vedação (*o-rings*), a câmara triaxial foi selada e preenchida com água desaerada e uma pressão confinante de 30 kPa foi aplicada (Figura 4.6-3). Os corpos de prova foram ensaiados sob tensões efetivas de confinamento de 100, 200, 400 e 600 kPa. Os estágios durante a execução dos ensaios são preconizados pela norma técnica internacional BS 1377-8:1990 (BRITISH STANDARD, 1990) e estão listados a seguir:

1. Saturação;
2. Leitura do parâmetro B;
3. Adensamento;
4. Cisalhamento.

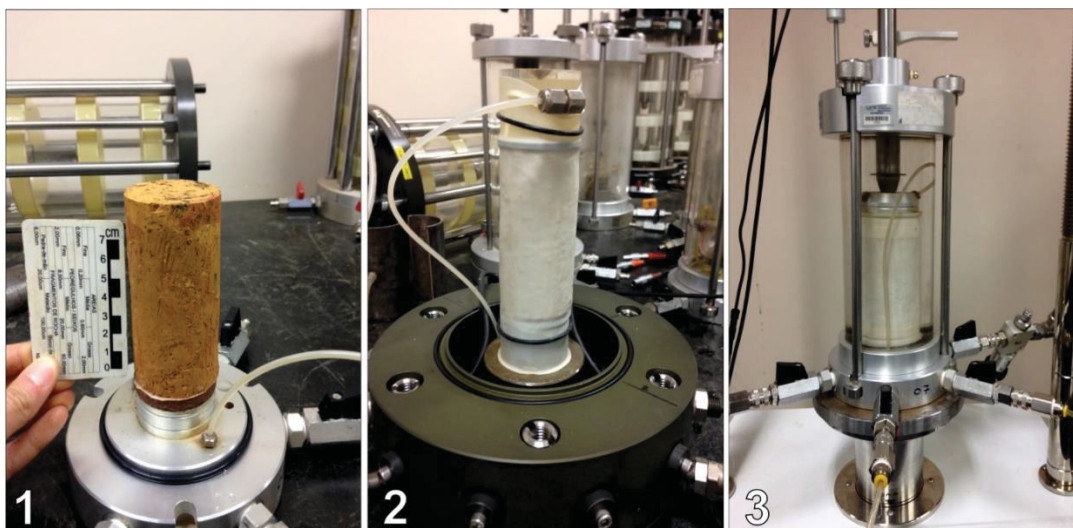


Figura 4.6: 1) Corpo de prova moldado; 2) Corpo de prova envolto pela membrana de látex e disposição do *top cap*; 3) Corpo de prova na câmara triaxial selada e preenchida com água.

Previamente à fase 1, os corpos de prova foram submetidos à percolação, que teve a finalidade de dar início à saturação pela retirada de ar da amostra. O processo consistiu na completa percolação de um béquer de 200 ml de água destilada e desaerada e durou cerca de 3 horas. Esse estágio é realizado sob carga hidráulica de 10 kPa de contrapressão, com aplicação de uma pressão confinante de 40 kPa, resultando numa tensão efetiva de confinamento de 30 kPa. O sentido de percolação é da base para o topo da amostra.

Para saturação por contrapressão da amostra, as pressões foram aplicadas em estágios de acréscimos simultâneos de 50 kPa de tensão de confinamento e contrapressão, sendo a tensão efetiva de confinamento para saturação por contrapressão de 30 kPa. Os corpos de prova foram saturados até tensões equivalentes ao parâmetro B , igual ou superior a 95% para cada um deles. Sendo $B < 0,95$, repetia-se a fase de saturação e lia-se novamente seu valor. O parâmetro B de poropressão é calculado pela equação ((3), em que Δu representa a variação da poropressão (medida em kPa) e $\Delta \sigma_3$ a variação da tensão confinante.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3)$$

Seguiu-se, então, para a fase de adensamento, com duração de cerca 12 horas. Nela foram ajustadas a tensão confinante e a contrapressão para definição da tensão efetiva de confinamento do ensaio. Por fim, a prensa foi acionada para a fase

de cisalhamento com velocidade de 0,045 mm/min. Os ensaios foram finalizados após uma deformação axial de aproximadamente 15%. As leituras foram realizadas pelo sistema computacional de aquisição de dados. Foram construídos gráficos das trajetórias de tensão – tensão menor efetiva *versus* tensão média efetiva ($t \times s'$) – de cada ensaio, a partir dos quais foram determinadas as envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). Também foram gerados os gráficos das curvas de tensão desvio *versus* deformação axial ($\sigma_d \times \epsilon_a$) e de variação da poropressão *versus* deformação axial ($\Delta u \times \epsilon_a$) para cada ensaio realizado. Salienta-se que não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana de látex, uma vez que, dada à resistência ao cisalhamento do solo estudado, o valor a ser corrigido é desprezível.

Para melhor compreensão da metodologia dos ensaios de compressão triaxial, foram consultadas as seguintes bibliografias: LAMBE; WHITMAN (1969), DONAGHE, CHANEY (1988), ROCHELLE et al. (1988), BRITISH STANDARD (1990), PRAKASH (1995), PINTO (2006), DAS (2007), SILVEIRA (2003) e SILVEIRA (2008).

Previamente aos ensaios de compressão triaxial, a partir dos corpos de prova cilíndricos de solo, foram determinados os seguintes índices físicos iniciais: massa específica natural (γ_n), massa específica seca (γ_d), índice de vazios (e), porosidade (n) e grau de saturação (S). Os cálculos foram feitos embasando-se na literatura, como descrito em LAMBE; WHITMAN (1969).

4.5.2 Parâmetros Hidráulicos

O estudo da percolação da água nos solos nos estudos de estabilidade é de suma importância, pois a tensão efetiva depende da poropressão, a qual, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação da água (PINTO, 2006). Para representação da velocidade com que a água atravessa uma amostra, determina-se o coeficiente de permeabilidade hidráulica (K) – índice empregado para estabelecer parâmetros de permeabilidade dos solos. Para sua determinação, são empregados os ensaios de permeabilidade, que podem ser à carga constante e à carga variável. O ensaio à carga variável é empregado quando o coeficiente de permeabilidade é muito baixo. Este ensaio fundamenta-se na Lei de Darcy,

pressupondo, portanto, a existência de proporcionalidade direta entre as velocidades de fluxo e os gradientes hidráulicos. Segundo a NBR 14545 (ABNT, 2000), admite-se adicionalmente a continuidade do escoamento, sem variações de volume de solo durante o ensaio e a saturação total do corpo de prova. A norma estabelece, ainda, que o coeficiente de permeabilidade seja determinado com a água percolando através do solo em regime de escoamento laminar.

Nos permeômetros de parede rígida o corpo de prova é colocado nas células de condutividade que são formadas por tubos rígidos de seção circular. O material pode ser aço niquelado, aço inox, alumínio, acrílico, PVC ou vidro. São utilizados três tipos de permeômetro de parede rígida: molde de compactação, tubo amostrador e os quais o corpo de prova não tem contato com a parede da célula. A escolha do equipamento a ser utilizado depende do tipo de amostra a ser ensaiada.

O permeômetro com o molde de compactação pode ser utilizado em ensaios à carga constante, no entanto, recomenda-se a utilização para solos com granulometria a partir de areias finas. Ao se utilizar o tubo amostrador são retiradas amostras indeformadas por meio da cravação de um tubo de parede fina. Na maioria das vezes, a amostra é percolada pelo líquido no próprio tubo amostrador.

A cravação pode causar efeito cisalhante e amolgamento do solo e, a fim de mitigar tal efeito, alguns amostradores são fabricados com uma abertura um pouco menor que o diâmetro interno do tubo. No entanto, essa mudança aumenta a possibilidade de fluxo lateral, o que é mais comum em solos muito duros a rígidos ou com fração granular. Por isso, para esse tipo de permeômetro é recomendada a utilização de solos de fácil amostragem.

O permeômetro com uso de bentonita permite que não haja contato entre o cilindro e o corpo de prova e é utilizado em solos que apresentam aderência ao material da célula. Neste caso, o espaço entre eles é preenchido por um selamento anelar, geralmente de bentonita.

4.5.2.1 Ensaio de Permeabilidade à Carga Variável

No presente estudo, foram realizados os ensaios de permeabilidade à carga variável, fazendo uso do permeômetro de parede rígida. O permeômetro é constituído por um cilindro metálico, com aproximadamente 15 cm de diâmetro e 13

cm de altura, acoplado a duas tampas, além de um recipiente com água onde o permeâmetro fica parcialmente imerso durante o ensaio. A tampa inferior é dotada de um orifício que permite, na fase de saturação do corpo de prova, a entrada de água, e na fase de leituras, a sua saída. A tampa superior é dotada de um orifício central que permite a saída de ar durante a fase de saturação, e a entrada de água na fase de leituras. A esse orifício é acoplada uma bureta de vidro graduada para medição das cargas hidráulicas. Na sua montagem são empregados anéis de borracha, *o' rings* e tela metálica. A representação esquemática da instrumentação encontra-se na Figura 4.7. A argila plástica usada para vedação foi do tipo bentonítica. Foi utilizada areia grossa como material de filtro no topo e na base do corpo de prova.

