

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

KELLY CRISTINA ANDRADE MATTOS

Processos de Instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313.

São Carlos
2009

KELLY CRISTINA ANDRADE MATTOS

Processos de Instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313.

Dissertação apresentada ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo, para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Oswaldo Augusto Filho

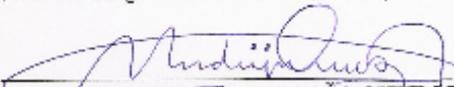
São Carlos
2009

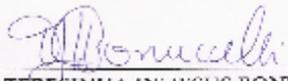
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira KELLY CRISTINA ANDRADE MATTOS.

Dissertação defendida e julgada em 25/09/2009 perante a Comissão Julgadora:


Prof. Dr. OSWALDO AUGUSTO FILHO (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovada


Prof. Dr. RUDSONY DA CONCLIAÇÃO QUEIROZ
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP/campus de Bauru) Aprovada


Prof. Dr. TERESINHA DE JESUS BONUCELLI
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar) Aprovada


Prof. Titular LAZARO VALENTIN ZUQUETTE
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Genética


Prof. Titular GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da BRSC.

BRSC/2009
Serviço de Pós-Graduação
Pós-Graduação em Genética


DEDICATÓRIA

*A meus pais e minha irmã
por todo apoio, carinho e
compreensão e ao meu padrinho
Antonio Parra Oller (in memoriam).*

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado força, coragem e determinação para chegar até o fim.

Ao CNPq pelo apoio financeiro através da concessão da bolsa de mestrado.

Ao Prof. Dr. Oswaldo Augusto Filho por ter me acolhido e por toda a atenção dedicada, amizade, compreensão por minhas limitações durante a elaboração deste trabalho e pela valiosa orientação.

Aos meus pais Marcos e Berenice por tudo que me ofereceram e ainda o fazem. Em especial ao meu pai por ter despertado ainda que indiretamente em mim quando criança o amor pela geotecnia e pelas obras de terra. Ao meu eterno segundo pai Antonio Parra Oller que não pode presenciar mais esta conquista.

A minha irmã Karina por toda compreensão e amizade.

A todos os professores do Departamento de Geotecnia da EESC, pela amizade.

Agradeço a Maristela, Álvaro, Neiva, Zé Luiz, Oscar, Décio, Seu Antonio, Benedito e Herivelto por toda a solicitude e gentileza que sempre me dispensaram.

Ao Prof. Dr. Rudney C. Queiroz da UNESP/Bauru por toda amizade desde a época da faculdade.

Aos técnicos José Figueiredo e Felisberto Batista dos Santos da UNESP/Bauru por toda ajuda em alguns trabalhos de campo.

Aos meus amigos de Bauru por todo companheirismo, amizade, dedicação, vocês são a minha base. Emanuelle, Paula, Manuela, Rodolfo, Mara, Rê, Wu, Danilo, Gustavo, Fábio, Diego, Sthefani, Caoní, Morto, Bodão, Érico, Richard, Serginho.

Aos amigos que por aqui encontrei: Valéria, Vagner, Juliana, Luciene, Wanessa, Roger, Alexandre, Cléber, Léo, Elaine, Osvaldo, Júnio. Aos colegas Dani Cenci, Dani Japa, Aline, Sérgio, Rafaela. A todos que conheci em São Carlos.

A SPVIAS Rodovias Integradas do Oeste S/A. – pela pronta disposição em disponibilizar a área tão importante à realização deste trabalho, aos Engs. João Batista e Ananias Júnior, em especial.

Sem me esquecer dos amigos Décio Bizotto Júnior, Vanessa Medolago e Felipe Pupo pela amizade infinita e a grande amiga Cecília Bueno Tesch por estar presente durante toda essa etapa e as demais que virão.

***"Se se quer ser alguém, deve
venerar-se a própria sombra."***
Friedrich Nietzsche

RESUMO

O trabalho apresenta os resultados de pesquisa voltada à investigação de processos de erosão e de deslizamentos afetando taludes rodoviários em solos residuais arenosos. A abordagem do estudo combinou diferentes ferramentas de investigação e de caracterização geológica–geotécnica e utilizou escalas de trabalho regional e de detalhe (1:50.000 a 1:500). Ela foi aplicada na rodovia Castelo Branco (SP-280), que está localizada na região sudoeste do estado de São Paulo, Brasil.

As principais etapas da pesquisa abrangeram: levantamento de dados existentes; elaboração de base cartográfica e mapas temáticos utilizando Sistema de Informação Geográfica (SIG); levantamentos de campo; identificação dos taludes mais críticos; realização de ensaios laboratoriais (análise granulométrica, erodibilidade, resistência ao cisalhamento direto natural e inundado) e de análises de estabilidade dos taludes. Os resultados obtidos nestas etapas do estudo permitiram a identificação das causas e dos mecanismos dos processos de instabilização e a indicação das diretrizes gerais para a recuperação dos taludes afetados.

ABSTRACT

The paper presents the results of research focused on the investigation of erosion and slides processes affecting highway cut slopes in residual sandy soils. The approach of the study combined the different engineering geological investigation and characterization tools and used regional and detail work scales (1:50,000 to 1:500). It was applied in the Castello Branco Highway (SP-280), which is located in the south-west region of the São Paulo state, Brazil.

The main steps of the research included: survey of existent data; preparation of the cartographical base and the thematic maps using Geographical Information System (GIS); field surveys; identification of the most critical cut slopes; realization of laboratorial essays (granulometry, soil erodibility, shear strength in natural and flooded humidity conditions) and slope stability analysis of the highway cut slopes. The results obtained in these steps of the study allowed the identification of the causes and mechanisms of the slope instability processes and the indication of the general directives for the recuperation of the affected cut slopes.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE FIGURAS	iii
ÍNDICE DE TABELAS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS	vii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Aspectos Gerais das Classificações e da Dinâmica dos Movimentos de Massa	4
2.2. Processos de Instabilização em Taludes de Corte e Aterro	11
2.2.1. Erosão	12
2.2.2. Desagregação Superficial	14
2.2.3. Escorregamentos em Cortes	14
2.2.4. Escorregamentos em Aterros	15
2.2.5. Recalques em Aterros	16
2.2.6. Escorregamentos em Linhas de Drenagem	17
2.2.7. Escorregamentos Devido ao Sistema de Drenagem e Proteção Superficial	18
2.2.8. Queda e Rolamento de Blocos	19
2.3. Solos Residuais de Rochas Sedimentares Arenosos	20
2.4. Métodos de Investigação, de Caracterização e de Análise de Investigação de Talude	22
2.5. Obras de Estabilização de Taludes	24
2.5.1. Reconstrução em Aterros	26
2.5.2. Retaludamento	27
2.5.3. Obras de Contenção	27
2.5.4. Obras de Drenagem	31
2.5.5. Obras de Proteção Superficial	33
3. MÉTODO	36
3.1. Levantamentos de Campo	37
3.2. Elaboração da Base Cartográfica Digital na Escala 1:50.000	38
3.3. Modelo Digital de Terreno, Mapas Hipsométrico e de Declividade	39
3.4. Mapa de Materiais Inconsolidados	40
3.5. Análise Preliminar dos Dados Regionais	40
3.6. Análise da Topografia de Detalhe dos Taludes Críticos	40
3.7. Ensaios Laboratoriais	41
3.7.1. Massa Específica dos Sólidos	41

3.7.2. Massa Específica Aparente Seca	42
3.7.3. Adsorção de Azul de Metileno	42
3.7.4. Erodibilidade.....	44
3.7.5. Granulometria Conjunta.....	46
3.7.6. Proctor.....	47
3.7.7. Cisalhamento Direto	47
3.7.8. Cisalhamento Direto Inundado	50
3.8. Análises de Estabilidade.....	51
3.9. Integração, Análise dos Resultados e Proposição de Diretrizes Gerais para Correção dos Processos de Instabilização.....	51
4. ARÉA DE ESTUDO.....	52
4.1. Aspectos Regionais: Geologia, Relevo, Solos e Clima	54
5. RESULTADOS	56
5.1. Base Cartográfica, Modelo Digital do Terreno e Mapa de Declividade	56
5.2. Mapa de Materiais Inconsolidados	64
5.3. Identificação dos Taludes Críticos	69
5.4. Análise da Topografia de Detalhe dos Taludes Críticos.....	74
5.5. Ensaio de Laboratório.....	81
5.5.1. Análise Granulométrica, Massa Específica e Capacidade de Troca Catiônica .	82
5.5.2. Erodibilidade.....	85
5.5.3. Resistência ao Cisalhamento	87
5.6. Análises de Estabilidade.....	89
5.6.1. Pista Leste.....	89
5.6.2. Pista Oeste.....	93
5.7. Medidas de Recuperação e Prevenção	96
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	98
7. CONCLUSÕES	104
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Ensaio de massa específica seca.....	43
Figura 2 – Ensaio de Azul de Metileno.	43
Figura 3 – Materiais utilizados no ensaio de absorção de água.	44
Figura 4 – Gráfico de obtenção para o índice de absorção.	45
Figura 5 – Ensaio de perda de massa por imersão. (Foto Silva, A. F. 2003).....	46
Figura 6 – Ensaio de Sedimentação	47
Figura 7 – Preparação das amostras de Proctor.	47
Figura 8 – Condição de campo.	48
Figura 9 – Equipamento de ensaio.....	49
Figura 10 – a – Prensa de Cisalhamento Direto; b – Caixa de deslocamento.	49
Figura 11 – a - Caixa bipartida; b – amostra ensaiada.	50
Figura 12 – Caixa de deslocamento com água e amostra ensaiada.....	50
Figura 13 – Interface do Programa Winstabl.	51
Figura 14 – Localização da área de estudo.....	53
Figura 15 – Gráfico da pluviometria da região (Fonte: Site SIGRH, outubro de 2008). 55	
Figura 16 – Base cartográfica digital sem as fotos aéreas.	58
Figura 17 – Base cartográfica digital com as fotos aéreas.	59
Figura 18 – Mapa hipsométrico da área de estudo elaborado a partir do MDT.	60
Figura 19 – Mapa de declividade da área de estudo elaborado a partir do MDT.....	61
Figura 20 – Perfil topográfico do trecho estudado da SP-280, elaborado a partir do MDT.....	63
Figura 21 – Mapa de materiais inconsolidados da área de estudo.....	65
Figura 22 – Foto do afloramento de arenito conglomerático alterado da Formação Marília (km 307+500, pista leste).	68
Figura 23 – Fotos de lupa digital com aumento de 50 vezes:.....	68
Figura 24 – Foto de nível conglomerático formando uma linha de seixos no solo residual do arenito da Formação Marília (berma do talude de corte da pista oeste, km 313).....	69
Figura 25 – Foto das feições de instabilização de grande porte presentes no talude de corte da pista leste, km 313.	70
Figura 26 – Foto das feições de instabilização de grande porte presentes no talude de corte da pista oeste, km 313.	71
Figura 27 – Foto das feições de instabilização de médio porte no talude de corte da pista oeste (km 305+500, fim do trecho) sendo corrigidas.....	71

Figura 28 – Foto da feição erosiva formada no pé do talude leste após o período chuvoso (km 313).....	72
Figura 29 - Foto da feição erosiva formada após o período chuvoso na região que antes era uma berma na pista leste (km 313).	72
Figura 30– Mapa de localização das feições de instabilização e dos locais amostrados para ensaios.	73
Figura 31 – Fotos da conformação geométrica dos taludes de corte km 313 pista leste, antes (esquerda) e pós remoção da berma intermediária (direita).	74
Figura 32 – Base cartográfica de detalhe dos taludes de corte do km 313 da rodovia SP-280 (sem a topografia de detalhe da SPVIAS).	75
Figura 33 – Base cartográfica de detalhe dos taludes de corte do km 313 da rodovia SP-280.....	77
Figura 34 – Visualização 3D do MDT no formato TIN elaborado a partir do levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível em intervalos de 1 metro).....	78
Figura 35 – Seção topográfica obtida a partir do MDT no formato <i>TIN</i> , elaborado a partir do levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível em intervalos de 1 metro).	78
Figura 36 – Seção geológico-geotécnica do talude de corte do km 313, pista leste (sentido Capital).	79
Figura 37 – Foto frontal da seção geológico-geotécnica levantada em campo (talude leste).	79
Figura 38 – Seção geológico-geotécnica do talude de corte do km 313, pista oeste (sentido Interior).	80
Figura 39 – Foto da área da seção geológico-geotécnica no talude de corte do km 313, pista oeste (sentido Interior).	80
Figura 40 – Curvas granulométricas.....	84
Figura 41 – Obtenção do índice de absorção de água	85
Figura 42 – Índice de absorção de água e perda por imersão.....	86
Figura 43 – Envoltórias de Resistências	89
Figura 44 – Análise para condição não saturada, $FS_{\min} = 2,29$	90
Figura 45 – Análise para condição saturada, $FS_{\min} = 1,21$	90
Figura 46 – Análise para condição saturada e com nível d'água, $FS_{\min} = 1,15$	90
Figura 47 – Análise para superfície específica na condição saturada, $FS = 1,73$	91
Figura 48 – Retroanálise para condição saturada, $FS = 1,00$	91
Figura 49 – Análise para condição não saturada, $FS = 2,55$	92
Figura 50 – Análise para condição saturada, $FS = 1,42$	93
Figura 51 – Análise para condição saturada e com nível d'água, $FS = 1,25$	93

Figura 52 – Análise para condição não saturada, FS = 1,61.	94
Figura 53 – Análise para condição saturada, FS = 1,22.	94
Figura 54 – Análise para superfície específica na condição saturada, FS = 1,30.	95
Figura 55 – Retroanálise para condição saturada com $c = 0$, FS = 1,03.	95
Figura 56 – Análise para princípio de erosão, FS = 1,19.	96
Figura 57 – Detalhe da cobertura com hidrossemeadura em solo arenoso após o período chuvoso.	97

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação proposta por Varnes (1978).	6
Tabela 2 – Classificação dos movimentos de massa subaérea.....	7
Tabela 3 – Classificação de Freire (1965).	9
Tabela 4 – Classificação das causas de movimentos de massa Terzaghi (1950 in Politécnica USP 1967).	11
Tabela 5 - Principais métodos de investigação de subsuperfície utilizados na caracterização geológico-geotécnica	24
Tabela 6 – Etapas de trabalho e os principais materiais utilizados.....	37
Tabela 7 – Distribuição em área das classes de altitudes na região estudada.	56
Tabela 8 – Distribuição em área das classes de declividade na região estudada.....	57
Tabela 9 – Distribuição em área das unidades de materiais inconsolidados na região estudada.	64
Tabela 10 – Índices Físicos.....	82
Tabela 11 – Resultado de Granulometria.....	82
Tabela 12 – Resultado do ensaio de Azul de metileno.....	84
Tabela 13 – Resultado de Erodibilidade, valores médios.....	85
Tabela 14 – Condições de ensaio.....	88
Tabela 15 – Parâmetros do solo.....	88
Tabela 16 – Resumo dos Fatores de Segurança (FS)	102
Tabela 17 – Utilização de Métodos Matemáticos (NBR – 11682).....	103

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

CAD – Projeto auxiliado por computador

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

DER – Departamento de Estradas de Rodagem

DHP – Drenagem Horizontal Profunda

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

GPS – Sistema de Posicionamento Global

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

MDT – Modelo Digital do Terreno

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SIGRH – Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos

SP-255 – Rodovia João Baptista Cabral Rennó

SP-280 – Rodovia Castello Branco

SPVIAS – Rodovias Integradas do Oeste S/A

SUCS – Sistema de Classificação Unificada dos Solos

TIN – Triangular Irregular Network

UNESP – Universidade Estadual Paulista

USP – Universidade de São Paulo

UTM – Projeção Universal Transversal de Mercator

1. INTRODUÇÃO

As rodovias exercem considerável influência no desenvolvimento de um País, e no Brasil em particular. No entanto, algumas vezes, a forma como foram implantadas e operadas acabou trazendo sérios impactos negativos ao meio ambiente. Os órgãos rodoviários têm convivido com um número muito grande de passivos ambientais relacionados, principalmente, aos processos de instabilização de taludes, abrangendo os movimentos gravitacionais de massa e as erosões. Esses processos podem se desenvolver devido à insuficiência de estudos geológico-geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos e/ou à falta de manutenção. Assim, importantes rodovias brasileiras apresentam muitos taludes afetados por escorregamentos e erosões de diferentes portes. Os custos para recuperação têm sido extremamente elevados, sem contar os custos indiretos, como as interdições das pistas e os congestionamentos com deterioração de cargas e/ou atrasos nas entregas.