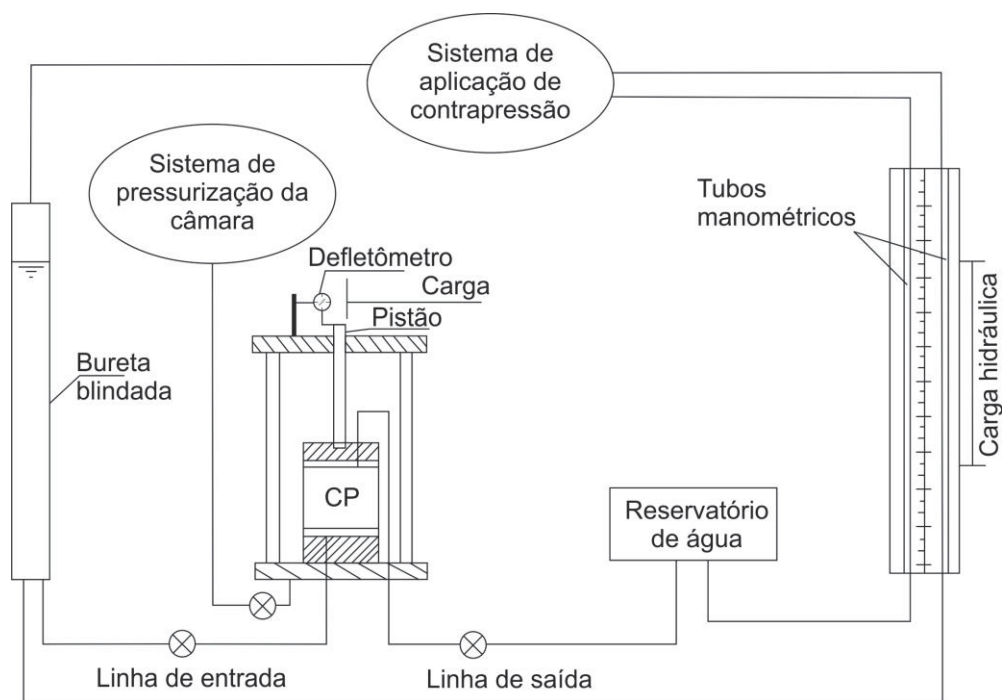


Figura 4.7: Arranjo geral típico do ensaio de permeabilidade à carga variável, fazendo uso do permeâmetro de parede rígida. Adaptado de ABNT (2000).

Em virtude da estratificação do solo, os valores de k são diferentes nas direções horizontal e vertical – direções paralela e perpendicular aos planos de estratificação. A permeabilidade média do maciço depende, então, da direção do fluxo em relação à orientação das camadas. Baseando-se na Lei de Darcy (LAMBE; WHITMAN, 1969), estabelece-se que, considerando a permeabilidade paralela à estratificação (fluxo na direção horizontal), todos os estratos têm o mesmo gradiente hidráulico. Considerando, por sua vez, a permeabilidade perpendicular à

estratificação (fluxo na direção vertical), sendo contínuo o escoamento, a velocidade é constante. Para tanto, os ensaios de permeabilidade foram realizados com os fluxos estabelecidos nos dois sentidos de percolação.

4.5.2.2 Moldagem dos Corpos de Prova e Procedimentos do Ensaio

O processo de moldagem dos corpos de prova foi feito pelo método de talhagem a partir de uma amostra indeformada, com o objetivo de reproduzir as condições que o solo possui em campo. Os corpos de prova foram talhados em formato cilíndrico com as dimensões 100 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Para a realização dos ensaios mencionados foram seguidos os procedimentos e recomendações preconizados pela norma técnica NBR 14545 (ABNT, 2000). Foi utilizado o método em que o corpo de prova não tem contato com a parede da célula, com o selamento anelar feito com bentonita. O processo executivo do ensaio é explanado a seguir.

A priori, preparou-se a base do permeâmetro colocando na tampa inferior uma tela de arame com malha de abertura 2 mm, e, sobre ela, uma camada de areia grossa com espessura da ordem de 1 cm, a qual foi recoberta por um anel de borracha para evitar seu contato com a argila plástica (bentonita) que envolveu o corpo de prova. Em seguida, acoplou-se o cilindro metálico à base assim preparada. Posicionou-se, então, o corpo de prova no interior do cilindro e envolveu-o com a argila plástica (bentonita). A colocação da bentonita foi processada em camadas da ordem de 2 cm de altura. Colocou-se um anel de borracha cobrindo o topo do anel formado pela bentonita circundante ao corpo de prova. O restante da altura do cilindro foi preenchido com areia grossa. Fechou-se o conjunto com a tampa superior. Na sequência, o corpo de prova foi saturado por meio da percolação no sentido ascendente. A saturação foi efetuada pelo orifício localizado na tampa inferior. Conectou-se o sistema de aplicação e medição de cargas hidráulicas ao orifício localizado na tampa superior. O ensaio foi, então, iniciado efetuando-se medidas das cargas hidráulicas, dos tempos decorridos e da temperatura da água que foi percolada pelo corpo de prova. Prosseguiu-se o ensaio até a obtenção de dez determinações do coeficiente de permeabilidade relativamente próximas. Os procedimentos para os fluxos horizontal e vertical foram similares. A diferença, no

entanto, consistiu na mudança da posição das mangueiras para direcionamento da percolação da água.

Para melhor compreensão da metodologia dos ensaios de permeabilidade, foram consultadas as seguintes bibliografias: DANIEL (1994), ABNT (2000), PINTO (2006) e (MASSAD, 2016).

5 APRESENTAÇÃO DO ARTIGO

GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A COLLUVIAL SOIL IN A NATURAL SLOPE CUT BY A PIPELINE

ABSTRACT – The Serra do Mar, in the state of Paraná, Brazil, is marked by a relief with unstable areas, which is eventually subjected to mass movements along their slopes, primarily caused by the large amounts of rainfall that occur in such area. Within this scenario fits a pipeline conduit for the transportation of fuels, often bordering slopes in a situation of precarious balance. It is widely known that lithological, structural and geomorphic features play a major role in the slopes stability. Thus, it is important to understand the dynamics of these movements in order to preserve the physical integrity of the duct. The area where the slope represents critical points of instability were selected for the study along the pipeline section. The main objective of this work is to investigate the geological and geotechnical features of the area cut by the pipeline in order to assess possible mass movements. This work was achieved by a combination of field research, remote sensing, characterization of the colluvial soils and obtaining of geomechanical and hydraulic parameters.

Keywords: colluvial soil; natural slope; mass movement; geological investigation; creep.

INTRODUCTION

The Serra do Mar (SM), a mountain range that runs along the southern and southeastern Brazilian coast, from Rio de Janeiro to Santa Catarina states, has been characterized as a region marked by landslides and slope movements. As approached by MAACK (1981), BIGARELLA (2003), and CARMIGNANI; FIORI (2009), the combination of lithological, structural and geomorphological features and distribution of rainfalls play a major role on slope stability which is directly associated with mass movements, causing accidents in many social and environmental spheres.

This belt is cut by important roads and pipelines which transport goods from and to the harbors located on the coast. An there is a pipeline to transport of fuels which often borders slopes in a situation of precarious balance. The pipeline is buried and no presents flexibility in the longitudinal direction. Regarding the mass movements and the damages that these events bring, for what it alone already represents but also in relation to the preservation of perfect functionality of the pipeline, become important to understand the dynamic of these sites.

In order to preserve the pipeline physical integrity and to avoid accidents as the one that occurred in Morretes, Brazil (ALBARELLO, 2012), the present work aims to investigate the geological and geotechnical features of soils collected close to pipeline, with especial focus on the mass movements corrections, establishing basis for the stabilization project of the critical slope in the studied area. Critical point is understood as the places which present evidences of mass movements occurrence.

To achieve the proposed objective, it was used a combination of methods, including field investigations, analyses by remote sensing, and laboratory tests to classify and to determine the geotechnical parameters of the soils involved in the mass movement processes.

GEOLOGICAL ASPECTS AND LOCATION OF THE STUDY AREA

The Serra do Mar (SM), an elongated mountain range parallel to the South Atlantic border, is composed by a proeminent relief that reaches about 1.000 km between the states of Rio de Janeiro and Santa Catarina. The combination of tectonic events and regional climate variations have shaped the relief of the SM, which is believed to be structurally conditioned (NASCIMENTO et al., 2014).

The study area of this work is located in the southern portion of the SM mountain range. It is locally composed of Neoarquean/Paleoproterozoic banded and massif gneisses and granulites from the Luís Alves Complex (e.g. see KAUL 1997 for geological description). Their compositions comprise tonalite-granodiorite orthogneisses with variation to more basic granulites. Cenozoic alluvial and colluvio-eluvial deposits occur in the southwest of the area as showed in the geological map proposed by MINEROPAR (2006a) and CPRM (2015), and observed in Figure 1.

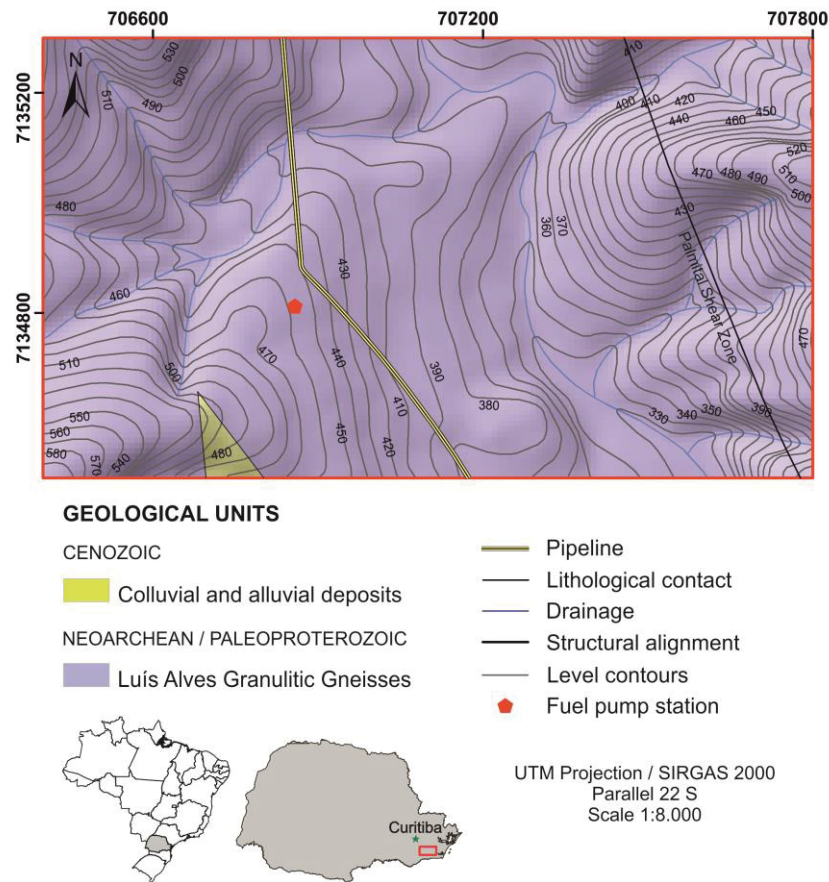


Figure 1: Simplified geological map of the study area. Modified from MINEROPAR (2006a) and CPRM (2015).