Os primeiros estudos sobre escorregamentos remontam a mais de 2.000 anos, em países como China e Japão. A análise e o controle de instabilização de taludes e encostas têm seu amplo desenvolvimento com as grandes obras civis modernas, em paralelo à consolidação da Engenharia e da Geologia de Engenharia (Augusto Filho & Virgili, 1998).

De acordo com Queiroz & Gaioto (1993), os problemas de estabilidade de taludes em solos naturais no interior de São Paulo não são diferentes dos registrados em todo o país ou mesmo no exterior. São principalmente decorrentes do fato de que os taludes não constituem a obra principal, para a qual se concentram as atenções do projeto. São exemplos típicos, a construção de estradas, que requerem grandes escavações para ajustarem suas rampas em greides adequados, as plataformas para implantação de complexos industriais, a abertura de canais em obras hidráulicas e as construções urbanas, em regiões com topografia acidentada.

Ainda, segundo estes autores, enquanto que, para o projeto e a construção das obras principais, são elaborados estudos detalhados, as escavações, na maioria dos casos, são realizadas obedecendo a regras empíricas e tradicionais, adotando-se taludes padronizados, por exemplo, 1:1, 1:1,5, 1:2, sem levar em conta desníveis, características geotécnicas do maciço, posição do lençol freático, etc. Por outro lado, é muito comum deparar-se com taludes íngremes e elevados, refletindo precárias condições de estabilidade, mas que permaneceram intactos por longo tempo, bem como taludes com pequeno desnível e que sofreram ruptura logo após a sua escavação. Como consequência, ocorrem problemas de instabilidade que vão desde os escorregamentos localizados, até os catastróficos, que resultam da movimentação de grandes volumes de solo e de rocha, provocando danos pessoais e materiais, além da paralisação de atividades operacionais, interrupção de tráfego, etc.

O DNIT (2009) estima que em 2007 foram gastos aproximadamente R\$ 92,0 milhões de reais com obras de recuperação de encostas, estabilização de taludes, eliminação de erosões, perfazendo 33,5% do total gasto com obras emergenciais em rodovias federais.

Estes problemas, quando identificados em seu estágio inicial, podem ser resolvidos mediante obras e medidas simples e economicamente viáveis, que contribuem para a maior segurança do tráfego nas estradas. Nesse sentido, uma das mais eficientes medidas de controle de processos de instabilização em taludes rodoviários é a aplicação de cobertura vegetal que atua diretamente no controle dos processos erosivos e indiretamente na prevenção dos escorregamentos.

Em algumas situações, as rodovias são implantadas em rochas sedimentares arenosas, sem o conhecimento prévio das características geológico-geotécnicas que estas e seus produtos de alteração e materiais inconsolidados apresentam e que podem ocasionar problemas futuros. Grande parte do sistema rodoviário no interior do estado de São Paulo está assentada nestes solos arenosos, apresentando processos

significativos de erosão e deslizamentos afetando os taludes e as plataformas de vários trechos destas rodovias.

O presente trabalho pesquisou os processos de instabilização de taludes rodoviários em solos residuais arenosos, utilizando-se de uma abordagem de investigação, combinando os estudos e as ferramentas de investigação e de caracterização geológica-geotécnica em escalas regional e de detalhe.

Esta abordagem foi aplicada na Rodovia Castelo Branco (SP-280), entre os km 305 e 313. Este trecho compreende a parte final da rodovia, entre Avaré e Santa Cruz do Rio Pardo que teve sua inauguração em 1992, pelo então governador Paulo Maluf, contudo segue o traçado original do projeto de 1961. Ele apresenta taludes de cortes sustentados por solos arenosos e afetados por erosões e deslizamentos de grande porte.

1.1. Objetivos

A pesquisa tem como objetivo geral contribuir para o entendimento, a prevenção e a correção de processos de instabilização de taludes rodoviários em solos arenosos.

Considerando este objetivo principal, foram estabelecidas como metas específicas para este trabalho;

- ✓ Desenvolver um método de investigação e análise dos processos de instabilização de taludes rodoviários baseado na elaboração de mapas com Sistema de Informação Geográfica – SIG, em investigações de superfície, em ensaios laboratoriais de caracterização geológico-geotécnica e em análises de estabilidade com diferentes condições de contorno.
- ✓ Aplicar este método no trecho da Rodovia SP – 280 entre os Km 305 e 313.
- ✓ Discutir concepções de medidas de correção para os problemas identificados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma síntese da literatura técnico-científica relacionada ao tema da pesquisa.

A revisão dos trabalhos foi agrupada segundo cinco grandes tópicos apresentados nos itens a seguir. Aspectos gerais da classificação e da dinâmica dos movimentos de massa, processos de instabilização em taludes de corte e aterro, rochas sedimentares arenosas e solos associados, métodos de investigação, de caracterização e de análise de instabilizações de talude e obras de estabilização.

Considerando-se o escopo do presente estudo, a revisão bibliográfica foi centrada em grande parte em publicações técnicas voltadas para a investigação, análise e tratamento de processos de instabilização de taludes rodoviários.

2.1. Aspectos Gerais das Classificações e da Dinâmica dos Movimentos de Massa

Para se compreender as definições de movimento de massa, deve-se entender primeiramente, de forma geral, os conceitos de **encosta** e **talude**, definidos a seguir:

Segundo Stochalak (1974) as encostas podem ser definidas como “toda superfície natural inclinada unindo outras duas, caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais”.

Para Wolle (1980), o termo talude “é mais empregado para definir encostas próximas a obras lineares, de mineração etc., tendo um caráter mais geotécnico e relacionado a áreas restritas”.

Wolle (1980) menciona que se utiliza também na terminologia específica para taludes: “talude de corte para taludes resultantes de algum processo de escavação realizado pelo homem, e taludes artificiais relacionados aos declives de aterros, construídos de materiais diversos”.

As classificações dos movimentos de massa são, de forma geral complexa, pois há uma grande variedade de materiais e processos envolvidos.

Devem ser levados em conta, quando da análise das diversas classificações, parâmetros como: velocidade e mecanismo do movimento; características dos materiais; modo de deformação; geometria do movimento e quantidade de água envolvida. Algumas classificações foram propostas, tanto na literatura nacional quanto na internacional, conforme mostrado a seguir:

Os principais sistemas classificatórios de movimento de massa da literatura internacional foram compilados no trabalho de Selby (1990). Segundo este autor, o primeiro trabalho visando uma classificação palpável de movimentos de massa foi elaborado por (SHARPE, 1938 *in* GUIDICINI E NIEBLE (1976)). A classificação de Sharpe foi feita de acordo com os seguintes parâmetros: velocidade do movimento, tipo de material (rocha ou solo), quantidade de água e gelo contidos na massa. Os movimentos foram, então, por ele divididos, em duas categorias principais: fluxos ou corridas (*flows*) e escorregamentos (*slides*), sendo que estas categorias subdividem-se em várias outras.

Todas as propostas posteriores foram de alguma forma influenciada pelo trabalho pioneiro de Sharpe. Entre elas estão as classificações elaboradas por Varnes (1958,1978) e por Hutchinson (1968). A última proposta de Varnes, em 1978, se refere somente aos movimentos mais rápidos e inclui o modo de deformação como um novo parâmetro apresentando um maior refinamento no que diz respeito aos tipos de materiais. Além disso, classifica alguns movimentos como *complexos* (combinações de dois ou mais tipos), reconhecendo assim a dificuldade em estabelecer limites rígidos entre um tipo de movimento e outro (Tabela 1).

Tabela 1 – Classificação proposta por Varnes (1978).

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
QUEDAS			De rocha	De detritos	De terra
TOMBAMENTOS			De rocha	De detritos	De terra
ESCORREGAMENTOS	ROTACIONAL	POUCAS UNIDADES	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			De blocos rochosos	De blocos de detrito	De blocos de terra
	TRANSLACIONAL	MUITAS UNIDADES	De rocha	De detritos	De terra
EXPANSÕES LATERAIS			De rocha	De detritos	De terra
CORRIDAS/ESCOAMENTOS			De rocha	De detritos	De terra
COMPLEXOS: Combinação de 2 ou mais tipos de movimentos					

Augusto Filho (1995) destaca o fato da proposta de Varnes (1978) ser considerada a classificação oficial da Associação Internacional de Geologia de Engenharia – IAEG e de ser a classificação mais utilizada em âmbito internacional.

Hutchinson (1968), em sua primeira classificação, apesar de não utilizar o modo de deformação como parâmetro, procura englobar todos os tipos de materiais envolvidos na questão de escorregamentos. Este parâmetro passou a ser levado em consideração em sua segunda classificação, em 1988. Sua classificação original inclui o rastejamento (*creep*), os escorregamentos (*landslides*) e os movimentos ligados especificamente ao congelamento e degelo da superfície (*frozen ground phenomena*).

Em sua segunda classificação, Hutchinson (1988), acrescenta que a diversidade dos fatores que interferem no processo de movimentos de massa gravitacionais resulta numa variedade de tipos e processos que impossibilitam uma total discretização de tipos na classificação. Por isto, os tipos de movimentos de massa considerados são: recuos, rastejo, rompimento de taludes de montanhas, escorregamentos, movimentos de detritos em forma de fluxo, tombamentos, quedas e movimentos complexos de taludes, como apresentados na Tabela 2:

Tabela 2 – Classificação dos movimentos de massa subaérea.

TIPOS DE MOVIMENTOS FUNDAMENTAIS	PRINCIPAIS TIPOS DE OCORRÊNCIAS
A - Recuo (“Rebound”)	1-Escavações 2-Vales naturalmente erodidos
B - Rastejo	1-Superfície sazonal e manto de alteração 2-Contínuo, profundamente assentado e de massa 3-Pré-ruptura e progressivo 4-Pós-ruptura
C-Rompimento dos taludes de montanhas (“SAGGING OF MOUNTAIN SLOPES”)	1-unilateral 2-bilateral 3-rompimento múltiplo
D - Escorregamentos (“LANDSLIDES”)	1-fraturas confinadas 2-rotacionais 3-compostos 4-translacionais
E - mov. de detritos em forma de fluxo (“debris mov. of flow- like form”)	
F - TOMBAMENTOS (“TOPPLES”)	
G - QUEDAS (“FALLS”)	1-primárias 2-secundárias
H - MOVIMENTOS COMPLEXOS DE TALUDES (COMPLEX SLOPE MOVEMENTS)	

Fonte HUTCHISON (1988) modificado apud SOUSA (1996).

Já (NENCOK et al. 1972 *in* GUIDICINI e NIEBLE, 1976), considera vinte e uma possibilidades de movimentos de massa relacionados a corpos rochosos e enquadrados em quatro classes: quedas, fluxos, escorregamentos e escoamentos (*creep*). Hasegawa (1985) elabora uma classificação que tem por princípio auxiliar na elaboração do mapa de Inventário de Feições e foi desenvolvida com base em dados que possam ser obtidos em função de: morfologia da feição característica do “*landform*”; características da área de transferência; características da área de transposição; características das formas das superfícies (longitudinais e transversais) de rompimento.

As classificações brasileiras também foram influenciadas pelo trabalho de Sharpe. A primeira delas, elaborada por Freire em 1965, divide os movimentos em escoamentos (rastejo e corridas), escorregamentos (rotacionais e translacionais), subsidências e desabamentos (WOLLE, 1985). Esta proposta foi adaptada por Guidicini e Nieble (1976). A classificação acima citada foi baseada em centenas de

casos concretos estudados pelo autor, com a colaboração dos técnicos do DER-PR, e inúmeros relatórios tratando-se de casos especiais ou trechos da rodovia BR-35 situada no Estado do Paraná.

Freire (1965) faz primeiramente um relato dos tipos mais comuns de descontinuidades condicionadas a escorregamentos. Para estabelecer sua definição de escorregamento (Tabela 3), levaram-se em consideração as características topográficas ou morfológicas da massa movimentada e do corpo sobre o qual se desloca; assim como a forma e as características de superfície sobre a qual o escorregamento se processa. O autor leva, também, em consideração as causas dos escorregamentos, dividindo-as em **causas intrínsecas** (ou predisponentes) e **causas extrínsecas**. O autor cita alguns trechos dos trabalhos dos principais autores da época, reprisando conceitos até então adotados no que diz respeito ao tema estabilidade de talude (Tabela 3).

Guidicini e Nieble (1976) propõem uma classificação modificada de Freire (1965), onde os movimentos coletivos de solo e de rocha são então divididos em três tipos fundamentais: **escoamentos**, **escorregamentos** e **subsidiências**.

a) **Escoamentos**: Correspondem a uma deformação ou movimento contínuo com ou sem superfície definida de movimentação e encontram-se classificados segundo as características do movimento em dois tipos: corrida (escoamento-fluído viscoso) e rastejo e reptação (escoamento plástico).

b) **Escorregamentos**: (em seu sensu strictu): Correspondem a um deslocamento finito ao longo de uma superfície definida de deslizamento preexistente ou de neoformação. Classificam-se também, em dois subtipos, conforme haja predomínio de rotação (escorregamentos rotacionais) ou de translação (escorregamentos translacionais).

c) **Subsidiências**: Correspondem a um deslocamento finito, ou deformação contínua de direção essencialmente vertical e encontram-se classificadas em três tipos fundamentais: **subsidiências propriamente ditas** (em que o movimento consiste

essencialmente em uma deformação contínua), **recalque** (em que, por expulsão de um fluido verifica-se uma deformação global do solo, produzida pelos deslocamentos e rearranjos das partículas individuais) e, finalmente, os **desabamentos**, (que consistem em um deslocamento vertical, geralmente rápido).

Tabela 3 – Classificação de Freire (1965).

TIPO FUNDAMENTAL		SUBTIPO		CLASSES PRINCIPAIS
ESCOAMENTOS	CONSISTINDO EM DEFORMAÇÃO OU MOVIMENTO CONTÍNUO COM OU SEM SUPERFÍCIE DEFINITIVA DE ESCORREGAMENTO	RASTEJO REPTAÇÃO	Escoamento Plástico	1.1.1. Rastejo de solo; 1.1.2. Rastejo de detritos, de tálus; 1.1.3. Rastejo de rocha; 1.1.4. Solifluxão; 1.1.5. Rastejo de detritos; 1.1.6. Geleiras;
		CORRIDAS	Escoamento líquido	1.2.1. Corrida de terra; 1.2.2. Corrida de areia ou silte; 1.2.3. Corrida de Lama; 1.2.4. Avalanche de detritos;
ESCORREGAMENTOS	CONSISTE EM DESLOCAMENTO FINITO AO LONGO DA SUPERFÍCIE DE MOVIMENTO OU DEFORMAÇÃO	ESCORREGAMENTOS ROTACIONAIS		2.1.1. Escorregamento de Taludes; 2.1.2. Escorregamento de base; 2.1.3. Ruptura do solo ou fundação;
		ESCORREGAMENTOS TRANSLACIONAIS		
SUBSIDÊNCIA	CONSISTE EM DESLOCAMENTO FINITO OU DEFORMAÇÃO CONTINUA VERTICAL	SUBSIDÊNCIA		3.1.1. Carreamento de grãos 3.1.2. Dissolução camadas inferiores cavernas 3.1.3. Deformação de estratos inferiores 3.1.4. Ruptura de estratos inferiores 3.1.5. Retirada do suporte lateral
		RECALQUES		3.2.1. Consolidação 3.2.2. Compactação
		DESABAMENTOS		3.3.1. Ruptura de camada 3.3.2. Subescavação 3.3.3. Retirada do suporte lateral
4				Formas de transição ou termos de passagem
5				Movimentos de massa complexos

A partir destes três tipos e sete subtipos fundamentais, o autor diferencia 32 classes principais. Essas classes passam, então, a serem caracterizadas de acordo com os parâmetros físicos – mecânicos – causais, abaixo discriminados: Natureza e superfície de movimentação; Inclinação do talude; Características qualitativas do movimento; Tipo de movimento; Velocidade e duração; Termos de passagem de um tipo de movimento para outro; Causas intrínsecas e extrínsecas, estas últimas divididas em indiretas e diretas, sendo ainda subdivididas em preparatórias e imediatas. No item causas, verificar o modo de ação das mesmas; efeitos sobre as condições de equilíbrio; processos corretivos de movimentos de massa.

Cruden (1991), em seu trabalho realizado junto à UNESCO, propõe uma definição para escorregamento: “um escorregamento é o movimento de solo, rochas e detritos encosta abaixo”. Esta definição foi também utilizada por autores que estavam envolvidos na missão de realizar um guia mundial para o estudo de movimento de massa gravitacional. Em 1994, para garantir a homogeneidade de conceitos entre os pesquisadores, a Associação Internacional de Geologia de Engenharia, em parceria com a UNESCO, elaborou o glossário multilíngüe (WP/WLI, 1994). Nesta classificação, são considerados como movimento de Massa Gravitacional: quedas, escorregamentos, espalhamentos laterais, escoamentos (fluxos).

É possível notar diferenças significativas entre as várias classificações analisadas. Isto se deve, sobretudo à falta de um critério único, cada autor atribui maior importância a um determinado parâmetro, sejam a **velocidade**, os **materiais envolvidos**, o **modo de deformação** etc. Entretanto, nota-se que alguns tipos genéricos de movimentos de massa estão presentes na maior parte das classificações. São eles: o rastejamento (*creep*), as corridas (*flows*), os escorregamentos (*slides*) e as quedas de blocos (*rockfalls*), conforme proposto por Augusto Filho (1992).

Segundo Terzaghi (1950 in Politécnica USP 1967), as causas dos escorregamentos podem ser agrupadas em três tipos denominadas internas, externas e intermediárias, descritas a seguir na Tabela 4.

No Brasil, o principal agente deflagrador natural dos movimentos de massa é a ocorrência de eventos pluviométricos intensos, geralmente, nos períodos chuvosos, que variam de região para região do território.

Tabela 4 – Classificação das causas de movimentos de massa Terzaghi (1950 in Politécnica USP 1967).

Causas	Descrição
Externas:	São devidas a ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. Esta alteração resulta num acréscimo das tensões cisalhantes, que igualando ou superando a resistência intrínseca do solo leva o maciço à condição de ruptura, por exemplo, aumento da inclinação do talude, deposição de material ao longo da crista do talude, efeitos sísmicos.
Internas:	São aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o aspecto geométrico visível, podendo ser: aumento de pressão na água intersticial; decréscimo da coesão.
Intermediárias:	São as que não podem ser explicitamente classificadas em uma das duas classes anteriormente definidas. Efeitos da água subterrânea, efeitos de resfriamento, intemperismo das rochas, mudanças na cobertura vegetal dos taludes.

2.2. Processos de Instabilização em Taludes de Corte e Aterro

Entre os diversos sistemas de classificação dos processos erosivos e dos deslizamentos discutidos anteriormente, adotou-se como referência geral neste estudo, os tipos de processos descritos por IPT (1991), que apresenta um diagnóstico dos principais problemas em taludes rodoviários de corte e aterro encontrados no Estado de São Paulo, considerando suas principais unidades geológico-geotécnicas.

Este diagnóstico foi realizado para o Departamento de Estradas de Rodagens – DER paulista.

2.2.1. Erosão

“Entende-se por processo erosivo a destruição da estrutura do solo e sua remoção, sobretudo pelas águas de escoamento superficial, depositando em áreas mais baixas de relevo. Este processo pode ser intensificado pela intervenção do homem, acelerando-o e determinando um alto índice de deflagração da superfície da terra” (IPT, 1991).

Segundo Lopes (2007), a erosão, tanto em encostas naturais quanto em taludes de corte, pode ocorrer por escoamento laminar, lavando a superfície do terreno como um todo, sem formar canais definidos. Outra maneira é o escoamento concentrado, formando as ravinas e podendo chegar à configuração de boçorocas, à medida que atinge o lençol freático.

O poder destrutivo deste processo é elevado e envolve outros processos como a ruptura das bordas de um talude, devido ao solapamento da base do mesmo, geralmente de conformação subvertical.

Para Lopes (op. cit.) os processos de erosão apresentam, normalmente, uma peculiaridade que é a velocidade lenta, contínua e progressiva ao longo do tempo. Caracterizam-se por iniciar pequenos sulcos, evoluindo para ravinas, com dimensões variadas, dependentes das diferentes condições de concentração da água e das características do solo local.

IPT (op. cit.), em seu levantamento feito nas rodovias do Estado de São Paulo, conclui que *“de maneira geral a erosão é responsável por grandes partes dos problemas que ocorrem ao longo das rodovias da malha estadual, principalmente quando se formam ravinas e boçorocas, que chegam a atingir os terrenos adjacentes. Sua ação pode se dar sobressaindo-se aos demais processos combinada a outros*

eventos tais como os escorregamentos, cabendo-lhe o papel, muitas vezes de agente predisponente a ocorrência destes escorregamentos”.

O combate à erosão torna-se, de maneira geral, difícil e oneroso, uma vez que necessita de acompanhamentos e conservações constantes das soluções adotadas. Pelas características de tal processo é mais fácil e necessita de menos recursos financeiros quando tratado no início. Quando o problema se instala, exige alerta permanente nas regiões mais susceptíveis a este processo.

Com a finalidade de apresentação (IPT, 1991), a erosão obteve níveis classificatórios para situações de taludes de corte ou aterro em rodovias, são elas:

- ✓ Erosão em taludes de corte ou aterro que podem ser em sulcos (em corte ou aterro) provocados pelo escoamento de água superficial decorrentes da maior declividade do talude e por não haver proteção superficial, e diferenciada, que envolve os diferentes tipos de materiais constituintes do corpo do talude de corte que por sua vez apresentam uma susceptibilidade a erosão diferenciada. Uma forma de prevenção ou até mesmo corretiva para este caso, segundo IPT (1991) é a implantação de sistema de drenagem superficial e a regularização do talude com implantação de proteção superficial.
- ✓ Erosão em plataforma (longitudinal) ocorre em plataforma devido a concentração de água superficial pluvial, principalmente, provenientes dos taludes e da própria plataforma. As formas de se evitar são as construções de obras drenantes de dissipação de energia de água, tais como, saídas laterais, caixas de dissipação, bacias de retenção e de obras de regularização da plataforma com implantação de proteção superficial;
- ✓ Erosão associada a obras de drenagem deve-se ao fato que estas concentram volumes de água relativamente grandes e o lançamento é realizado de maneira inadequada, sem que haja dissipação de energia. As medidas que previnem tais situações são a execução de caixas de dissipação de energia em pontos de lançamento de água e a recomposição do aterro ou corte
- ✓ Erosão interna em aterros: (*piping*), por ser associada a problemas na fundação ou no corpo de aterro, a erosão interna é abordada dentro de escorregamentos de aterros.

2.2.2. Desagregação Superficial

Este processo, tal como a erosão, é considerado um problema de instabilidade superficial e apresenta características de destruição da estrutura do material e a sua posterior remoção. A ocorrência deste mecanismo torna-se mais comum em regiões tropicais e resulta em uma ação cíclica de umedecimento e ciclagem em solos saprolíticos micáceos ou caulíníticos. Apresenta também ocorrência de argilominerais expansivos disseminados em camadas sedimentares, o que aumenta significativamente o desenvolvimento destes fenômenos. Para que tal fenômeno não ocorra, o impedimento da ciclicidade através de proteção superficial com tela e gunita ou o confinamento do talude com camada de solo compactado se faz necessário.

2.2.3. Escorregamentos em Cortes

A realização de cortes em uma encosta provoca alteração no estado de tensões atuantes no maciço, que tende a gerar uma instabilização na região a montante do talude. As tensões de tração que venham a ocorrer, poderão provocar o aparecimento de trincas no talude, que durante a ocorrência de chuvas pode ser preenchidas por água, fato ao qual estão associados muitos escorregamentos.

Associada a alteração do estado de tensões, as modificações na geometria dos taludes alteram as condições de drenagem e cobertura vegetal, que podem facilitar a infiltração de água e a conseqüente saturação do maciço, reduzindo a resistência dos materiais envolvidos, assim como a ocorrência de diversos processos erosivos. Segundo IPT (1991), os escorregamentos em corte podem ser classificados pelas suas causas, tais como:

- ✓ Inclinação acentuada gerada principalmente por haver incompatibilidade das inclinações dos taludes com as resistências dos solos. Para que se evite tal processo deve-se adotar inclinações mais compatíveis com o material através de um retaludamento, adoção de um sistema drenante adequado e proteção superficial, como impermeabilização, vegetação etc.;

- ✓ Descontinuidades do maciço que são resultantes de estruturas reliquias ou do contato solo/rocha que apresentam como superfície principal de ruptura uma descontinuidade. Uma forma de evitar tal processo é o conhecimento prévio das descontinuidades e adoção de inclinações compatíveis e/ou obras de contenção;
- ✓ Saturação está associada à elevação do lençol freático, ou devido à saturação temporária do solo, decorrentes da infiltração durante prolongados períodos de precipitação. Para que tal mecanismo não ocorra em caso de lençol freático deve-se adotar uma drenagem superficial e profunda, em se tratando de saturação temporária deve-se fazer uma impermeabilização, além da execução de obras de contenção;
- ✓ Evolução da erosão através dos sulcos ou da erosão diferenciada altera a forma do talude, ocorrendo à formação de paredes subverticais, geralmente incompatíveis com a resistência dos solos. Como forma preventivo-corretiva, faz-se necessário o abatimento do talude, implantação de sistema de drenagem adequado, execução de proteção superficial e obras de contenção pequenas e localizadas;
- ✓ Presença de corpos de tálus apresenta-se geralmente muito instáveis devido a modificações de sua geometria, quando submetidos a cortes ou aterros e alterações no sistema de infiltração e circulação de água, devido à implantação de rodovias. Através do conhecimento da presença dos mesmos, faz-se necessária a implantação de sistema de drenagem profunda e superficial, impermeabilização superficial, além de um retaludamento e/ou eventual implantação de obras de contenção.

2.2.4. Escorregamentos em Aterros

IPT (1991) conclui que “As principais instabilizações observadas em aterros estão associadas a problemas no corpo de aterro propriamente dito, e ocorrem devido a sua má compactação ou devido à inexistência desta, ao uso de materiais inadequados, a geometria do talude (incompatibilidade da inclinação com a resistência do material), assim como a deficiência ou inexistência dos sistemas de drenagem. Observam-se também, com alguma frequência, que a prática de se executarem apenas nos últimos dois ou três metros aterros (camadas superficiais), bem

compactados é extremamente danosa, sendo responsáveis por incontáveis rupturas nestes aterros, além de outros problemas como recalques excessivos, como erosão superficial e interna (piping)”.

Deve-se ressaltar que as bordas dos aterros são as regiões mais afetadas por escorregamentos.

Os escorregamentos de bordas de aterro ocorrem atingindo geralmente a parte externa não compactada do aterro, e envolvendo pequeno volume de material, porém resultando em cicatriz com talude subvertical. Após este escorregamento, que normalmente é ignorado por sua pequena expressão, o aterro torna-se instável e inicia-se o processo remontante de trincas, que irá gerar futuras ocorrências de maiores proporções. Para que tal evento seja solucionado, a reconstrução do aterro com material de boa qualidade, bem compactado e a implantação de sistema drenante eficiente se faz necessária.

2.2.5. Recalques em Aterros

Os recalques são os fenômenos que ocorrem em aterros, interferindo de maneira substancial na pista. É comum ocorrerem abatimentos, desde poucos centímetros até poucos metros, podendo constituir-se em indícios de escorregamentos. As causas mais comuns para estes problemas são: baixa capacidade de suporte da fundação por compactação inadequada, deficiência do sistema de drenagem e rompimento de bueiros ou galerias.

Segundo IPT (1991) *“Problemas de recalque e até mesmo de rupturas, estas principalmente ocorrendo durante a fase de execução, são observados em aterros construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte, normalmente existentes em regiões de baixada. E também em algumas planícies encaixadas em regiões serranas. Neste caso, além dos problemas já citados, ocorrem problemas de estabilidade nos*

aterros assentes diretamente na rocha, pois o contato solo/ rocha é em geral uma superfície potencial de ruptura, principalmente se não for devidamente tratado”.

Deve-se ressaltar que o aterro atua diretamente como sobrecarga no talude natural, podendo afetar as condições de estabilidade do maciço.

Outro problema está associado à limpeza do terreno no preparo da fundação, antes do lançamento do material a ser compactado. Caso não se remova a vegetação a sua decomposição cria um meio poroso que pode ser um caminho preferencial de percolação e gerar deformações elevadas, causando recalques no aterro, sérios problemas de erosão interna (*piping*) e condicionando problemas de estabilidade. Problemas também aparecem no caso de surgências de água no terreno que servirá de fundação para o aterro, quando não são detectadas e tratadas.

Para que tal mecanismo seja solucionado o terreno deve sofrer um preparo adequado para a fundação, além da remoção das camadas de solo vegetal, ou ainda a recomposição do aterro.

2.2.6. Escorregamentos em Linhas de Drenagem

As rodovias acabam por interceptar as linhas de drenagem natural (ou talvegues), uma vez que são obras de engenharia contínua e de longa extensão e por se desenvolverem ao longo de uma encosta. Quando as travessias destes talvegues, que apresentam grandes volume de água, não é feita de forma adequada através de obras de arte e sim por aterros, uma solução bastante usual é permitir a passagem das águas sob o aterro por obras de drenagem como bueiros ou galerias.

IPT (1991) esclarece que *“Este tipo de obra apresenta, geralmente, elevada vulnerabilidade a eventos de obstrução. Durante um período de chuva intensa, a obstrução de um bueiro, ou galeria, traz na maioria dos casos, conseqüências danosas como recalques ou ruptura parcial ou total do aterro. A obstrução de bueiros, e galerias pode ocorrer de varias maneiras, estando geralmente associadas a*

materiais carregados pelas enxurradas (pedaços de árvores, troncos galhos), produtos da erosão ou de escorregamentos a montante. Os materiais de maiores dimensões são carregados pelas águas e ficam retidos dentro ou na entrada do bueiro ou galeria, permitindo o rápido assoreamento a montante por materiais de menores dimensões e pelo solo carregado, tamponando estas obras de drenagem”.

Uma das situações de maior gravidade é aquela em que a travessia dos talwegues é feita por aterros, sem que se permita a passagem da água por bueiros e galerias, pois neste caso o seu represamento é inevitável.

A implantação de sistemas de proteção junto às entradas de bueiros, remoção de vegetação de maior porte junto ao seu acesso e manutenção sistemática, no caso em que há ruptura e a reconstrução da obra, através de dimensionamento adequado e a inclusão de proteções devidas, no caso em que houve ruptura, são maneiras de prevenir e/ou corrigir tais mecanismos.

2.2.7. Escorregamentos Devido ao Sistema de Drenagem e Proteção Superficial

Segundo IPT (1991), *“o sistema de drenagem superficial pode apresentar problemas relacionados a danos às canaletas, escadas d’água ou outros dispositivos, bem como devido ao seu dimensionamento incorreto. Estes problemas, associados a deficiências do sistema de proteção superficial, costumam provocar infiltrações nos taludes e na própria plataforma, ocasionando saturação e erosão em sulcos nos taludes dos aterros, que ao evoluírem, podem levar a ocorrência de escorregamento”.* Através de uma manutenção sistemática e freqüente nos sistemas drenantes, a fim de se evitar os problemas ou como forma de corrigi-los em sua fase inicial e a reconstrução, a partir de um dimensionamento adequado nos casos em que haja sistemas danificados severamente, pode-se evitar que tal mecanismo ocorra.

2.2.8. Queda e Rolamento de Blocos

Caracterizada por movimentos rápidos, geralmente em queda livre, a queda de blocos mobiliza volumes de rocha relativamente pequenos. Processo este associado a encostas rochosas abruptas, ou taludes de corte em rocha sã ou pouco alterada.