Based on the slope curvature map (Figure 2) – in which hills are classified according to their landforms as convex, concave and flat (TROEH (1965) and CRUDEN; VARNES (1996) – the western region of the area comprises convex and concave slopes, characterizing a scenario of embedded valleys. Landforms that prevail in study area are elongated tops and crests with rectilinear and planar slopes and “V” valleys, as proposed by MINEROPAR (2006b).

The slope curvature map has been used in regional and semi regional susceptibility analyses of mass movements. The slope curvature map describe the physical features of a drainage basin that interfere in superficial and sub superficial water flux behavior in the surface. Furthermore, this behavior influence directly in the dynamic of mass gravitational movements and erosive processes. Slopes with convex and concave curvature control divergent and convergent flux, respectively, and are thus named spreader and collector slopes. The flux is invariable in the flat areas, being parallel and following the direction of the slope dip.

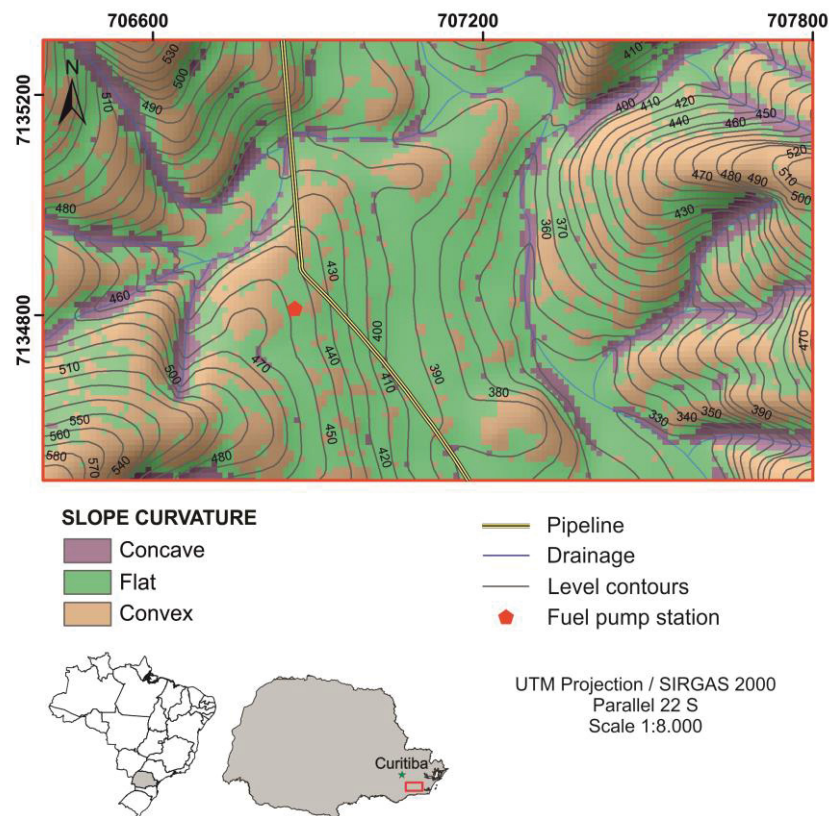


Figure 2: Slope curvature map of the study area.

The influence of the relief on soil development manifests by its interference in the water dynamics and in the erosion and sedimentation processes. It is also important to consider the surface characteristics and the superficial and sub superficial water percolation. Thus, areas with gentle topography and permeable soils facilitate rainwater infiltration. In this case, pedogenetic processes act more actively in higher depths. If the surface soil is poorly permeable, much of the rainwater flows on the surface, saturating the covering materials. Nevertheless, in areas with steep slopes much of the rainwater is lost in lateral spreading favoring the erosive processes and delaying the pedogenesis. In this case the soils formed are poorly developed and with thin thickness (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

The target slope of this study, due to be located in the foot of a hillside, works as base level to the colluvium material. Furthermore, the modest inclination and smooth profile of the slope (Figure 2) have contributed to the development of a thick soil layer with dense vegetal cover. BIGARELLA (2003) points out that the residual soils located at the bottom of the Serra do Mar belt may have eventually been formed

by colluviums, which constitute debris deposits originated from the upper parts of the Serra do Mar.

METHODS

According to SKEMPTON; HUTCHINSON (1969), the study of a slope behavior involves the geomorphological analysis of the stability conditions and corrective ways to prevent or to soften the effects of any mass movement. To achieve our objective, which consists in a geological-geotechnical investigation to prevent mass movements, we used analyses by remote sensing and laboratory testing to classification and determination of the geotechnical parameters of the soils involved in the mass movement processes.

The geological-geotechnical investigation was based on laboratory and field data. Field data was useful to classify and determine the geotechnical properties of the materials involved in the mass movements processes. Two soils were sampled at the base and the top (413 and 428 m, respectively) of the target slope (Figure 3).

Undisturbed and deformed samples were collected and kept hermetically closed to preserve in situ humidity conditions. All tests were carried out in the Geotechnical Laboratory of Instituto Lactec, following technical standards normalized by the Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) and the American Society for Testing and Materials (ASTM).

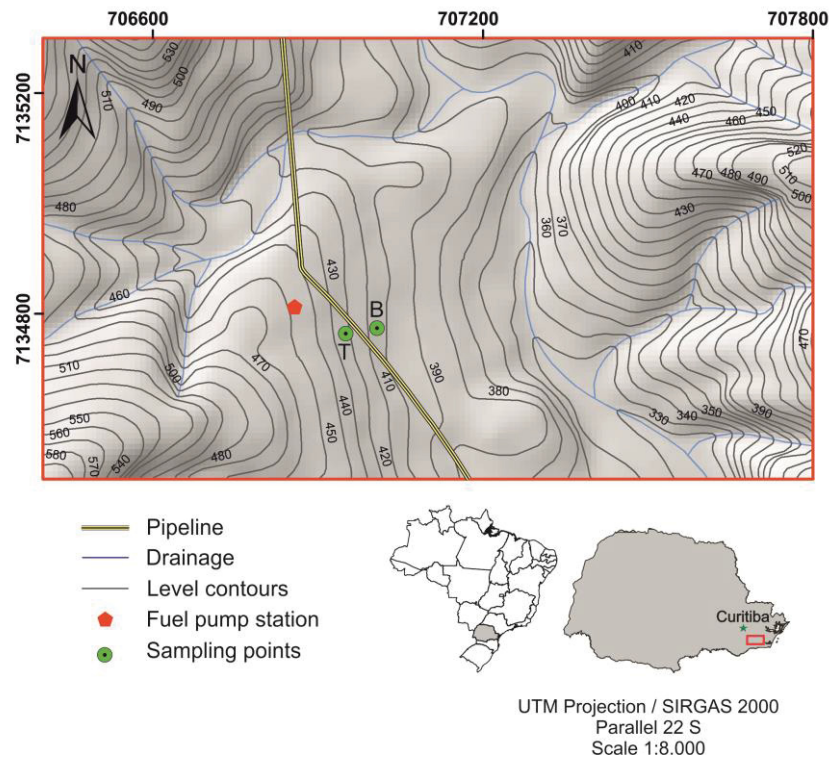


Figure 3: Map showing the location of the sampled soils. Base quote (B): 413m; top quote (T): 428m.

FIELD INVESTIGATION

The geological investigation of slopes generally begins with fields surveys, aiming to map geological and pedological features and to identify instabilities and potential agents that may lead to mass movements. Main aspects to be analyzed in the field include: rock content, weathered soil profile, geological structures, instability and movement features, water upwelling areas and saturation zones, slope geometry and anthropic interference. Furthermore, particular attention should be given to the base and the top of slopes in potentially unstable regions (OLIVEIRA; BRITO (1998).

The mass movements inventory is an important method to elaborate a database with predictive features, hence, it is useful to investigate the indications of past mass movements. Therefore, the field investigation aimed at identifying: (i) the possible evidences that reflect the instable condition of the analyzed slope; (ii) the current and past mass movements; (iii) the morphological and geological aspects of these movements; (iv) the features and potential agents of deflagration of the mass movements processes; (v) the alteration of soil profile.

The relationship between typological classification of these phenomenon and deflagration agents assume special relevance, being an important theoretical foundation for studies and development of prevision models.

REMOTE SENSING

Remote sensing was applied in order to investigate the past mass movements as scars mapping of soil slides that are not clearly seen in the field due to vegetation growth over time. Despite landslides comprise past movements, their deflagration can be reactivated in case the conditions that led to rupture are repeated. The slide scars database was acquired using Google Earth Pro software, based on a chronological visual analyses of satellite images (2010-2016), using the vegetation absence as a criteria to identify scars.