Este mecanismo pode se dar em duas situações:

- ✓ Descontinuidades do maciço rochoso (xistosidades, etc), que propiciam o isolamento de blocos unitários de rocha, a pressão através do acúmulo de água nestas descontinuidades ou a penetração e ou crescimento de raízes nas mesmas. A ocorrência destes fenômenos é generalizada em cortes de rocha, onde o fraturamento do maciço é desfavorável à estabilidade. Sua consequência pode ser grave, pois os blocos podem atingir a pista com facilidade. Quando o fraturamento do maciço é intenso, pode-se ter a ocorrência de fragmentos maiores aproximadamente de 10 a 30 cm, neste caso com consequências de menor gravidade;
- ✓ Ocorrência de queda de blocos em rochas sedimentares quando camadas de arenito, siltito e argilito estão intercaladas. Neste caso as camadas de siltito e argilito sofrem o fenômeno de desagregação, provocando o descalçamento dos blocos de arenitos da camada superior. As consequências deste fenômeno podem ser graves, pois originam blocos de grandes dimensões (1 a 2 m³), que freqüentemente atingem a pista. Este processo é comum em áreas de rochas graníticas, que originam blocos de rocha sã (matacão), isolados e expostos em superfície. Ocorrem naturalmente em encostas quando processos erosivos ou pequenos escorregamentos removem o apoio de sua base condicionando o movimento de rolamento. Podem ocorrer também em cortes que contenham blocos envolvidos por uma matriz de solo associado à erosão e escorregamento de taludes, descalçando a base dos blocos.

2.3. Solos Residuais de Rochas Sedimentares Arenosos

Na engenharia geotécnica em solos residuais, um problema freqüente a analisar é a estabilidade de taludes, devido principalmente a instabilidade do solo causada pela redução da sua resistência, como conseqüência das características próprias do clima tropical.

O clima tropical apresenta-se comumente entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, sendo suas características principais: elevadas temperaturas, umidade e abundante precipitação. Estas características do clima tropical produzem intensa intemperização da rocha, denominando-se ao material intemperizado comumente como solo residual.

O grau de intemperização da massa rochosa varia com a profundidade, formando-se o que se conhece como perfil de intemperização. No perfil de intemperização, o solo é categorizado comumente de forma simples como 'laterítico', 'saprolítico' e 'rocha' (Brand, 1985).

Não existe uma definição universalmente aceita de solos residuais. Estes materiais são produto da intemperização *in situ* de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas. O grau de intemperização da rocha varia com a profundidade. Este processo dá lugar a que os perfis de intemperização contêm desde o material rochoso, até o material completamente intemperizado, considerando-se o segundo pela engenharia geotécnica como "solo". Para os propósitos da engenharia, é difícil separar o "solo" do resto do perfil de intemperização, e o perfil inteiro trata-se então, como uma única entidade (Brand, 1985).

Em países tropicais, os materiais residuais são particularmente prevalentes. A intemperização da camada rochosa tem acontecido, com a abundância de água e as temperaturas ambientais relativamente altas, que têm sido de importância nas mudanças químicas que aconteceram às rochas de origem. Para os propósitos do

perfil de intemperização tropical, os materiais do solo às vezes categorizam-se simplesmente como 'laterítico', 'saprolítico' e 'rocha' (Brand, 1985).

Em muitos países, existem extensos depósitos de material coluvionar junto com materiais residuais, como os cones de dejeção no pé do talude. O material coluvionar deriva-se da intemperização de qualquer rocha de origem que foi transportada pelo próprio peso. Possuem muitas das características gerais do solo residual, particularmente no contexto do comportamento da engenharia. Devido ao fato que este material encontra-se geralmente como cobertura acima do perfil de rocha intemperizado, às vezes é difícil de distinguir entre material coluvionar e o material in situ. Para propósitos de engenharia geotécnica, pode-se agrupar o material coluvionar então, com os solos residuais.

Um resumo dos tipos de material considerados como "solo residual" em países foi realizado por Brand & Phillipson (1985). Da análise feita por estes pesquisadores conclui-se:

- ✓ Geralmente se aceita que os solos residuais podem ser o resultado da intemperização de qualquer tipo de rocha;
- ✓ Inclui-se na categoria de 'solo residual' materiais que não são completamente intemperizados e que retêm a estrutura original da rocha de origem, os chamados saprólito ou solos saprolíticos; e
- ✓ O material coluvionar invariavelmente categoriza-se como 'solo residual' para propósitos de engenharia.

Segundo o IPT (1991), as rochas sedimentares arenosas e os solos associados no Estado de São Paulo apresentam as seguintes características geológico-geotécnicas principais relacionadas aos processos de instabilização de taludes:

- ✓ Formada por rochas sedimentares, com predominância de camadas arenosas.
- ✓ Apresenta variação nas estruturas e texturas, podendo ter intercalações subordinadas de camadas ou lentes de siltitos, argilitos ou folhelho, com textura mais fina.
- ✓ É comum a presença de cimentos carbonáticos ou de outra natureza, que determinam níveis mais resistentes na rocha.
- ✓ Aflora ou é atravessada pelos cortes das rodovias, quando está associada a relevo que varia de morros a montanhoso.
- ✓ Pode estar intercalada com rochas básicas.
- ✓ Apresenta cobertura coluvionar de espessura observada de até 12 m, que reflete em sua granulometria e composição mineralógica, certa correspondência com os produtos de alteração da rocha subjacente.
- ✓ Normalmente, aparecem surgências de água nos cortes junto ao contato de camadas sedimentares de diferente permeabilidade, ou no seu contato com rocha básica e solo coluvionar.
- ✓ Normalmente, aparecem surgências de água nos cortes junto ao contato de camadas sedimentares de diferente permeabilidade, ou no seu contato com rocha básica e solo coluvionar.

2.4. Métodos de Investigação, de Caracterização e de Análise de Investigação de Talude

Os objetivos básicos da caracterização e identificação são reconhecer os agentes, causas e condicionantes atuantes no processo de instabilização existente ou potencial, bem como, subsidiar a elaboração dos projetos de recuperação dos taludes.

Os principais dados a serem obtidos são:

- ✓ Geometria da instabilização;
- ✓ Mecanismo da movimentação;

- ✓ Natureza e o estado do material mobilizado;
- ✓ Comportamento no tempo;
- ✓ Identificação, caracterização e mapeamento espacial das unidades geológico-geotécnicas (compartimentação dos maciços);
- ✓ Estabelecimento de correlações entre as unidades mapeadas e o processo de instabilização;
- ✓ Previsão dos comportamentos das unidades, ante as solicitações impostas por alguns tipos de obras de contenção.

As fases iniciais dos trabalhos de investigação e caracterização geológica e geotécnica dos taludes abrangem o levantamento de dados pré-existentes sobre a área, planejamento da investigação, seguindo-se pela realização da investigação de superfície, subsuperfície, ensaios *in situ* e de laboratório e instrumentação.

Atualmente estão disponíveis diversos métodos e ferramentas de investigação e caracterização, sendo que os profissionais que atuam na prevenção e no controle dos processos de instabilização dos taludes se defrontam com questões relativas ao tipo, número, localização destes trabalhos. Portanto, faz-se necessário a definição de uma abordagem para utilização dessas ferramentas, que resultem na obtenção de dados com qualidade e quantidade, compatíveis com a melhor medida de estabilização para o caso estudado.

Segundo Augusto Filho e Virgilli (1998) a caracterização geológico-geotécnica voltada para o estudo de taludes e encostas inicia-se, em geral, pelas investigações de superfície, que servem de base para todos os demais trabalhos, destacando-se os levantamentos de campo, topográficos e fotogramétricos. Na Tabela 5 são resumidos os principais métodos de investigação listados por esses autores.

Tabela 5 - Principais métodos de investigação de subsuperfície utilizados na caracterização geológico-geotécnica

Tipo		Aplicações / Parâmetros	Limitações
Direto	Poços, trincheiras, e cachimbos	Acesso direto aos diferentes horizontes em maciços terrosos, amostras indeformadas (ensaios de cisalhamento, triaxiais, etc.), ensaios de permeabilidade e perda d'água.	Presença de lençol freático; horizontes resistentes e dificuldade de aeração (poços com profundidade superiores a 10 metros).
	Sondagem a trado (manual e mecânica)	Nível d'água, horizontes em maciços terrosos, amostras deformadas (granulometria), ensaios de permeabilidade e pesquisa de jazidas para aterros.	Avanço através de camadas de cascalho, lateritas, argilas rijas, blocos rochosos. Rendimento baixo para profundidades maiores que 10m (manual) e 30m (mecânico).
	Sondagem a percussão	Nível d'água, horizontes em maciços terrosos e transição solo/rocha, amostras pouco deformadas, ensaio de SPT.	Avanço através de blocos rochosos métricos e topo rochoso. Difícil execução em profundidades superiores a 40m.
	Sondagem rotativa	Parâmetros anteriores em maciços terrosos e rochosos, amostras pouco deformadas para ensaios em laboratório, ensaios in situ (permeabilidade, perda d'água, etc.), execução de injeções e tirantes, realização de furos inclinados.	Custo relativamente elevado.
Indiretos	Geofísicos	Levantamentos extensivos, extrapolações a partir de algumas investigações de subsuperfície. Métodos elétricos e sísmicos são os mais utilizados. Identificação do topo rochoso e posição do lençol freático.	Necessidade de algumas investigações de subsuperfície para calibração. Topografias acentuadas e horizontes inclinados podem impor dificuldades no tratamento e interpretação dos dados.

2.5. Obras de Estabilização de Taludes

O principal aspecto para que o processo de estabilização ocorra é a ordenação racional das fases de trabalho e o correto cumprimento das mesmas. Este aspecto é importante pelo fato de haver obras que ainda hoje são executadas sem as fases de estudos de investigações, concepção e otimização de um dado projeto.

Os pontos principais a serem seguidos nas fases de trabalho são:

- ✓ Estudos de investigação, que permitem caracterizar o meio físico envolvido, através da caracterização litológica, estrutural e geomorfológica, assim como fornecer um conhecimento dos materiais ocorrentes, sua disposição espacial, suas características, assim como os processos de instabilização atuantes ou passíveis de atuação, ou seja, se já ocorreram, está ocorrendo ou poderá vir a ocorrer. Desta fase pode depender o sucesso da obra, além da sua economia e segurança. Deve-se lembrar que não só a geologia induz a instabilização, mas também o clima, a vegetação e a ação antrópica.
- ✓ Concepção e elaboração do projeto, partindo das soluções mais simples e de menor custo para as mais complexas ou caras quando as primeiras se mostrarem inviáveis ou inadequadas. Para o IPT (1991), *“não se pode esquecer a importância das análises de benefício-custo de cada alternativa de solução, devendo-se sempre procurar verificar o ganho de segurança da mesma, através de análises em que se calculem as variações do coeficiente de segurança, com relação à situação original. No entanto, deve-se ponderar que mesmo em uma análise de custo e risco bastante criteriosa, não existe ‘risco zero’, o que significa que mesmo com uma obra bem projetada, novos escorregamentos poderão ocorrer”*.
- ✓ Execução das obras e sua fiscalização, pelo fato de sempre ocorrer adaptações do projeto durante a fase executiva torna-se imprescindível que a fiscalização seja bem capacitada e perfeitamente integrada com as premissas técnicas e os detalhes de projeto.
- ✓ Manutenção e controle das obras devem-se ao fato das suas peculiaridades em termos de funcionamento e desempenho. Ressalva-se que as obras auxiliares ou complementares são as que mais necessitam de manutenção, uma vez que qualquer falha, mau funcionamento ou colapso podem afetar as demais obras de estabilização, já que os grandes problemas não nascem

grandes, mas evoluem para tal, partindo de pequenos problemas facilmente tratáveis inicialmente, através de obras simples ou cuidados usuais de manutenção e prevenção, assim como a utilização da instrumentação nas obras de estabilidade de taludes.

A não execução destas fases tem acarretado no insucesso de inúmeras obras de estabilização. Para o IPT (1991), *“por falta de maiores estudos prévios, ou por não terem sido projetadas para as condições reais a que seriam submetidas, as obras mais importantes também podem ser encontradas rompidas ou inutilizadas”*.

Nos projetos de estabilização de taludes deve-se lembrar que “cada caso é um caso” e que “a natureza não se repete”, e por isso deve-se adotar uma solução que esteja embasada em estudos cuidadosos, que levem em conta as características do meio físico e os processos de instabilização envolvidos.

2.5.1. Reconstrução em Aterros

A adoção de práticas adequadas na execução dos aterros é a solução para a maioria dos problemas de instabilização. No processo executivo devem-se dar preferências aos solos mais arenosos para a base e o núcleo (maiores ângulos de atrito na zona de maiores tensões confinantes) e aos solos mais argilosos para a superfície (maiores coesões nas zonas de baixo confinamento).

A consideração dos aspectos, geometria, composição (tipo de solo), compactação, drenagem e proteção superficial na construção de um aterro são necessárias, assim como a análise da influência no meio em que se encontra.

Os problemas em grande parte das encostas podem ser evitados procurando não se apoiar o aterro sobre o solo mole, principalmente os que apresentam maior porte. Como alternativa para tal evento, é a remoção do solo mole, caso seja viável (pequenas espessuras), ou utilizando uma obra de contenção que não permita o apoio do aterro sobre o solo mole. Segundo IPT (1991) *“outro problema importante é o*

relacionado aos 'bota-foras'. Além do fator estético e do assoreamento a jusante do local, a rodovia pode ser afetada com a evolução de erosões e rupturas remontantes no próprio bota- fora”.

2.5.2. Retaludamento

Este tipo de obra é a mais utilizada em face de sua simplicidade e eficácia, mas também pelo fato de que para qualquer tipo de solo e rocha, em qualquer condição de ocorrência e sob a ação de quaisquer esforços, haverá sempre uma geometria do talude que a estabilidade do maciço ocorre. Em casos que há a necessidade de grandes áreas e que a terraplenagem se torna muito cara, podem-se recorrer às obras de contenção ou as obras de drenagem.

O retaludamento nada mais é que um processo que altera através de cortes e aterros por terraplenagem as encostas existentes em um dado local.

O processo de retaludamento está associado a obras de controle da drenagem superficial, através de bermas, canaletas, dissipadores, escadas d'água, tubulações e obras de proteção superficial, a fim de que haja uma redução na infiltração d'água no terreno e uma disciplina no escoamento superficial, inibindo assim os processos erosivos.

2.5.3. Obras de Contenção

Em virtude das pesquisas tecnológicas, estes processos de estabilização de taludes são os mais difundidos e que mais evoluem. Por obras de contenção, entende-se que sejam todas as estruturas que uma vez implantadas em um talude oferecem resistência a movimentação deste ou a sua ruptura, ou ainda que reforcem uma parte do maciço, de modo que esta parte possa resistir aos esforços tendentes a instabilização da encosta.

2.5.3.1. Muro de Arrimo

Em IPT (1991), *“Desde a Antiguidade, o Homem construía estruturas de arrimo para proteger as obras implantadas em encostas. Em muitas ruínas de obras antigas podem ser encontrados muros constituídos de blocos de pedra ou tijolos rejuntados com argamassa, realmente exercendo funções de reação aos empuxos de solo. Trata-se sempre de muros tipo ‘gravidade’, isto é, aqueles nos quais a reação ao empuxo do solo é proporcionada pelo peso do muro e pelo atrito em sua fundação, função direta deste peso”*.

Muito utilizado ainda hoje, mesmo em rodovias modernas, os muros de arrimo se apresentam em vários tipos.

Gravidade

- ✓ Pedra seca: constituído de pedras arrumadas manualmente, sendo que sua resistência resulta somente do embricamento das mesmas. Utilizado para pequenas alturas, é de fácil construção, uma vez que não requer mão-de-obra especializada, baixo custo quando o material é abundante no local e capacidade drenante, evitando, portanto a ação de pressões neutras contra o muro.
- ✓ Pedra argamassada: semelhante ao de pedra seca diferencia-se pelo fato dos vazios serem preenchidos com cimento e areia, além de necessitar de drenagem por barbacãs.
- ✓ Concreto ciclópico: estrutura de concreto e agregados de grandes dimensões. A drenagem faz-se imprescindível através de drenos de areia e barbacãs.
- ✓ Crib – walls: são peças de concreto armado encaixadas entre si que formam uma espécie de “gaiola” ou “caixa” e o interior é preenchido com material terroso ou blocos de rocha, seixos de maiores dimensões

ou ainda entulhos. A sua forma construtiva origina uma estrutura bem drenante, porém é necessária a utilização de um geotêxtil drenante na interface entre o *crib-wall* e o aterro.