SOIL CLASSIFICATION

The procedure to classify soils - determination of soils characteristics to distinguish different types of soil - for engineering purposes, is preceded by characterization. The basics for soil characterization is the aspects description, or important characteristics to elucidate the soils features (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

The testing characterizations included: specific gravity, Atterberg limits and particle size testing, normalized by technical standards of ABNT, as: NBR 6508, NBR 6459 and NBR 7180, and NBR 7181, respectively. The calculation of physical indexes is demonstrated in LAMBE; WHITMAN (1969).

GEOTECHNICAL PROPERTIES DETERMINATION

Geomechanical Parameters

The geomechanical parameters of soil shear resistance were obtained by triaxial tests. This method consists in the application of hydrostatic strain state and an axial loading over a 50 mm long and 100 mm high cylindrical soil specimen under Consolidated Isotropic Undrained (CIU) condition. In this case, the drainage is allowed just in the first stage of testing which dissipate the pore pressure originated by the specimen confinement during consolidation stage and restricting pore pressure output during shear stage.

To summarize, estimating strength and compressibility in a specific subsoil point, it is important to know the effective point stress at that moment which is crucial to evaluate the pore pressure (LAMBE; WHITMAN, 1969). The CIU testing, therefore, indicate the undrained resistance as a function of consolidation pressure – indicated by pore pressure variation. The testing was ended after an axial deformation of 15% and all data were processed in a data acquisition computer system. The execution of triaxial testing were normalized by the international technical standard BS 1377-8:1990 (BRITISH STANDARD, 1990).

Hydraulic Parameters

The study of water percolation (permeability) in slope instabilities is very important because the effective stress depends of the pore pressure which is affected by water percolation (PINTO, 2006). The coefficient of permeability (k) is determined by the velocity of water across a sample, which can either have a constant load or a variable load.

Variable load is used when the coefficient of permeability is low. This test is based on Darcy's Law, assuming the existence of direct proportionality between the flux velocities and the hydraulic gradients. According to the technical standard NBR 14545 (ABNT, 2000), it is admitted the continuity of flow without soil volume variation and total saturation of sample. The technical standard determines that the coefficient of permeability has to be acquired with water flowing across the soil in regime of laminar flow. In this study, the permeability tests were done with variable load using a rigid-wall permeameter in which the sample has no contact with the cell wall, with a bentonite sealing ring. Specimens are cylindrical sizing 100 mm in diameter and 100 mm in height.

K values are different in the horizontal and vertical directions – parallel and perpendicular directions to stratification planes – due to soil stratification. The massif average permeability depends on the flow direction related to the layers orientation. Based on Darcy's Law (LAMBE; WHITMAN, 1969), both the horizontal and vertical hydraulic gradient in each layer is constant, considering a continuous flow. Therefore, all tests were carried out with flow in both directions. The difference between the procedures for horizontal and vertical flow consisted in changes of water lines position related to water percolation.

RESULTS AND DISCUSSIONS

The study area was characterized morphologically as sub-leveled hills with round tops, concave-rectilinear slopes interspersed by convex slopes with high alterability degree. It was observed an alteration mantle with intermediate to large thickness, presenting colluvium material and well developed pedological horizon, along with rock fragments (granulitic gneisses). In a visual-tactile description, the material located at the base of slope is light brown comprises a clay silty soil with minor fine-grained sand, locally showing gravels. The soil located at the top of the slope is red brown, composed of a clay silty material with minor fine-grained sand and considerable amounts of gravel.

The points where were found evidences reflecting the slope unstable condition, and the agents and features that trigger deflagration of mass movements processes, are presented in Figure 4. The identification and classification of past and actual mass movements are described in the sequence.

The past mass movement observed and classified as rock fall is evident in the area by the presence of rocky blocks (Figure 5). The rocky blocks represent the breakdown of the Serra do Mar Suite granites which is not observed in the study area (CPRM (2015), yet occurs as a lithological contact with Luís Alves Granulitic Gneisses on the west. Likewise, CARVALHO et al. (2007) argue that the occurrence of breakdown processes is conditioned by the presence of rock outcrops in abrupt slopes, being potentialized by thermal amplitudes leading to dilatation and contraction of the rock.

This sort of destabilization is directly associated with both the rock fracturing conditions and high slope declivity which allow the isolation and detachment of one or more blocks downhill. The fall of rock blocks is a process expected to occur in the study area due to the conditions of the slope. However, it was difficult to reach areas of fresh rock to observe the rocky massif fracturing conditions during the field surveys. Thus, such process was considered in the susceptibility analyses because fragmented rock blocks were observed in the pipeline area.

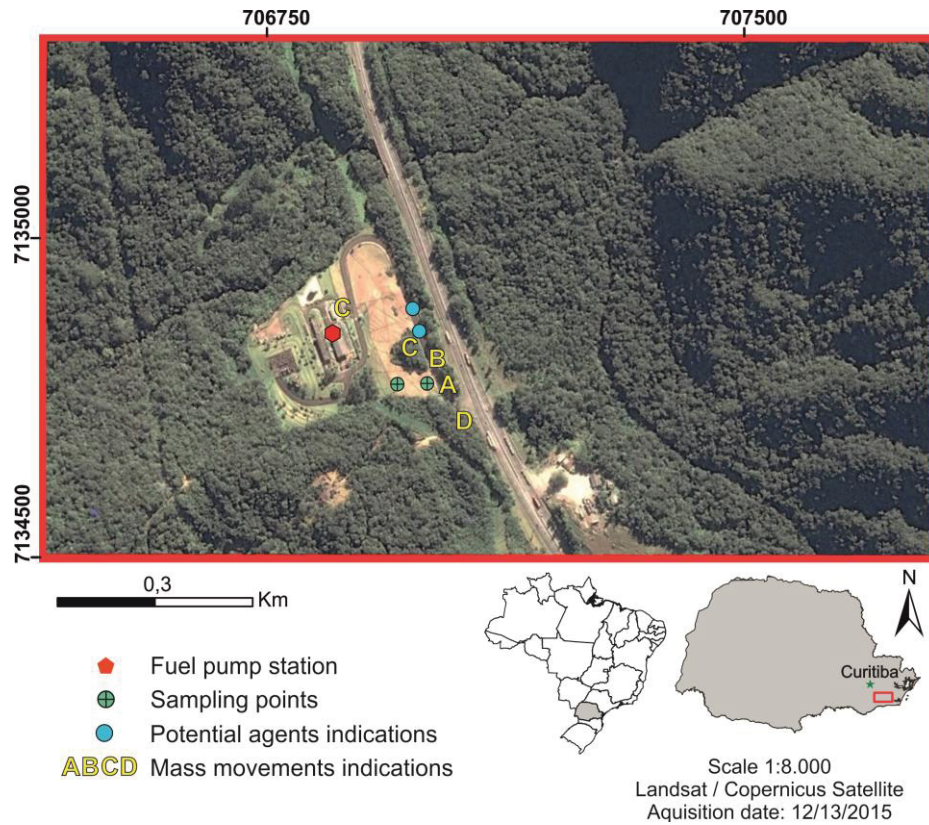


Figure 4: Cartographic representation of areas showing features and agents that enhance mass movement.



Figure 5: Rolled rock block. The rock blocks come from the granitoids of Serra do Mar Suite, which are shown as lithological contact, to the west, with the Granulitic Gneisses Luís Alves.

The soil movement, named soil creep, is evident by the acting of different processes such as the breaking of the retaining wall situated at the foot slope, a place considered critical point (Figure 6); the presence of tension cracks on the roadbed adjacent to the wall (Figure 7); and the presence of tilted fences and trees situated on the middle of the slope (Figure 8). It should be noted that the combination of the elements described above led to the typological classification of acting mass

movements, discarding the possibility that tension cracks had occurred in constructive problems consequence. According to CARVALHO et al. (2007), the process of soil creep does not show a defined rupture surface (movement plan), and its evidences are cracks observed in all of the natural land extension, which evolves gradually, and trees or any other fixed frame with variable tilting. The main anthropic cause of such process is the cut of slopes that interfere in its stability.



Figure 6: Broken retaining wall in the way situated at the foot of the slope considered critical point.

Colluvial soils are commonly subjected to soil creep phenomenon. This type of movement can be active for hundreds of years and its velocity is seasonal and controlled by groundwater level. According to VARNES (1978), the progressive action of soil creep can be considered a weakening and decreasing shear strength process, thus, favoring the rupture. Soil creep in slopes triggers gravitational cracks development at which soil mass preferentially move. Rock fall, however, despite representing a past movement, can be reactivated in case conditions the led to rupture are satisfied. This phenomenon integrates a natural process of relief development.



Figure 7: Tension cracks on the roadbed adjacent to the wall.



Figure 8: Tilted fences and trees situated on the said slope.



Figure 9: 1) Groundwater upwelling point; 2) Soil water logging zone.

Potential intrinsic agents of destabilization were observed in the analyzed hillside foot. Superficial drainage channels (Figure 9) were constructed in some areas along the slope which collect rainwater. The water flows from the top to the base of the slope at these channels. However, intense rainfall may lead to an increase of water flow in these drainage channels, causing water upwelling points due the elevation of the groundwater level and zones of soil super saturation – both considered intrinsic potential agents of destabilization. Moreover, the soil humidity is also increased due to higher infiltration degree, consequently leading to soil saturation. As a consequence, slope rupture is favored due to a decrease of the suction and of the shear resistance by enhancement in pore pressure.

Regarding the mass movements only indicated by satellite image analysis, it was possible to identify by the inventory of Figure 10, that the study area was subjected to landslides, as highlighted in the yellow circles. The slides on the hillsides, disregarding the circular and disconfining of the base (of locally occurrence), can occur by two ways: planar slides (translational) and deep slides (rotational) (VARNES, 1978). Although planar shallow slide is more frequent, it involves a thin layer of superficial soil (order of 1 m) and results in low volume of material mobilized downhill, which is considered poorly damaging. On the other hand, deep slides involve saprolithic soils, saprolite and the weathered rock massif, mobilizing great volumes of material. Therefore, despite deep slide movements have been regarded to be less frequent, it may cause more damage to the pipeline. However, one of the most important influencing factors that deflagrate this type of

movement is the high fracturing degree of the massif, which was not observed in the area.

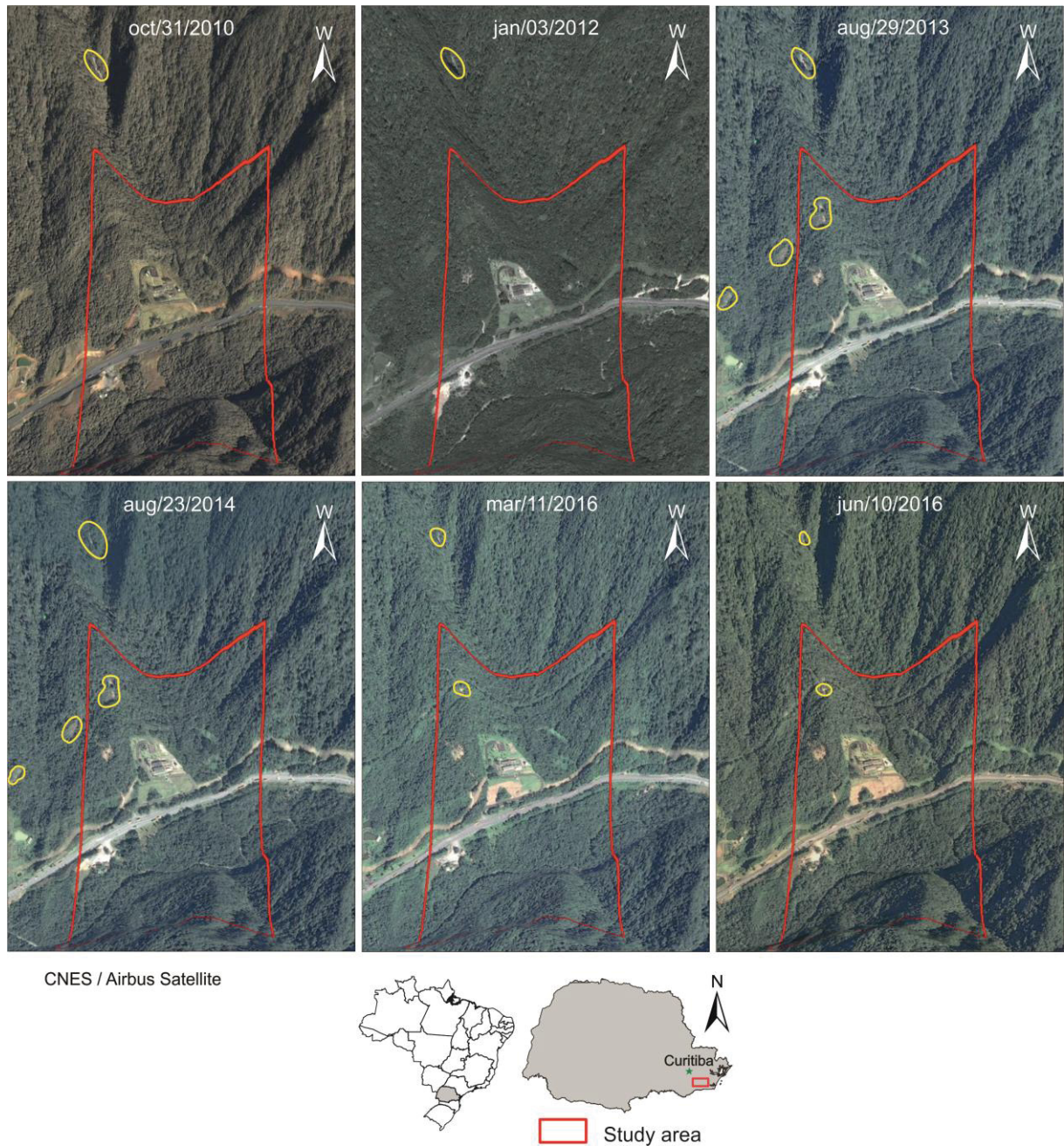


Figure 10: Landslide scars inventory in the study area and adjacencies. The representation of the area is in 3D visualization, and the yellow circles highlight the scars.

The study area shows the continuous acting of mass movements related to gravitational processes, which transported residual soils, colluvium material, rocky blocks, bent trees and cracks on the roadbed adjacent to the slope. There is an important theoretical basis to the development of predictive models by the

relationship between the typological classification of the occurred phenomenon (and in occurrence) and the deflagration agents.

Physical indices parameters of the materials involved in the mass movements processes were acquired with disturbed sample extracted from the quotes of 413 m (base) and 428 m (top) of the slope. Table 1 shows the result of the average amount of particle size (NBR 7181/2016) and Figures 11 and 12 display the particle size distribution curves. It should be noted that these tests were carried out with dried soil and with the use of deflocculating agent. Both samples presented a high concentration of silt particles (Table 1). Nevertheless, the base soil was classified as silt clay sandy soil and the top soil as silt sand clayey.

Table 1: Granulometric analysis of the sampled soils. Being: w: water content; e: void ratio; S: degree of saturation.

	Clay(%)	Silt (%)	Sand(%)	Gravel(%)	w (%)	e	S (%)
Base	27,7	55,4	16,2	0,7	47,4	1,11	96,3
Top	16,1	60,9	20,2	2,8	46,4	1,35	89,9

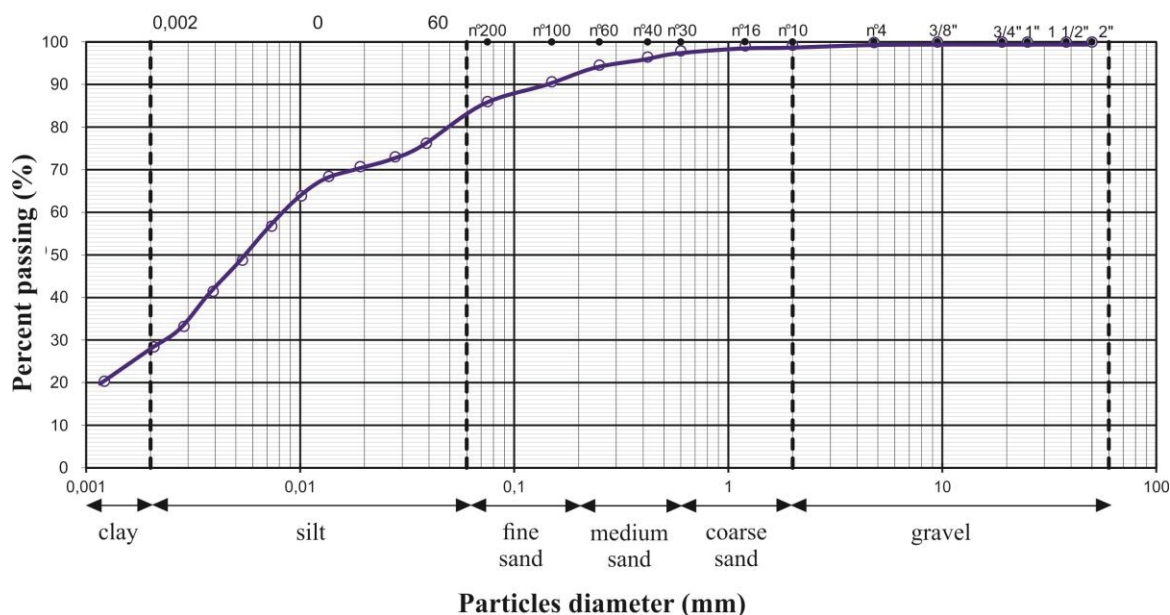


Figure 11: Particle size distribution curve of base soil.

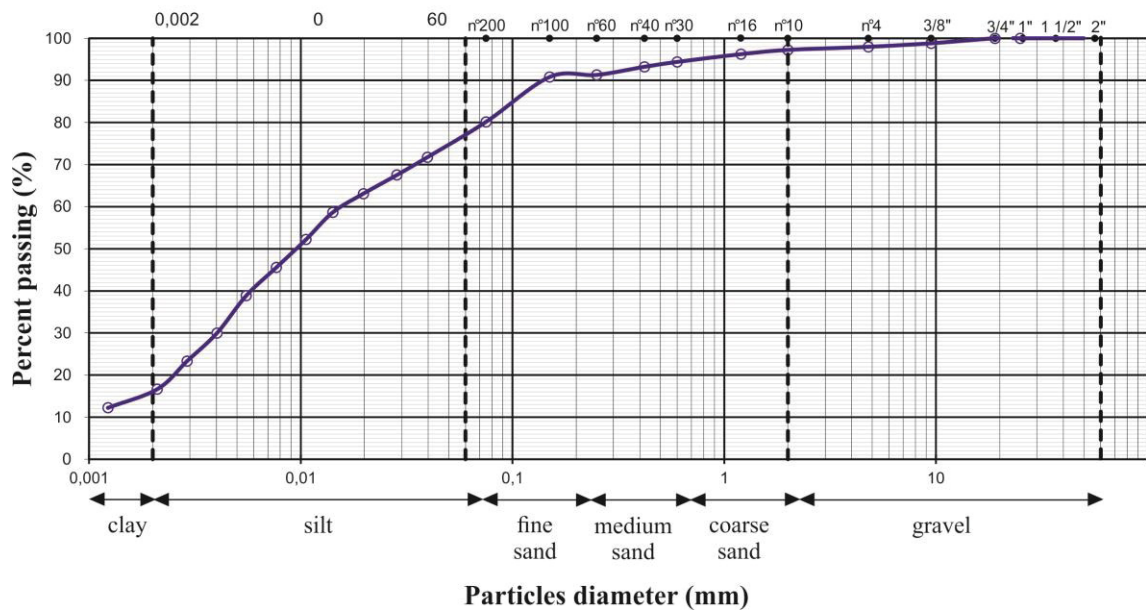


Figure 12: Particle size distribution curve of top soil.