- ✓ Gabiões: são caixas ou “gaiolas” de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são justapostas entre si e costuradas por arame. São estruturas drenantes e relativamente deformáveis, o que permite a utilização no caso de fundações que apresentam deformações maiores, o que não é aceitável para estruturas mais rígidas.
- ✓ Solo cimento ensacado: utilizado para proteger superficialmente ou para construir muros de gravidade, onde como o próprio nome descreve, são sacos preenchidos com mistura de solo-cimento.

Concreto Armado

Estão associados à execução de aterros ou reaterros, uma vez que, para sua estabilidade, precisam contar com peso próprio e com o peso de uma porção de solo adjacente, que funciona como parte integrante da estrutura de arrimo. Este tipo de obra necessita a execução de sistemas de drenagem através de drenos de areia e de barbacãs.

Cortinas Cravadas

Constituídas por estacas ou perfis cravados no terreno trabalha a flexão e resiste pelo apoio da ficha (parte enterrada do perfil), são obras que podem se apresentar contínuas (estacas-prancha ou estacas justapostas) ou descontínuas (entre estacas colocam-se pranchões de madeiras ou placas de concreto armado).

2.5.3.2. Obras Especiais

Tirantes e Chumbadores

Para o IPT (1991), os tirantes tem como objetivo ancorar massas de solo ou blocos de rocha, pelos incrementos de força gerados pela protensão destes elementos, que transmitem os esforços diretamente a uma zona mais resistente do maciço através de fios, barras ou cordoalhas de aço, já os chumbadores são barras de aço fixados com calda de cimento ou resina, com o objetivo de conter os blocos isolados, fixar obras de concreto armado sem o uso da protensão.

Cortinas Atirantadas

Destacando-se como a obra de contenção mais eficaz, versátil e segura, as cortinas atirantadas funcionam como paramento e que são ancorados no substrato resistente do maciço através de tirantes protendidos. Tais paramentos podem ser constituídos de placas isoladas para cada tirante ou englobando dois ou mais tirantes, ou ainda o de cortina única incorporando todos.

Este tipo de estrutura requer uma única premissa, a presença de horizontes suficientemente resistentes e estáveis para ancoragem dos tirantes, em profundidades compatíveis (IPT, 1991).

Microestacas

Também conhecida como “estacas-raiz” foram desenvolvidas para reforçar o solo *in situ*. A sua utilização se dá através da introdução destas estacas, podendo ser do tipo perfuradas, armadas e injetadas sob pressão, na forma de reticulados. A armadura das mesmas, assim como sua cobertura de cimento ou argamassa, funciona como reforço ao talude, otimizado pela injeção sob pressão que produz aderência entre o terreno circundante e a estaca.

2.5.3.3. Obras de Reforço do Maciço

Terra Armada

Obras constituídas da associação do solo compactado, armaduras e um paramento externo composto de placas. Sua execução é realizada na maioria por empresas especializadas.

Aterro Reforçado com Geotêxtil

Trata-se da associação do solo com mantas geotêxteis, onde o maciço funciona como uma estrutura de contenção convencional, porém cabe aos geotêxteis resistir aos esforços de tração desenvolvido no maciço, vale ressaltar a necessidade da proteção externa do geotêxtil para que o mesmo não se deteriore com a radiação solar. Este tipo de obra apresenta-se vantajoso, uma vez que é de fácil execução, rápido e apresenta baixo custo.

2.5.4. Obras de Drenagem

As principais funções deste tipo de obra são a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, além de retirar parte da água que percola internamente no maciço, porém são obras de importância fundamental, uma vez que, com obras de drenagem eficientes ajudam os problemas de instabilização, no caso de regime de percolação, por exemplo.

2.5.4.1. Drenagem Superficial

Neste tipo de obra busca-se, basicamente, a captação do escoamento das águas superficiais através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação, para que a água seja conduzida a locais convenientes. Os processos erosivos na superfície dos taludes, bem como a redução da infiltração da água no maciço podem ser evitados com a drenagem superficial, resultando, portanto uma diminuição dos efeitos danosos da saturação do solo para com a sua resistência.

A drenagem superficial, no caso de estabilização de taludes, representa elevada relação custo/benefício, já que com poucos investimentos, o resultado se mostra excelente, mas também em muitos casos, basta à realização destas obras apenas ou associadas com proteção superficial para que a estabilização do talude seja por completa.

As obras de drenagem superficial em suma, são constituídas por canaletas ou valetas de captação das águas do escoamento superficial e por canaletas, “escadas d’água” ou tubulações, como citado anteriormente, servem para conduzi-las, mas há também de trechos em trechos dissipadores de energia ou elementos de proteção, colocados nos locais de mudança de fluxo ou de conexão de linhas, para reduzir a força erosiva exercida pela água, evitando assim que os condutos transbordem e impedem a formação de bloqueios ou obstruções. Geralmente, estes sistemas de drenagem estão associados a serviço de proteção superficial dos taludes e das bermas, através de revestimentos impermeabilizantes (imprimação asfáltica, argamassamento ou aplicação de concreto projetado) ou vegetais (principalmente gramíneas).

Ressalva-se, portanto, que tais sistemas são imprescindíveis nos taludes de corte e aterro recém implantados, na proporção que reduzem ou até mesmo impedem que processos erosivos superficiais, a que estão sujeitos evoluam.

2.5.4.2. Drenagem Profunda

Objetivamente, a drenagem profunda promove processos que retiram a água de percolação interna do maciço, fazendo com que haja a redução da vazão de percolação e as pressões neutras intersticiais, contudo, vale lembrar que devem estar associada à obra de drenagem superficial.

Segundo IPT (1991), *“a drenagem profunda pode ser realizada por drenos sub-horizontais, cujo funcionamento se dá por fluxo gravitacional, poços de alívio (com ou sem bombeamento de água), ponteiros (com bombeamento por sucção), trincheiras*

drenantes ou galerias”. Os processos mais utilizados em encostas naturais e taludes de corte são os drenos sub-horizontais (conhecidos por “drenos horizontais profundos” – DHP), que apresentam diâmetros pequenos e são executados em grande número. Pode-se ainda fazer mão de outros processos para drenar o fluxo no interior dos maciços terrosos e rochosos, tais como galerias de drenagem e trincheiras drenantes executadas junto ao pé de uma massa instável.

2.5.5. Obras de Proteção Superficial

Desempenhando um papel de extrema importância na estabilização de taludes de corte e/ou aterro, as obras de proteção superficial impedem a formação dos processos erosivos e diminuem a infiltração de água no maciço através da superfície exposta.

2.5.5.1. Proteção Superficial com Materiais Naturais

Em situações onde a vegetação natural tenha sido removida e, portanto há risco de escorregamento, a implantação de uma cobertura vegetal similar a natural é de grande valia, de modo que a cobertura vegetal aumenta a resistência das camadas superficiais de solos através das raízes, protege contra a erosão superficial e reduz a infiltração de água no solo através dos galhos, troncos e folhas.

A proteção superficial com materiais naturais pode-se dar através da utilização de coberturas vegetais de médio a grande porte, “pano de pedra”, assim como gramíneas. A técnica de aplicação de gramíneas é bastante diferenciada, pois depende de fatores como tipo de solo, inclinação do talude e condições climáticas. Contudo as técnicas que mais se destacam são:

- ✓ Hidrossemeadura: as sementes são lançadas sobre o talude em meio aquoso, contendo um elemento fixador (adesivo) e nutrientes, maiores áreas são atingidas em pouco espaço de tempo.

- ✓ Plantio de mudas: revestimento da superfície do talude com uma camada de solo fértil para posterior plantio de gramíneas.
- ✓ Revestimento com grama em placas: muito utilizado quando se deseja uma rápida cobertura e a máxima eficiência, de forma que as placas de grama devem cobrir totalmente e de maneira uniforme a superfície do talude, dependendo da inclinação do talude, faz-se necessária a cravação de estaquinhas de bambu ou madeira, ou ainda a utilização de telas plásticas fixadas por grampos para que as placas não desçam talude abaixo.

A proteção com “pano de pedra” constitui basicamente em revestir o talude com blocos de rochas talhados em formas regulares e tamanhos convenientes para transporte e colocação manual. São arrumados sobre o talude, às vezes rejuntados com argamassa, protegendo-o assim da erosão.

2.5.5.2. Proteção Superficial com Materiais Artificiais

- ✓ Proteção com imprimação asfáltica: utilizada há muitos anos, apresenta-se muito eficaz quando se deseja evitar erosão e infiltração da água, se bem aplicada sobre superfície firme e isenta de material. Consiste em se aplicar uma camada de asfalto diluído a quente ou em emulsão, por rega ou aspersão, contudo apresenta as desvantagens de deteriorar sob influencia da insolação e apresenta aspecto visual péssimo.
- ✓ Proteção com argamassa: pouco utilizada, apresenta custo elevado e de difícil processo executivo, porém muito eficiente. Consiste na aplicação manual ou mecanizada de cobertura de argamassa de cimento e areia.

- ✓ Proteção com concreto armado projetado ou “gunita”: evolução do argamassamento tem por objetivo operacionalizar sua execução e obter maior rendimento. A “gunita” (mistura de areia, cimento e pedrisco) é projetada com o auxílio de bombas contra a superfície a ser protegida.
- ✓ Proteção com tela: consiste em se utilizar tela metálica galvanizada fixada a superfície do talude por meio de chumbadores, em locais onde há possibilidade de queda de pequenos blocos de rocha, com o conseqüente descalçamento e instabilização das áreas sobrejacentes.

3. MÉTODO

A pesquisa envolveu uma etapa de planejamento, durante a qual foi realizada uma revisão bibliográfica preliminar sobre o tema investigado, seguindo-se pela definição dos objetivos específicos do trabalho e da escolha da área de estudo.

A abordagem geral do estudo foi fundamentada nas propostas de investigação, análise e correção dos processos de instabilização de taludes apresentadas por Wolle (1981), IPT (1991) e Augusto Filho (1992), entre outros.

Após a etapa de planejamento, seguiu-se a coleta de dados regionais, abrangendo a complementação da revisão bibliográfica, a realização de levantamentos de campo preliminares e a elaboração de produtos cartográficos diversos na escala 1:50.000. Um programa de Sistema de Informação Geográfica – SIG Arcgis 9.1 foi utilizado como ferramenta básica na produção destes mapas.

Na seqüência dos trabalhos, foi feita uma análise preliminar destes dados regionais produzidos e foram definidos os taludes mais críticos a serem investigados em detalhe. A próxima etapa do estudo envolveu a coleta de dados de detalhe dos taludes selecionados, com o tratamento e a análise da topografia digital de detalhe fornecida pela SPVIAS, o levantamento de seções geológico-geotécnicas com trena, bússola e inclinômetro, a coleta de amostras de solo deformadas e indeformadas e a realização de ensaios geotécnicos de laboratório.

A etapa final da pesquisa constituiu de atividades de integração e análise dos resultados obtidos, com a definição dos modelos de instabilização dos taludes estudados, o teste e a validação destes modelos, utilizando programa de análise de estabilidade do tipo equilíbrio limite, o estabelecimento de diretrizes gerais para a correção dos processos de instabilização identificados e a proposição de conclusões sobre a pesquisa realizada.

A Tabela 6 apresenta os principais materiais utilizados no desenvolvimento da pesquisa. Nos subitens a seguir são apresentados detalhes dos procedimentos adotados nas etapas principais do trabalho.

Tabela 6 – Etapas de trabalho e os principais materiais utilizados.

Etapas	Materiais
Planejamento Coleta de dados Regionais Análise preliminar e seleção dos taludes críticos Investigação e caracterização de detalhe Análise de estabilidade Integração, análise e proposição das medidas de recuperação	Material bibliográfico. Mapas geológicos 1:500.000 e 1:250.000 (IPT,1981a e DAEE; Folhas topográficas Santa Cruz do Rio Pardo e Óleo na escala 1:50.000 do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), elaboradas no fim da década de 70. Fotografias aéreas coloridas de 2005 na escala de 1:30.000 que foram escaneadas na resolução 900 <i>dpi</i> (<i>dots per inch</i> , pontos por polegada) para permitir visualizações em grandes escalas (até 1:2.000). Fotos digitais dos pontos descritos nos levantamentos de campo. Levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível de 1,0 metro) da faixa de domínio da rodovia SP-280 entre os km 299 e 315 em arquivo digital do tipo <i>CAD</i> (fornecido pela empresa SPVIAS Ltda.). Seções geológico-geotécnicas de detalhe dos taludes críticos, elaboradas com trena, bússola e inclinômetro. Amostragem do solo: caixa metálica; enxada; facão; enxadão; parafina; saco plástico; pá; anéis de PVC; espátula e filme de PVC.

3.1. Levantamentos de Campo

Foram realizados vários levantamentos de campo com o objetivo de coletar diferentes tipos de informação de interesse para o desenvolvimento do estudo. Os principais locais vistoriados e investigados nestes levantamentos foram georreferenciados (identificação das coordenadas geográficas), utilizando um equipamento de GPS (Global Positioning System - Garbin) portátil com antena, com precisão média de 10 metros.

Os trabalhos de campo se concentraram ao longo da faixa de domínio do trecho estudado da rodovia SP-280, com alguns pontos de controle fora desta.

Entre as informações coletadas nestes levantamentos de campo, destacam-se: dados cartográficos, topográficos, geológicos, etc.; identificação de feições de instabilização nos taludes da rodovia (erosão e escorregamentos); descrição dos perfis de alteração típicos da área de estudo; levantamento de seções geológico-geotécnicas de detalhe dos taludes investigados; coleta de amostras deformadas e indeformadas para os ensaios de caracterização dos solos.

3.2. Elaboração da Base Cartográfica Digital na Escala 1:50.000

A base cartográfica digital de semi-detulhe da área de estudo foi elaborada na escala 1:50.000, incluindo todo o trecho investigado da rodovia SP-280 e sua área de entorno.

A escala 1:50.000 foi adotada por ser a maior escala dos mapas topográficos disponíveis para a região e por ser adequada para uma análise mais regional dos condicionantes topográficos e geológico-geotécnicos presentes no trecho estudado da rodovia SP-280.

Além dos dados de topografia, a base cartográfica digital produzida utilizou fotos aéreas coloridas na escala 1:30.000, datadas de 2005 e os pontos de controle coletados com GPS nos levantamentos de campo. Todas as operações de cartografia, desenho e modelagem digital foram realizadas utilizando o programa de Sistema de Informação Geográfica – SIG Arcgis 9.1.

Os dados topográficos de interesse abrangeram partes de duas Folhas Topográficas 1:50.000 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE: Santa Cruz do Rio Pardo e Óleo, elaboradas no fim da década de 70. Salienta-se que o trecho analisado da rodovia SP-280 não aparece cartografado nestes levantamentos topográficos do IBGE, uma vez que os mesmos são anteriores à implantação deste trecho da rodovia.

As Folhas Topográficas do IBGE impressas foram escaneadas e os arquivos digitais no formato raster (matricial) gerados foram georreferenciados no mesmo sistema de projeção adotado nestes levantamentos (projeção cilíndrica conformal Universo Transverso de Mercator - UTM, fuso 22 e datum Córrego Alegre).

Os arquivos raster georreferenciados foram unidos num mosaico único e as curvas de nível, pontos cotados e rede de drenagem foram vetorizadas, resultando na base topográfica digital da área de estudo na escala 1:50.000. Em seguida, as fotos aéreas coloridas cobrindo a área de interesse também foram escaneadas com uma resolução de 900 *dpi* (*dots per inch*, pontos por polegada) para permitir visualizações em grandes escalas (até 1:2.000) e georreferenciadas na base topográfica digital anterior. Os traçados atualizados das rodovias SP-280 e SP-225 foram cartografados com base nestas fotos áreas de 2005.

3.3. Modelo Digital de Terreno, Mapas Hipsométrico e de Declividade

Após a elaboração da base cartográfica digital foi produzido o Modelo Digital de Terreno – MDT da área de estudo. Utilizou-se o método de interpolação que considera as curvas de nível (espaçadas de 20 m), os pontos cotados e o sentido da rede de drenagem. Este método de interpolação está disponível no comando *topo to raster by file* do módulo *3D Analyst* do SIG *Arcgis 9.2*. Os MDT obtidos através deste método de interpolação são bastante apurados e hidrologicamente consistentes (HUTCHINSON, 1993).