LACERDA (2010) points out situations in which colluvial layer can exhibit a volume of void in situ of the same order than a overburden layer of a residual soil, depending on the colluvial soil genesis. If the colluvium is formed by a translational or rotational slide of the residual soil, it should preserve the features of the residual soil. LACERDA (2010) still argues that the natural void volume of the soil varies according to the mineral content of the parent rock and its weathering degree. However, colluvial soils are generally comprised of clay sandy materials with varying size blocks. Their heterogeneity is characterized by low consistence and saturated material.

The Atterberg limit tests, normalized by technical standards NBR 6459/2016 and NBR 7180/2016, as well as the specific gravity of a soil grain (γ_s), by NBR 6502/2016 and NBR 6508/2016, are presented in the Table 2. In both samples, the natural water content are between liquidity limit (LL) and plasticity limit (LP) values, indicating that the fine particles of the soil are in the plastic state. According to the plasticity indexes (IP), both samples were characterized with intermediate plasticity ($7 < IP < 15$). To evaluate the potential of clay fraction in the soil plasticity and cohesion, the activity index (IA) was calculated, as proposed by Skempton and demonstrated in (PINTO, 2006). The base soil was classified as inactive ($IA < 0,75$) and the top soil as normal ($0,75 < IA < 1,25$).

Table 2: Atterberg limits and state indexes of the sampled soils. Being: γ_s : specific gravity of a soil grain; LL: liquidity limit; LP: plasticity limit; IP: plasticity index; IA: activity index; USCS: Unified Soil Classification System; ML-MH: inorganic silt soil with intermediate plasticity.

	γ_s (kN/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP	IA	USCS
Base	26,9	51	39	12	0,43	ML-MH
Top	27,3	51	38	13	0,81	ML-MH

According to the Unified Soil Classification System (USCS), and based on the plasticity chart, both samples (base and top) were classified as inorganic silt soil with intermediate plasticity (ML-MH), in other words, insignificant volumetric deformation is observed when external charges are applied. The silt technical features obtained by particle size tests agree well with both the technical standard NBR 6502 (ABNT, 2016) and USCS classification.

The triaxial tests were done to obtain the pore pressure variation curves versus axial strain ($\Delta u \times \varepsilon_a$) and the stress path – lower effective stress versus medium effective stress ($t \times s'$). The graphic representation for the base soil are shown in Figures 13 and 14, and for the top soil in Figures 15 and 16.

Through the stress path it is possible to determine a and α values – a is the value of line intersection with the y-axis, and α is the angle with the horizontal (x-axis). The cohesive intercept (c) and the internal friction angle (ϕ) values are determined from the a and α values. The formulas to find ϕ and c are in LAMBE; WHITMAN (1969) and are presented in equations 1 and 2, respectively.

$$\text{sen } \phi = \text{tg } \alpha \quad (1)$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \quad (2)$$

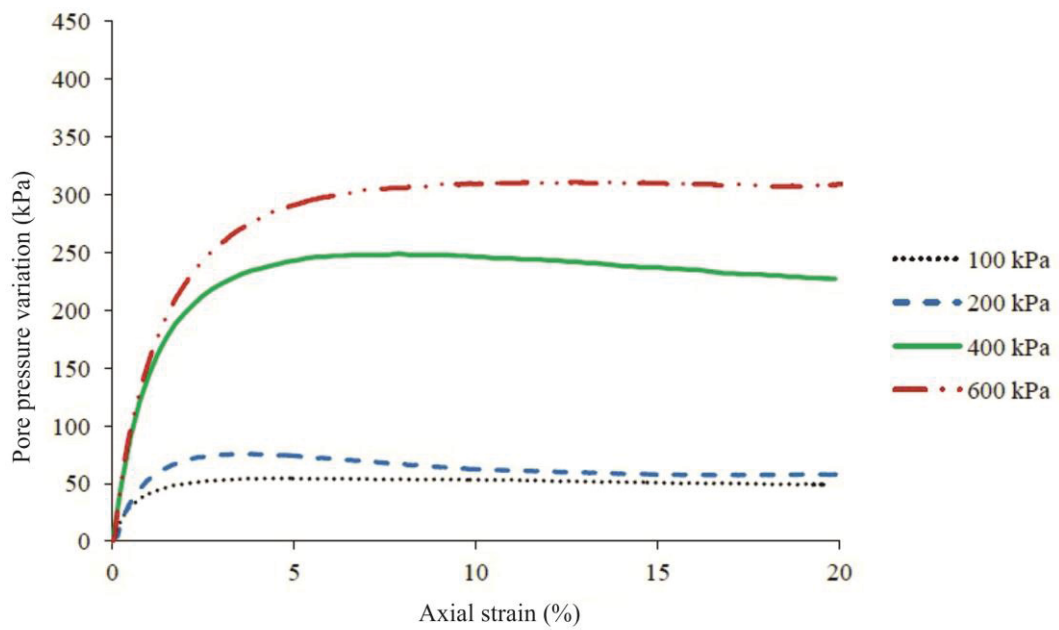


Figure 13: Pore pressure variation versus axial stress curves of the base soil.

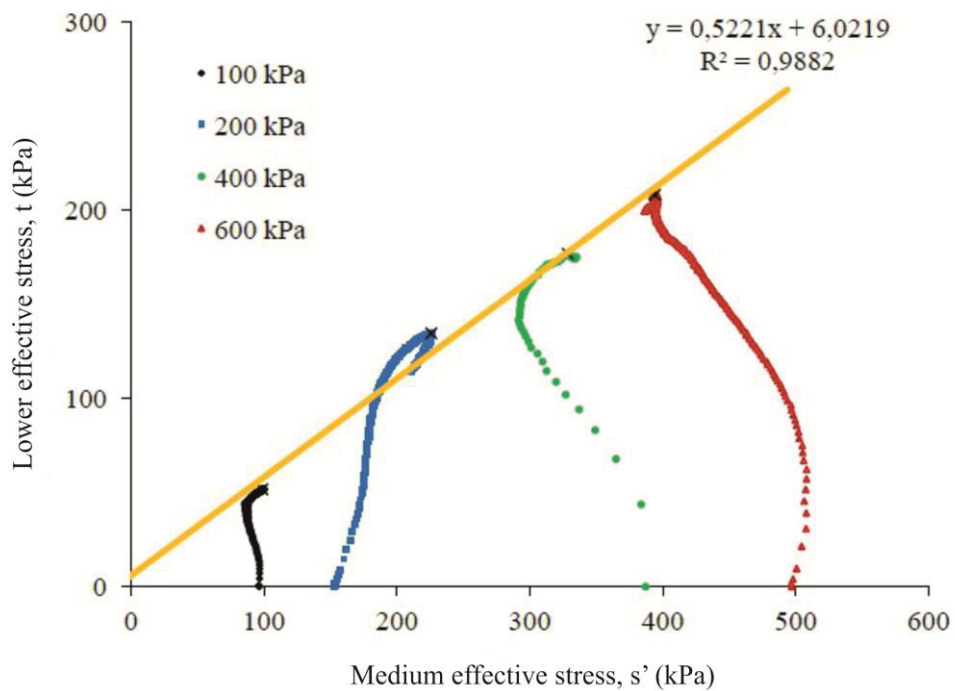


Figure 14: Medium effective stress versus lower effective stress of the base soil.

The stress path curves of the base soil show no occurrence of a clear shear strength peak after the rupture for stresses of 100, 400 and 600 kPa. However, the effective stress of 200 kPa presents a strong downward trend. Insignificant pore pressure variation ($\Delta u \times \epsilon_a$) for any of the effective stresses applied is observed.

Combining the equations 1 and 2 and the stress path in Figure 14, it was possible to determine a cohesive intercept of 7,1 kPa and an internal friction angle of 27,6°.

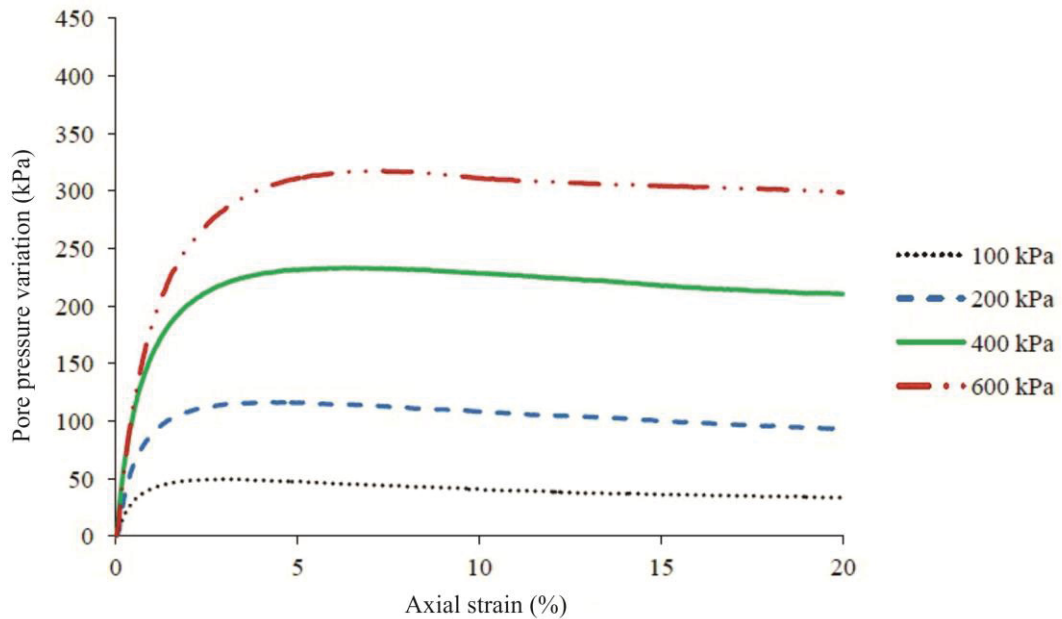


Figure 15: Pore pressure variation versus axial stress curves of the top soil.

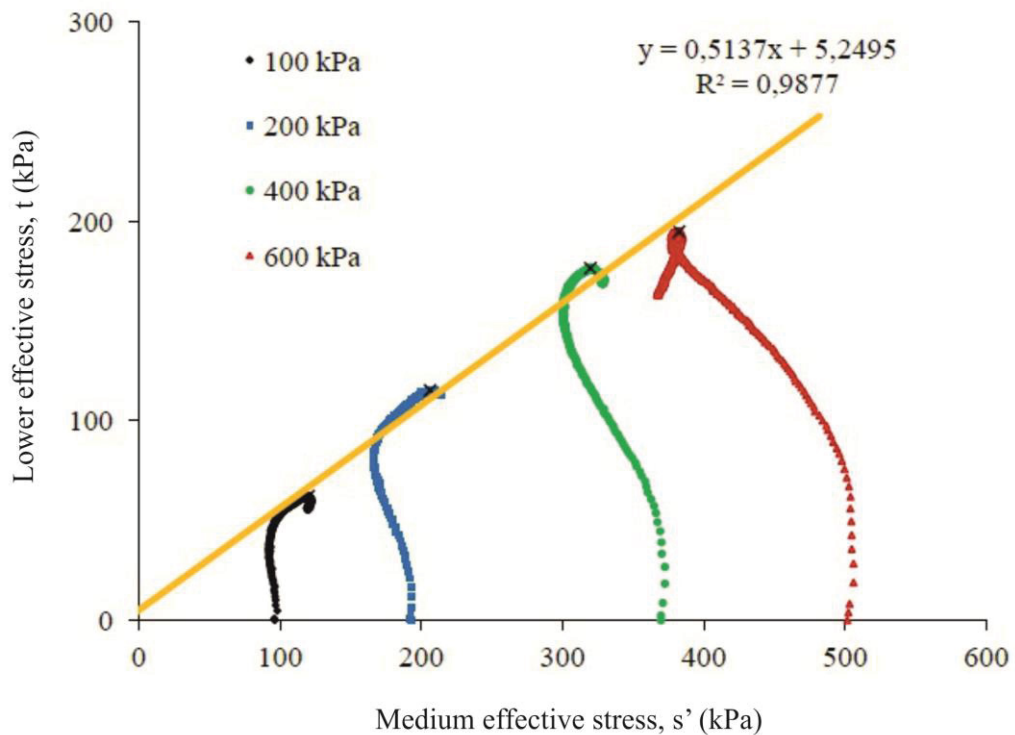


Figure 16: Medium effective stress versus lower effective stress of the top soil.

The stress path for the top soil, on the other hand, show a clear peak of shear strength after the rupture for stresses of 100, 200 and 400 kPa, and a shear strength

peak after the rupture at the stress of 600 kPa. The pore pressure variation present a downward trend. Combining the equations 1 and 2 and the stress paths in Figure 16, it was determined a cohesive intercept of 6,1 kPa and an internal friction angle of 30,9°.

The cohesion and internal friction angle for both soils collected (base and top) are equivalent to values determined for colluvial soils, as in SILVEIRA (2003) and SILVEIRA (2008). The low cohesion expected for this type of soil is related to the high percentage of silt and sand particles.

The results of the hydraulic characterization tests are shown in Table 3, which display k values obtained in the permeability tests (compare with Table 4 which gives typical values of permeability coefficient as in PINTO (2006), based on the grain sizes) for flows established in both horizontal and vertical directions. In SILVEIRA (2008), k values for colluvial soils obtained during the percolation stage in the triaxial equipment varied between 1,8 to 7,5 x 10⁻⁶ m/s.

Table 3: Values of k obtained by permeability testing using variable load.

	Horizontal flux	Vertical flux
Base	1,62 x 10 ⁻⁷	1,53 x 10 ⁻⁶
Top	3,77 x 10 ⁻⁶	2,62 x 10 ⁻⁶

Based on the geotechnical test, it is observed that both samples (base and top soil) present similar geomechanical behavior defined as normally consolidated soils – not submitted to a vertical effective stress larger than the current. Despite the absence of a peak in the pore pressure variation curve, it was concluded that it is an uncompacted soil. The hydraulic behavior for both samples display permeability coefficients characteristic of typical silty soils.

It is important to notice that just using a tactile-visual characterization it would not possible fit them as been the same type of soil. Stands out that the heterogeneity in relation to the colors and the particle size variation is common for a typical colluvial soil. Therefore, both samples were classified as colluvial soils because they present the same geotechnical behavior. This colluvial material may have been formed by residual soils situated on the upper part of the slope and later transported hillside by natural erosive processes or by gravitational mass movements.

CONCLUSIONS

The colluvial soil that comprises the slope represents a constant danger for the pipeline because it may be a product of past mass movements deposited under minimum stability conditions, without any structuring or cementation, and with extreme heterogeneity of textures, resistance and permeability – inherent characteristics of this type of soil.

The field surveys aided to comprehend the changes in the landscape and in to understand the dynamic of the past and acting events in the study area. These phenomena are part of the local relief evolution process and they are recurrent in function of the existence of triggering agents (tilt, altitude, lithology, pedology and mainly high rainfall indexes during summer). Referring to the appropriate terminology to define the main acting phenomena, it is possible to classify it as a soil creep. It was shown a constant acting of gravitational mass movement processes, which transport residual soils, colluvial material, rocky blocks, bend trees and develop structures on the roadbed near the slope. The relationship between the typological occurred phenomena classification (and in acting process) and the deflagration agents, there is an important theoretical base to develop predictive models to prevent these processes.

The particle size classification according to the ABNT can be divided in two types: silt clay sandy and silt sand clayey, considered for sample collected at the base and top slope, respectively. The clay activity indicates that they are inactive. Based on USCS classification, both samples are defined as silt soil with intermediate plasticity with insignificant volumetric deformation under external loads.

The water upwelling observed on the slope base can be related to the rise of the subsurface water level in these points or just to water logging areas. The soil located uphill is relatively more permeable (larger void index and higher amounts of sand and gravel), which can directly influence the water infiltration and the flow of rainwater, leading to water concentration in the inferior parts of the slope. The increase in the water infiltration degree elevates the soil humidity, saturating it leading to a decrease of the suction and the shear resistance due to a rise in pore pressure at the slope base. Supporting this hypothesis, the base soil presented a saturation degree higher than the top soil – 96.3% and 89.9%, respectively (both sampled under the same

natural conditions). Increased saturation in the foot slope can contribute to the creep movement, enhancing the instability of the slope and leading to slope rupture.

To summarize, it is concluded that the slope can move slowly in the form of creep, constantly, with slight increase of speed either in the rainy seasons, or in a pulsating way, associated with the rain season. The creep phenomenon may lead to the rupture of the duct, implying serious socio-environmental problems. The previous movements, classified as rock fall and landslides – although there are no indications or they do not represent sufficient bases for affirmation of the repetition of occurrence – can contribute to the damage of the pipeline if the conditions that led to the outbreak of these processes is repeated.

ACKNOWLEDGMENTS

The first author thanks Transpetro and the Lactec Institutes for funding the research, and Capes for granting the scholarship.

REFERENCES

- BIGARELLA, J. J. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. Florianópolis: Editora da UFSC, 2003.
- BRITISH STANDARD. BS 1377-8:1990. Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 8: Shear strength tests (effective stress). 1990.
- CARMIGNANI, L.; FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. 2ª edição ed. Curitiba: Editora UFPR, 2009.
- CPRM, S. G. DO B. Integração geológica e avaliação do potencial mineral do Cráton Luís Alves com foco nas rochas máfico-ultramáficas e mineralizações de ferro. Mapa preliminar de integração geológico-geofísica - Escala 1:250.000. , 2015.
- KAUL, P. F. T. **O Magmatismo na Serra do Mar e Adjacências (Sul Do Brasil) No Final Do Proterozóico E Seus Condicionantes Tectônicos**, 1997. Universidade de São Paulo.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: Jhon Wiley & Sons, 1969.
- MAACK, R. **Geografia física do Estado do Paraná**. Rio de Janeiro: José Olympio

Editora, 1981.

MINEROPAR, M. DO P. **Atlas geomorfológico do Estado do Paraná - Escala base 1:250.000, modelos reduzidos 1:500.000**. Curitiba, 2006.

NASCIMENTO, E. R.; SALAMUNI, E.; QUEIROZ, G. L.; SILVA, P. A. H. DA; FIORI, A. P. Evidências De Determinação Morfotectônica E Neotectônica No Relevo Da Serra Do Mar No Estado Do Paraná. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 14, n. 3, 2014.

OLIVEIRA, A. M. DOS S.; BRITO, S. N. A. DE B. (EDS.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

SKEMPTON, A. W.; HUTCHINSON, J. N. Stability of natural slopes. In: M. S. of S. Mechanics (Ed.); Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. p.291–340, 1969. Mexico City: State of the Art Volume.