O espaçamento utilizado (grid) na interpolação foi de 5,0 metros, gerando um MDT no formato matricial (raster) de 1218 linhas por 2005 colunas. O MDT foi reclassificado em quatro intervalos de altitudes (519 a 550, 551 a 600, 601 a 650 e 651 a 675 metros), resultando no Mapa Hipsométrico da área de estudo.

3.4. Mapa de Materiais Inconsolidados

O Mapa de Materiais Inconsolidados foi elaborado com base nos mapas geológicos do IPT (1981a) e DAEE (1984), nos levantamentos de campo com a descrição e a caracterização dos perfis de alteração e seus horizontes geológico-geotécnicos principais e na interpretação das fotos aéreas na escala 1:30.000 de 2005, que foram utilizadas, principalmente, para a cartografia dos depósitos aluvionares recentes mais expressivos da área estudada.

3.5. Análise Preliminar dos Dados Regionais

Com os resultados dos estudos e levantamentos discutidos nos itens anteriores foi possível fazer um diagnóstico da ocorrência das principais feições de instabilização de taludes no trecho analisado da rodovia SP-280 e estabelecer um programa de investigação e caracterização geológico-geotécnica mais detalhada nos taludes com problemas mais graves.

3.6. Análise da Topografia de Detalhe dos Taludes Críticos

Com a definição das feições de instabilização presentes nos taludes de corte do km 313 da rodovia SP-280 para serem investigadas em detalhe, procurou-se elaborar uma base cartográfica com escala maior para o desenvolvimento destes estudos.

Esta base cartográfica de detalhe foi produzida, num primeiro momento, pela ampliação da foto aérea digital georreferenciada e a interpolação de curvas de nível em intervalos de 5 metros a partir do MDT obtido da base cartográfica digital 1:50.000. Como salientado no item 3.2, as fotos aéreas de 2005 foram escaneadas em alta resolução (900 *dpi*), para permitir sua ampliação digital até a escalas 1:2.000. Para interpolação das curvas de nível a partir do MDT, utilizou-se o comando Contour do módulo 3D Analyst Tools do SIG Arcgis 9.1.

Também foi analisado um levantamento topográfico de detalhe da faixa de domínio da rodovia SP-280 entre os km 299 e 315 fornecido pela empresa SPVIAS Ltda. Em arquivo digital do tipo CAD. Este levantamento topográfico digital de detalhe foi georreferenciado na base cartográfica 1:4.000 produzida conforme procedimento apresentado acima, utilizando principalmente as coordenadas das placas de quilometragem e os eixos das pistas.

Por fim buscando-se uma precisão mais adequada da situação topográfica dos taludes investigados foram levantados em campo seções topográficas e geológico-geotécnicas com o auxílio de trena e inclinômetro (cotas relativas) para a realização das análises de estabilidade de taludes. O contato com o substrato rochoso foi inferido e representa o limite teórico inferior de profundidade para a pesquisa de superfícies de ruptura no talude.

Estas seções topográficas foram traçadas com cotas relativas, considerando as bases e as cristas dos taludes de corte que foram posicionadas da esquerda para a direita na seção, para atender aos requisitos geométricos demandados pelo programa de análise de estabilidade.

3.7. Ensaio Laboratoriais

3.7.1. Massa Específica dos Sólidos

O ensaio de massa específica dos sólidos (γ_s) foi realizado utilizando procedimentos determinados pela norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR-6508 (ABNT MB-28) “Grãos de solos que passam na Peneira 4,8mm - Determinação da massa específica” e a calibração dos picnômetros de acordo com as orientações da ASTM (American Society for Testing and Materials) D-854 (Standard method for specific gravity of soils).

3.7.2. Massa Específica Aparente Seca

A massa específica aparente seca (γ_d) foi obtida a partir de método proposto por ZUQUETTE (1987) que consiste na retirada de amostra inderformada (Figura 1a) utilizando um anel de PVC, com uma das bordas biselada, com 10 cm de diâmetro por 5 cm de altura. Em seguida tirou o excesso de amostra para que a amostra preenche-se somente o volume de anel (conforme as Figura 1b e Figura 1c). O volume de amostra contido no anel após arrasar foi posto para secar em estufa e assim obter a massa específica aparente seca.

3.7.3. Adsorção de Azul de Metileno

O ensaio de adsorção de azul de metileno foi desenvolvido por LAN (1977) e modificado por PEJON (1992) quanto à fração granulométrica e à concentração de azul de metileno. Este ensaio permitiu a determinação da Capacidade de Troca Catiônica (CTC) e da Superfície Específica (SE) dos argilominerais através da adsorção de um corante orgânico (azul de metileno-Figura 2) numa suspensão contendo água destilada e solo. O Índice de Atividade da fração argilosa (Acb) também foi determinado com os dados obtidos neste ensaio.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 1 – Ensaio de massa especifica seca.



Figura 2 – Ensaio de Azul de Metileno.

3.7.4. Erodibilidade

Dentre os ensaios laboratoriais para se caracterizar o material tem-se o ensaio de Erodibilidade, proposto por Nogami & Villibor (1979) e modificado por Pejon (1992), que o caracteriza quanto à problemática erosiva que os solos podem apresentar através do cálculo do índice de erodibilidade.

Este método baseia-se em dois ensaios bem simples (absorção de água e perda de massa por imersão), que utilizam amostras indeformadas obtidas com o uso de anéis de PVC ($\phi = 5$ cm e $H = 2,5$ cm), tendo uma das pontas biselada. Após a secagem das amostras ao ar e na sombra por no mínimo sete dias, executa-se os dois ensaios.

3.7.4.1. Absorção de Água

O anel com a amostra é colocado sobre uma pedra porosa saturada, revestida com um cilindro de PVC com o mesmo diâmetro daquele que contém a amostra. Este cilindro está ligado a um conduto de vidro horizontal graduado e completo com água. Concomitantemente a absorção de água pela amostra faz-se leituras do volume de água absorvida por intervalo de tempo até que a amostra fique saturada. A Figura 3 mostra os materiais e equipamentos utilizados na realização do ensaio de absorção.

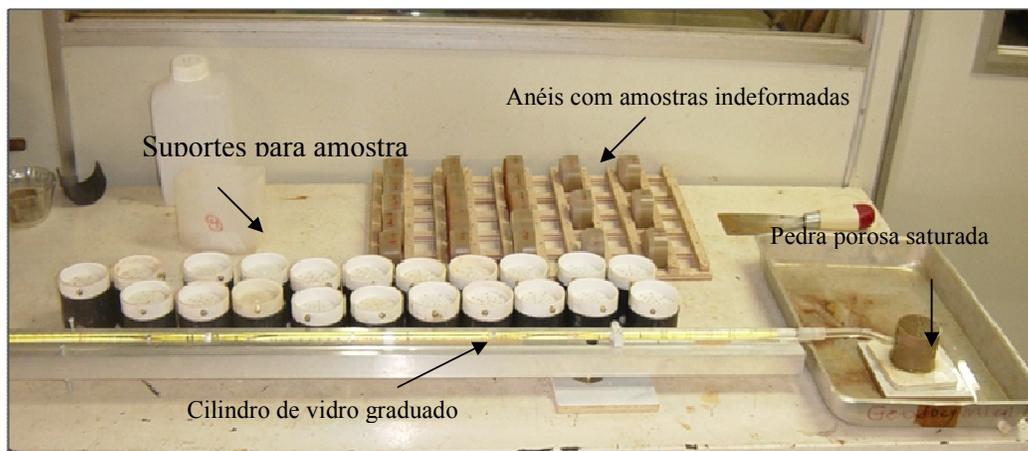


Figura 3 – Materiais utilizados no ensaio de absorção de água.
(Foto Silva, A.F. 2003).

A obtenção do índice de absorção (S) é feita a partir de um gráfico contendo o volume de água absorvida por unidade de área da base do corpo de prova (q) em função da raiz quadrada do tempo (\sqrt{t}). A distribuição dos pontos se dá ao longo de uma reta, cujo coeficiente angular desta vem a ser o índice de absorção (S), como apresentado na Figura 4.

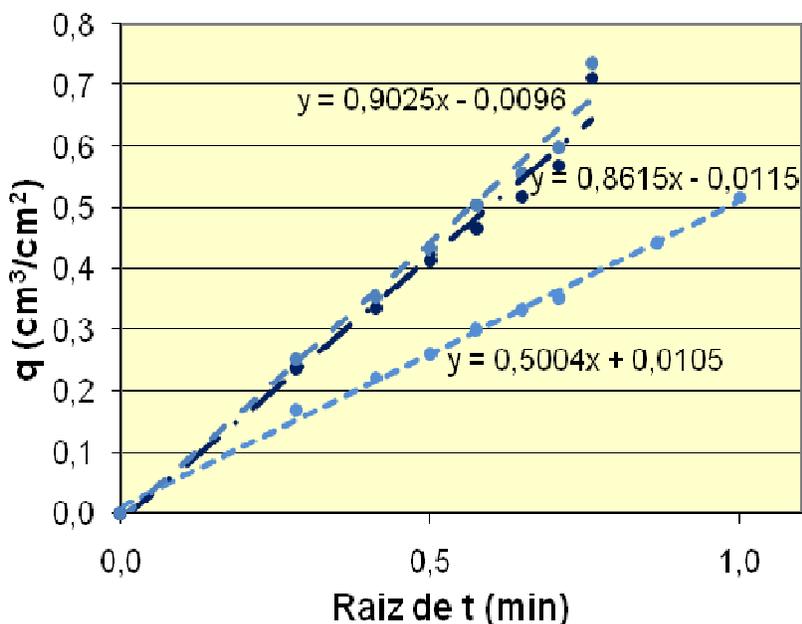


Figura 4 – Gráfico de obtenção para o índice de absorção.

3.7.4.2. Perda de Massa por Imersão

Após o ensaio de absorção, o anel é agregado a um recipiente cilíndrico e, imergido cuidadosamente em um tanque completo com água, de modo que o topo da amostra fique na horizontal. Depois de imersa completamente, gira-se o conjunto até que o topo da amostra fique na posição vertical, sendo o conjunto assentado num recipiente adequado (Figura 5). A amostra permanece nesta posição por 24 horas, coletando-se o material desprendido em um recipiente previamente colocado no tanque, sendo este levado a estufa, determinando-se posteriormente a perda de peso inicial seco da amostra (P).

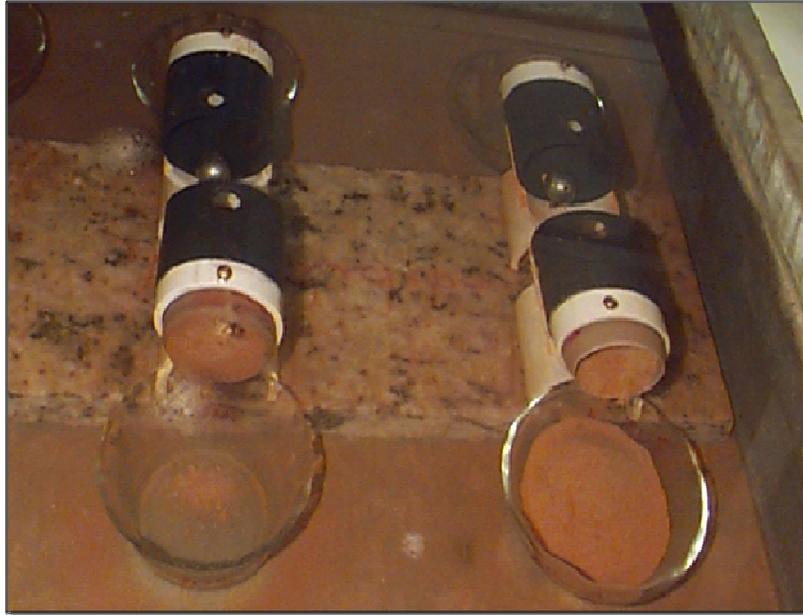


Figura 5 – Ensaio de perda de massa por imersão. (Foto Silva, A. F. 2003)

Este trabalho seguiu a proposta de PEJON (1992) por ser a mais adequada às características geotécnicas da área de pesquisa.

Desse modo, a partir dos valores de S e P, encontra-se o valor do índice de erodibilidade (E).

Se o valor obtido para E for menor que um, considera-se que o material inconsolidado apresenta-se com alta susceptibilidade à erosão, o inverso ocorrendo para valores maiores que um.

3.7.5. Granulometria Conjunta

Os ensaios de granulometria conjunta foram realizados conforme prescreve a norma técnica da ABNT – NBR7181/84, “Solo – Análise Granulométrica”, através dos ensaios de sedimentação, Figura 6, e de peneiramento das amostras.



Figura 6 – Ensaio de Sedimentação

3.7.6. Proctor

Este ensaio foi realizado conforme prescreve a norma técnica da ABNT – NBR7182/86, “Solo – Ensaio de Compactação”, Figura 7.



Figura 7 – Preparação das amostras de Proctor.

3.7.7. Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o **ensaio mais comum** para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos. O ensaio consiste na imposição de um plano de ruptura em uma amostra prismática, podendo representar a condição de campo mostrada na Figura 8.

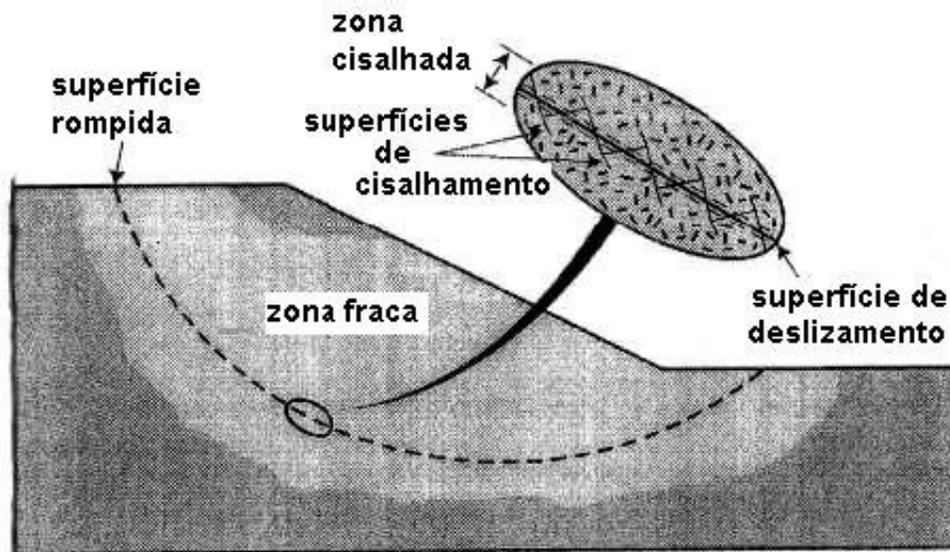


Figura 8 – Condição de campo.

No ensaio (Figura 8 e Figura 9), a amostra é colocada em uma caixa bipartida, onde se aplica a força normal N , constante, aumentando-se progressivamente a força tangencial T e provocando-se o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura. Durante o ensaio a área correspondente ao plano de ruptura vai sendo reduzida. Com isso as tensões normais e cisalhantes vão sendo alteradas durante o ensaio; isto é:

$$\sigma = N/A_c \text{ e } \tau = T/A_c$$

Onde: A_c é a área corrigida da seção transversal da amostra.

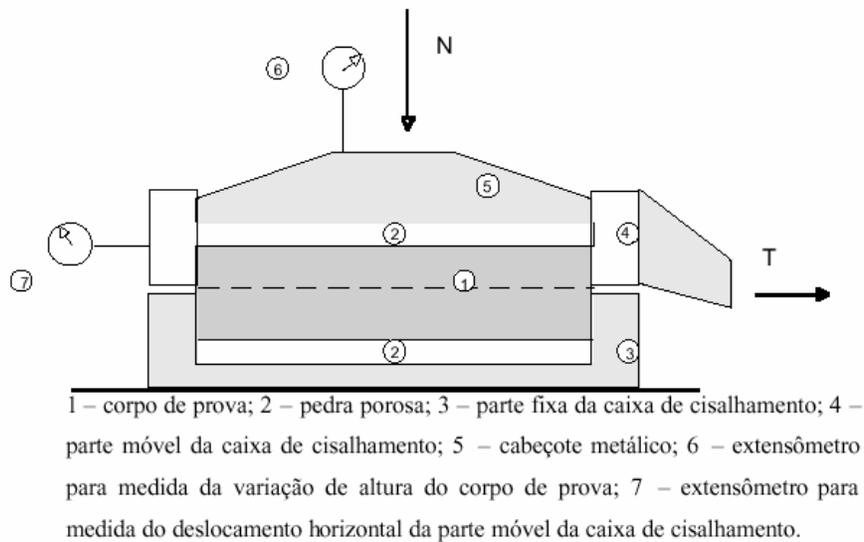


Figura 9 – Equipamento de ensaio.

O equipamento empregado no ensaio de cisalhamento direto (Figura 10 - a) consiste em uma célula, ou caixa bipartida, onde o corpo-de-prova é colocado e para facilitar a drenagem, são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra. A força normal é aplicada através de uma placa rígida de distribuição de carga e é possível manter o corpo-de-prova sob água, evitando a perda excessiva de umidade durante o ensaio em amostras saturadas (Figura 10 - b).

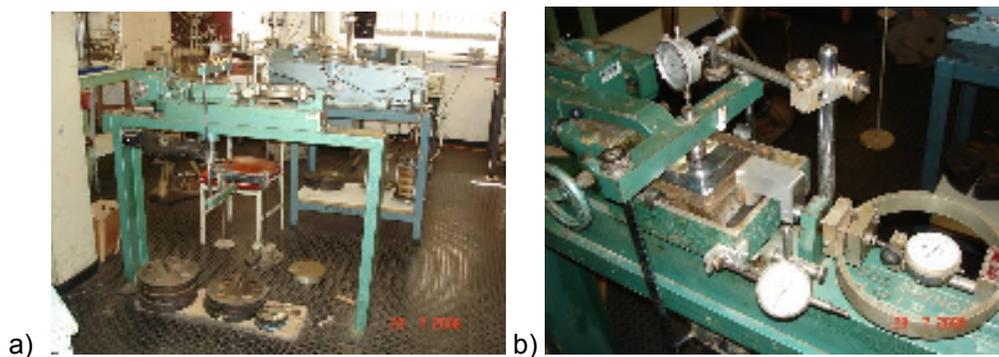


Figura 10 – a – Prensa de Cisalhamento Direto; b – Caixa de deslocamento.

A amostra prismática tem usualmente dimensões de 10x10x6cm (Figura 11).

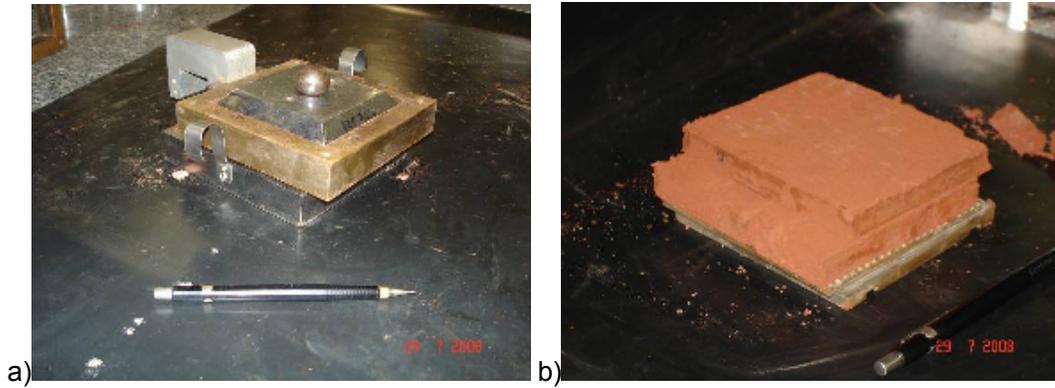


Figura 11 – a - Caixa bipartida; b – amostra ensaiada.

3.7.8. Cisalhamento Direto Inundado

O ensaio de cisalhamento direto inundado foi realizado conforme o descrito no item anterior, apresentando apenas o diferencial que se deixou o corpo de prova inundando por 12 horas (Figura 12) na tentativa de saturação do mesmo e depois se aplicou as tensões normais com o cisalhamento em seqüência.

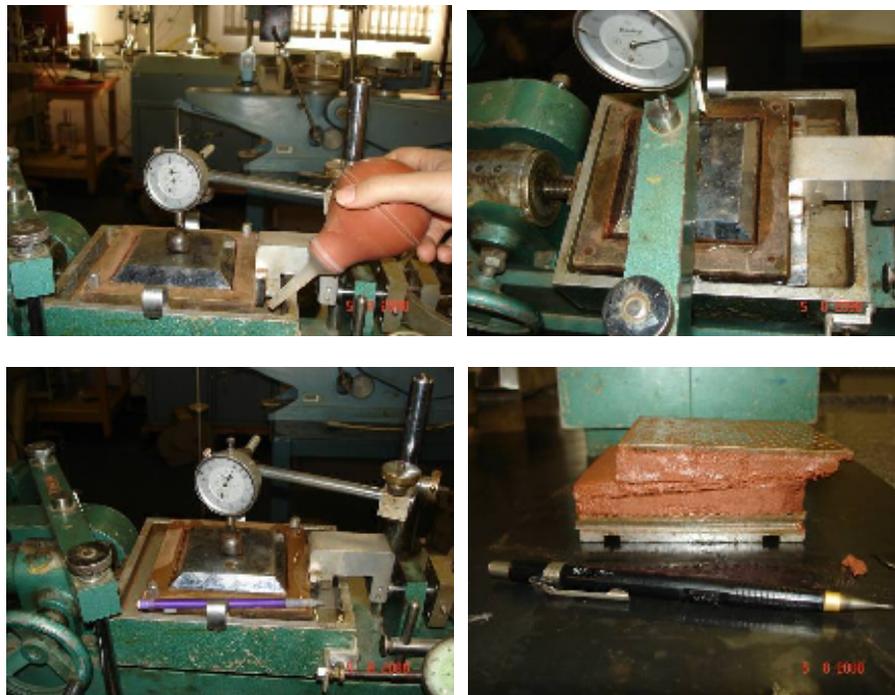


Figura 12 – Caixa de deslocamento com água e amostra ensaiada.

3.8. Análises de Estabilidade

Com base nas seções geológico–geotécnicas de detalhe e nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios, foram elaboradas análises de estabilidade para as seções dos taludes de corte do Km 313 para as pistas leste e oeste. Na presente pesquisa definiu-se o método de Janbu para a determinação do fator de segurança. As análises apresentadas foram realizadas através do programa Winstabl Version 2.08, desenvolvido pela University of Wisconsin – Madison (EUA).

Foram pesquisados 100 círculos de ruptura para cada situação analisada, conforme mostra a Figura 13. A interface do programa apresentava, na forma de saída gráfica, os dez círculos de ruptura mais críticos. O fator de segurança mínimo presente no talude é denominado pelo círculo crítico em vermelho.

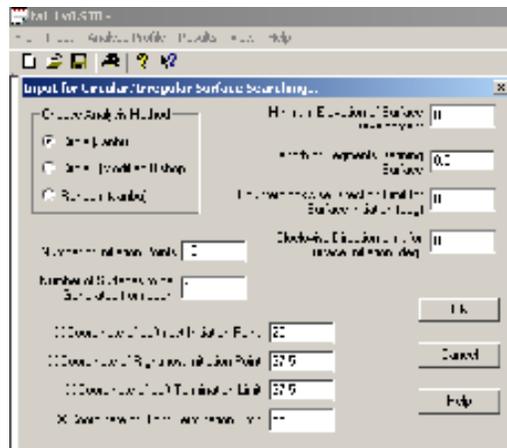


Figura 13 – Interface do Programa Winstabl.

3.9. Integração, Análise dos Resultados e Proposição de Diretrizes Gerais para Correção dos Processos de Instabilização

Com base na integração e na análise dos resultados obtidos nas etapas anteriores do estudo, os mecanismos e as características dos processos de instabilização presentes nos taludes investigados foram identificados e as diretrizes gerais para recuperação destes taludes foram propostas.

4. ARÉA DE ESTUDO

Á área de estudo abrange o trecho final da Rodovia Presidente Castello Branco (SP-280), entre os quilômetros 305 a 313, próximos a interseção com a Rodovia Engenheiro João Baptista Cabral Rennó (SP-225), nos municípios de Santa Cruz do Rio Pardo e Espírito Santo do Turvo, localizados no limite sudoeste do Estado de São Paulo (Figura 14).

Esta área foi selecionada em função deste trecho da Rodovia SP-280 apresentar taludes de corte com alturas significativas (acima de 10 metros), expondo solos arenosos e apresentando problemas de instabilização associados a processos erosivos de grande porte e deslizamentos rasos.

A partir deste trecho da rodovia SP-280, foi delimitada uma área de caracterização mais regional abrangendo um retângulo de cerca de 10 km de largura por 6 km de altura, totalizando 6.105,2 ha, entre as coordenadas esquerda inferior $49^{\circ}28'50,17''W$; $22^{\circ}46'47,77''S$ e direita superior $49^{\circ}23'1,06''W$; $22^{\circ}43'27,26''S$ (Figura 14).

Posteriormente, com o desenvolvimento dos estudos, os trabalhos de investigação e caracterização de maior detalhe ficaram concentrados nos taludes de corte das pistas leste e oeste localizado no km 313, por eles apresentarem as feições de instabilização de maior porte.

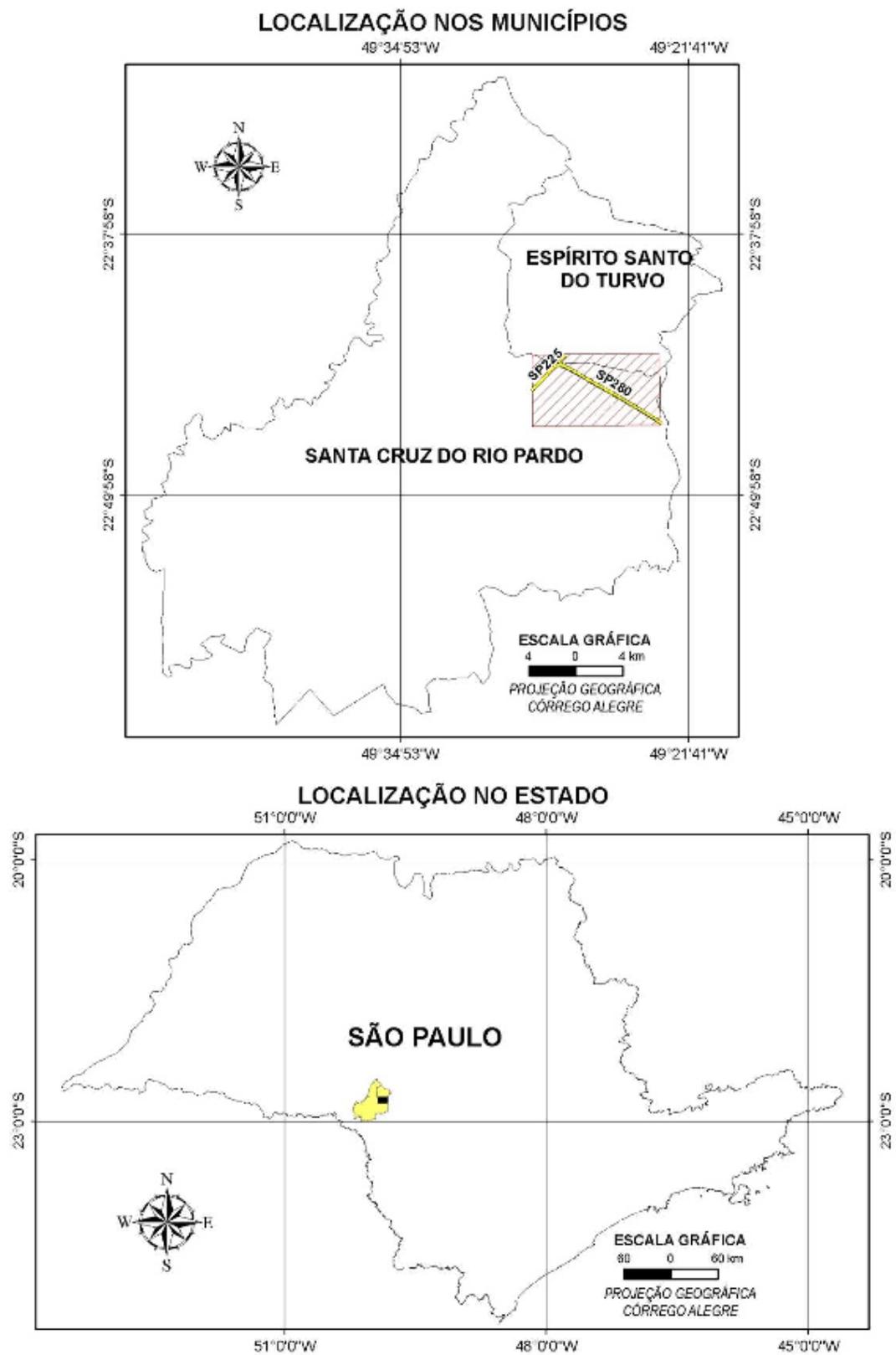


Figura 14 – Localização da área de estudo.

4.1. Aspectos Regionais: Geologia, Relevo, Solos e Clima

As formações geológicas principais presentes na área estudada estão associadas aos depósitos aluvionares recentes (idade Quaternária) associados aos vales de drenagem principais, os arenitos fluviais das Formações Marília e Adamantina do Grupo Bauru (Cretáceo) da Bacia Sedimentar do Paraná e a Formação Serra Geral, composta de rochas ígneas extrusiva básicas (derrames de basalto), pertencente ao Grupo São Bento (Jurássico-Cretáceo) da Bacia Sedimentar do Paraná (IPT, 1981a).

O relevo da região é caracterizado pela presença de Colinas Amplas, com o predomínio de declividades até 15% e amplitudes locais inferiores a 100 m. Os interflúvios possuem áreas superiores a 4 km², com topos extensos e aplainados. A rede de drenagem apresenta baixa densidade, padrão sub-dendrítico, com vales abertos e planícies aluvionares restritas (IPT, 1981b).

Oliveira et al. (1999) aponta a existência de Argilossolos Vermelho-Amarelos (solos podzólicos na nomenclatura antiga) na área, mais especificamente o grupo PVA1, caracterizando-se por apresentar perfis medianamente desenvolvidos, com profundidades inferiores a 5 metros até o horizonte C e o horizonte A moderado, com textura arenosa a média.

Sob o ponto de vista geotécnico, IPT (1994) aponta a região como de muito alta suscetibilidade à erosão por sulcos, ravinas e boçorocas. Sulcos e ravinas desenvolvem-se a partir de desmatamento em cabeceiras de drenagem e de matas ciliares, ou da concentração do escoamento das águas superficiais em loteamentos e obras viárias, implantados sem as obras de drenagem e de proteção superficial adequadas. Ainda segundo IPT (op. cit), as boçorocas também podem se desenvolver nesta região a partir do aprofundamento dos sulcos e ravinas, quando estes interceptam o lençol freático, gerando os processos de piping (erosão retrogressiva).

A área de estudo apresenta clima tropical predominante, com os maiores índices pluviométricos (estação chuvosa) acontecendo entre os meses de novembro e março (Figura 15), sendo que é neste período que é mais comum a deflagração e a evolução dos processos de erosão e deslizamentos.