VARNES, D. J. Slope Movement Types and Processes. **Transportation Research Board Special Report**. p.11–33, 1978.

6 CONCLUSÕES

Na presente dissertação foram aperfeiçoadas as informações sobre uma encosta atravessada pelo duto OSPAR, operado pela TRANSPETRO, situada próxima à margem da rodovia federal BR 376, no km 67. Ela compreende-se numa região onde ocorreram e ocorrem inúmeros movimentos de massa de distintas tipologias. A importância do enfoque na referida encosta reside no fato de ela ser considerada um ponto crítico por apresentar indícios de ocorrências atuantes de movimentações de massa, os quais podem acarretar no rompimento do duto.

No que tange a integridade prevista e esperada da dutovia, do ponto de vista geotécnico, o solo coluvionar que compõe a encosta representa um constante perigo ao duto, pois pode ser produto de movimentações de massa pretéritas, em geral depositado sob condições mínimas de estabilidade, sem qualquer estruturação ou cimentação, e de extrema heterogeneidade, tanto de texturas quanto de resistência e permeabilidade – características inerentes desse tipo de solo.

Os levantamentos de campo auxiliaram na compreensão das alterações na paisagem e no entendimento da dinâmica dos eventos ocorridos e ainda atuantes na área de estudo. Houve a possibilidade ainda, da constatação de que tais fenômenos fazem parte do processo de evolução do relevo local e que são recorrentes em função da existência de um conjunto de condicionantes deflagradores (declividade, altitude, litologia, pedologia e principalmente elevados índices pluviométricos recorrentes no verão). Referindo-se a terminologia apropriada para definir o principal fenômeno atuante, é possível classificá-lo como rastejo.

Em suma, verificou-se na área de estudo a constante atuação de processos gravitacionais de movimentação de massa, os quais transportam solos residuais, material coluvionar, blocos rochosos, além de árvores e estruturas no leito da estrada adjacente à encosta. Por meio da relação entre a classificação tipológica dos fenômenos ocorridos (e em processo de ocorrência) e os agentes de deflagração, tem-se uma importante base teórica para o desenvolvimento de modelos preditivos para contenção desses processos.

A classificação granulométrica dos solos segundo a ABNT pode ser dividida em dois tipos: silte argilo arenoso e silte areno argiloso, considerados base e topo, respectivamente. Por se tratar de um solo com alta concentração de grãos argiloso, analisou-se a atividade das argilas indicando serem inativas. Quando classificadas pelo SUCS, as amostras foram caracterizadas como siltes de média plasticidade, não apresentando, portanto, deformações volumétricas significativas quando lhe são aplicadas cargas externas.

As surgências de água observadas na base da encosta podem estar relacionadas ao afloramento do nível d'água naqueles pontos ou apenas a zonas de encharcamento. O solo do topo apresentou-se ligeiramente mais permeável (maior índice de vazios e maior concentração de grãos na fração areia e pedregulho), o que pode influenciar na infiltração e no escoamento da água pluvial, levando à sua concentração nas cotas inferiores do perfil da encosta. O aumento na taxa de infiltração dessa água eleva a umidade do solo, saturando-o. Por consequência, tem-se a diminuição da sucção e da resistência ao cisalhamento pelo aumento da poropressão na base da encosta.

Corroborando o proposto, o solo da cota inferior apresentou-se com grau de saturação maior do que o solo do topo – 96,3% e 89,9%, respectivamente (ambos amostrados sob as mesmas condições naturais). Uma maior saturação no sopé pode contribuir para o movimento de rastejo, potencializando a instabilização da encosta e levando à ruptura do talude.

Em suma, concluiu-se que a encosta pode mover-se lentamente na forma de rastejo, seja constantemente, com ligeiro aumento de velocidade nas épocas chuvosas, ou de modo pulsante, associado à sazonalidade pluviográfica. O fenômeno de rastejo pode vir a ocasionar o rompimento do duto, implicando em sérios problemas de cunho socioambiental. Os movimentos pretéritos, classificados como queda de blocos e escorregamentos – apesar de não haverem indícios ou destes não representarem bases suficientes para afirmação da repetição de ocorrência – podem contribuir para o prejuízo do duto caso as condições que levaram à deflagração desses processos venham a se repetir.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 14545**. Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2000
- ABNT. **NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016a
- ABNT. **NBR 6457**. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016b
- ABNT. **NBR 6508**. Grãos de Solos que Passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016c
- ABNT. **NBR 6459**. Solo - Determinação do limite de liquidez. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016d
- ABNT. **NBR 7180**. Solo - Determinação do limite de plasticidade. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016e
- ABNT. **NBR 7181**. Análise granulométrica de solos. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016f
- ABNT. **NBR 6502**. Rochas e solos. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016g
- ASTM. **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**. [s.l.] American Society for Testing and Materials, 1988.
- ASTM. **D2487-11**. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). **Anais...**American Society for Testing and Materials, 2011
- AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas. **Anais...**1992
- BIGARELLA, J. J. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. Florianópolis: Editora da UFSC, 2003.
- BLIGHT, G.; LEONG, E. C. (EDS.). **Mechanics of Residual Soils**. Second ed. New York: CRC Press, 2012.
- BRITISH STANDARD. **BS 1377-8:1990**. Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 8: Shear strength tests (effective stress). **Anais...**1990
- CARMIGNANI, L.; FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. 2ª edição ed. Curitiba: Editora UFPR, 2009.
- CPRM, S. G. DO B. **Integração geológica e avaliação do potencial mineral do Cráton Luís Alves com foco nas rochas máfico-ultramáficas e mineralizações de ferro. Mapa preliminar de integração geológico-geofísica - Escala 1:250.000**, 2015.
- CRUDEN, D. M. A simple definition of a landslide. **Bulletin of the International**

- Association of Engineering Geology - Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur**, v. 43, n. 1, p. 27–29, 1991.
- CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide types and processes. **Transportation Research Board**, v. Special Re, p. 36–75, 1996.
- DANIEL, D. E. **Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil**. [s.l.: s.n.].
- DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. 6ª ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.
- DEERE, D. U.; PATTON, F. D. **Slope stability in residual soils**. Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...Puerto Rico: 1971**
- FERNANDES, N. F. et al. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas : Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, p. 51–71, 2001.
- FRENCH, C. A. I. **Alluviated fen-edge prehistoric landscapes in Cambridgeshire, England** Firenze Archeologia del Paesaggio, , 1992.
- GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- KAUL, P. F. T. **O Magmatismo Na Serra Do Mar E Adjacências (Sul Do Brasil) No Final Do Proterozóico E Seus Condicionantes Tectônicos**. [s.l.] Universidade de São Paulo, 1997.
- KOZCIAK, S. **Análise Determinística Da Estabilidade De Vertentes Na Bacia Do Rio Marumbi – Serra Do Mar – Paraná**. [s.l.] Universidade Federal do Paraná, 2005.
- LA-ROCHELLE, P. et al. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. In: **Advanced triaxial testing of soil and rock**. [s.l.: s.n.]. p. 715–731.
- LACERDA, W. A. **Casos de Escorregamentos em Encostas Coluviais em Regiões Tropicais**. 1º Colóquio de Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil. **Anais...Porto Alegre: Anais: CPGEC/UFRGS, 1985**
- LACERDA, W. A. Landslide initiation in saprolite and colluvium in southern Brazil: Field and laboratory observations. **Geomorphology**, v. 87, n. 3, p. 104–119, 2007.
- LACERDA, W. A. Shear strength of soils derived from the weathering of granite and gneiss in Brazil. **Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications**, v. 23, n. 1, p. 167–182, 2010.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: Jhon Wiley & Sons, 1969.
- LEOPOLD, M.; VÖLKEL, J. Colluvium: Definition, differentiation, and possible suitability for reconstructing Holocene climate data. **Quaternary International**, v. 162–163, p. 133–140, 2007.
- MAACK, R. **Geografia física do Estado do Paraná**. Rio de Janeiro: José Olympio

- Editora, 1981.
- MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- MINEROPAR, M. DO P. **Atlas geomorfológico do Estado do Paraná - Escala base 1:250.000, modelos reduzidos 1:500.000**. Curitiba: [s.n.].
- MOHR, O. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. **Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure**, p. 1572–1577, 1900.
- NASCIMENTO, E. R. **Morfotectônica e origem das morfoestruturas da Serra do Mar paranaense**. [s.l.] Universidade Federal do Paraná, 2013.
- OLIVEIRA, A. M. DOS S.; BRITO, S. N. A. DE B. (EDS.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.
- PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- PRAKASH, S. **Fundamentals of soil mechanics**. Rolla: Samsner Prakash Foundation, 1995.
- SANDRONI, S. **Micromorphology and the interpretation of a landslide in gneissic residual soil**. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Complex formations. **Anais...Capri**: Ass. Geotecnica Italiana, 1977
- SILVEIRA, R. M. DA. **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- SILVEIRA, R. M. DA. **Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São Vendelino (RS)**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2008.
- SKEMPTON, A. W.; HUTCHINSON, J. N. **Stability of natural slopes**. (M. S. of S. Mechanics, Ed.)Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...Mexico City**: State of the Art Volume, 1969
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. v. 18 ed. New York: Wiley, 1943.
- TROEH, F. R. **Landform equations fitted to contour maps****American Journal of Science**, 1965. Disponível em: <<http://www.ajsonline.org/cgi/doi/10.2475/ajs.263.7.616>><<http://www.sci-hub.org/10.2475/ajs.263.7.616>>
- VARNES, D. J. Slope Movement Types and Processes. In: **Transportation Research Board Special Report**. [s.l: s.n.]. p. 11–33.