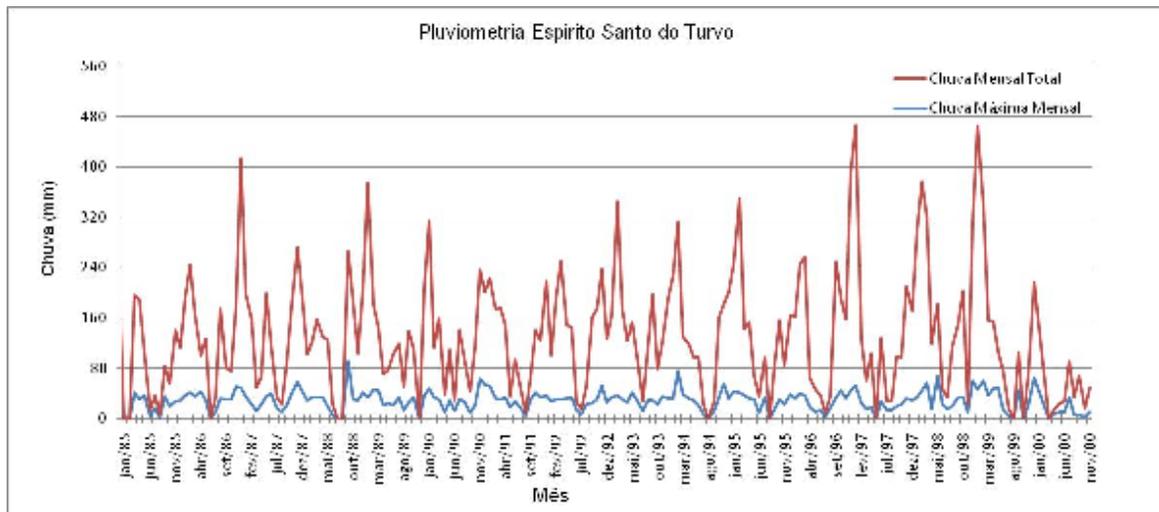


Figura 15 – Gráfico da pluviosidade da região (Fonte: Site SIGRH, outubro de 2008).

5. RESULTADOS

5.1. Base Cartográfica, Modelo Digital do Terreno e Mapa de Declividade

A Figura 16 apresenta a base cartográfica digital na escala 1:50.000 produzida através dos mapas topográficos disponíveis para a região. A Figura 17 apresenta a mesma base cartográfica digital produzida com a inserção das fotos aéreas.

A Tabela 7 apresenta a distribuição em área das altitudes na região estudada com base no Modelo Digital de Terreno – MDT produzido a partir da base cartográfica 1:50.000 (Figura 18). Observa-se um amplo predomínio das altitudes entre 551 a 600 metros (61,5% da área total), seguida das altitudes entre 601 a 650 metros (21,7% da área total).

Utilizando o MDT como base de dados, também foi elaborado o Mapa de Declividade da área de estudo considerando os seguintes intervalos em percentagem: 0 a 3,0%; 3,1 a 6,0%; 6,1 a 12,0%; 12,1 a 20,0% e > 20,0%, sendo o valor identificado máximo de 56% (Figura 19).

Observou-se uma distribuição equitativa entre as classes de declividade de 0 a 12%, que perfazem 90,8% da área total analisada, com um leve predomínio da classe de 3 a 6% (35,4% da área total), conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 7 – Distribuição em área das classes de altitudes na região estudada.

Hipsometria (m)	Áreas	
	Hectares	% do Total
519 a 550	837,2	13,7
551 a 600	3756,7	61,5
601 a 650	1321,8	21,7
651 a 675	189,5	3,1

Tabela 8 – Distribuição em área das classes de declividade na região estudada.

Declividade (%)	Áreas	
	Hectares	% do Total
0 a 3,0	1703,4	27,9
3,1 a 6,0	2160,8	35,4
6,1 a 12,0	1678,7	27,5
12,1 a 20,0	450,9	7,4
> 20,0 (máxima = 56%)	111,4	1,8

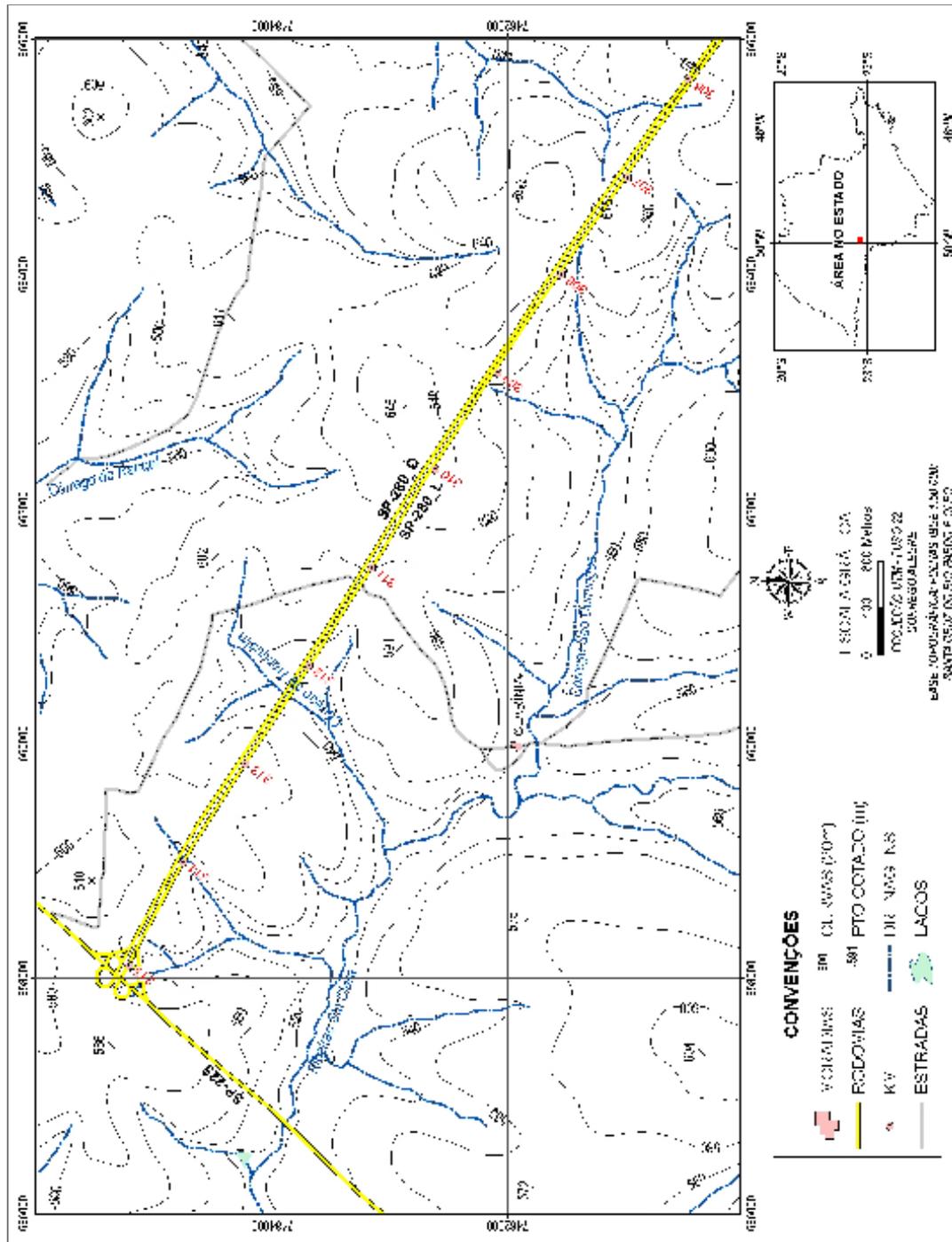


Figura 16 – Base cartográfica digital sem as fotos aéreas.

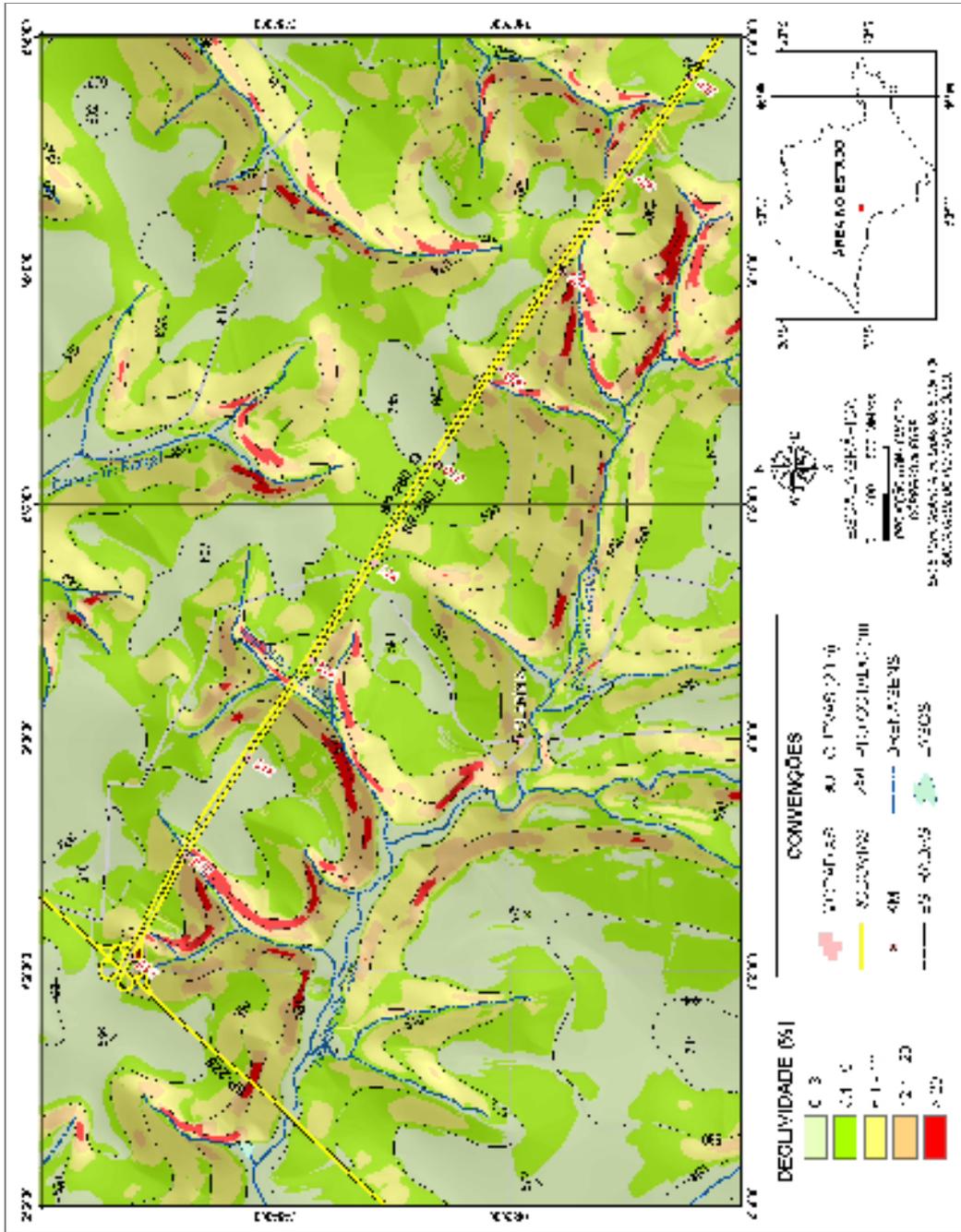


Figura 19 – Mapa de declividade da área de estudo elaborado a partir do MDT.

Buscando-se um melhor entendimento dos processos de instabilização de taludes no trecho estudado da SP-280 e de suas relações com o relevo presente na região, foi elaborado um perfil topográfico pré-instalação da rodovia considerando seu eixo. Este perfil foi feito automaticamente, utilizando a ferramenta profile do SIG Arcgis 9.2 e o MDT produzido a partir da base topográfica digital 1:50.000.

A Figura 20 apresenta o resultado obtido, considerando um exagero vertical de 5 vezes. Observa-se que apesar da condição de relevo relativamente suave (Colinas Amplas e declividades inferiores a 12%), o trecho analisado da rodovia SP-280 intercepta uma série de divisores e vales de drenagem, que na implantação da plataforma acabaram gerando cortes de altura elevada (acima de 10 metros), além de alguns aterros de porte significativo nas travessias das drenagens.

Os problemas de instabilização mais significativos identificados estão diretamente associados a estes cortes mais expressivos. Os aterros de maior porte nas travessias de drenagem, com destaque para o Córrego do Tranqueira, também apresentam problemas significativos de instabilização, que não foram estudados em detalhe neste trabalho.

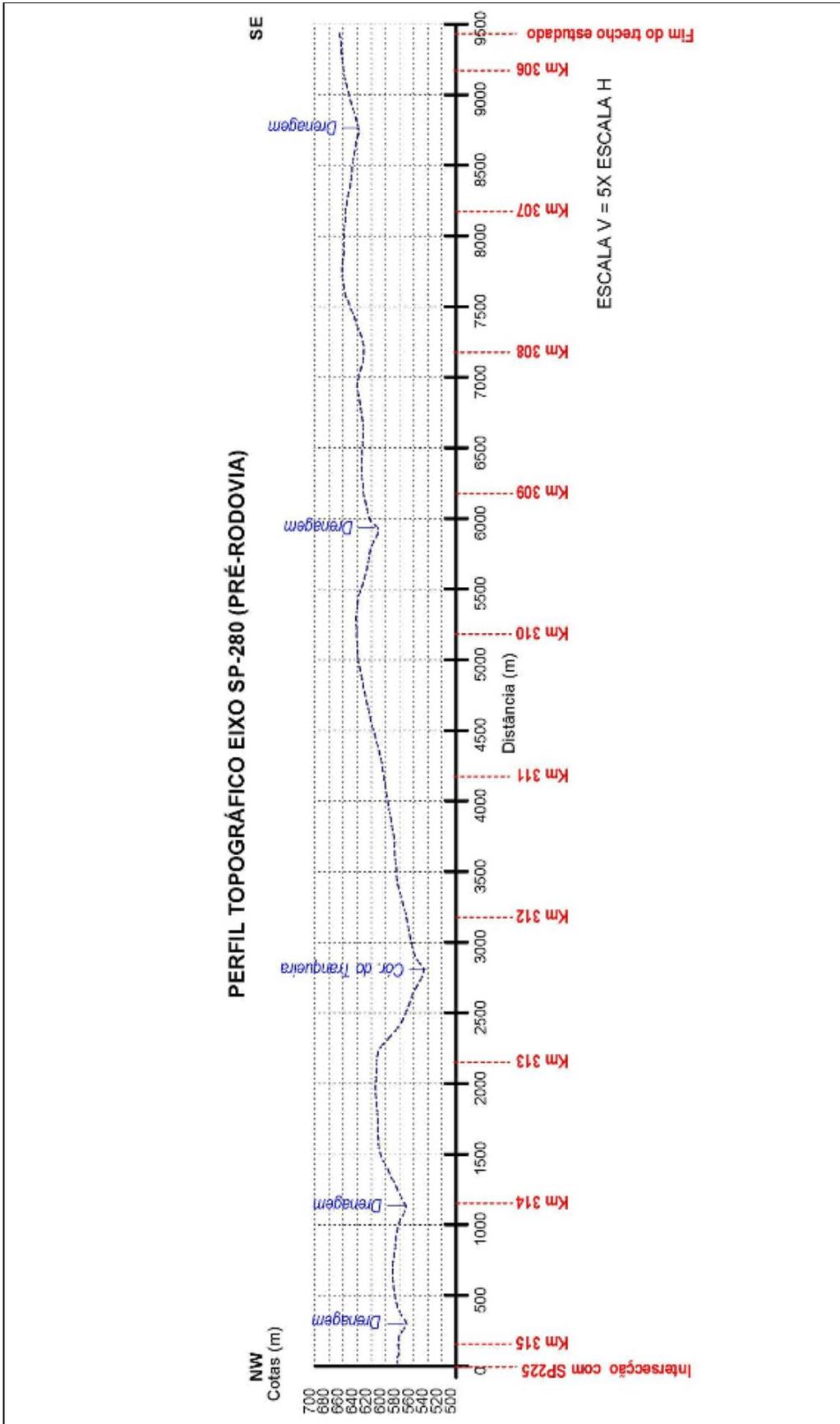


Figura 20 – Perfil topográfico do trecho estudado da SP-280, elaborado a partir do MDT.

5.2. Mapa de Materiais Inconsolidados

Este mapa procura identificar a distribuição espacial das principais unidades do maciço terroso na área estudada, combinando a descrição e a caracterização geológica e genética (solos residuais, solos transportados ou depósitos) com a caracterização geotécnica (textura, índices físicos, resistência, etc).

Devido ao enfoque do trabalho, o maior detalhamento dos levantamentos, e consequentemente, da precisão ou exatidão deste mapa estão concentrados no trecho analisado da faixa de domínio da rodovia SP-280.

Neste mapa são identificadas quatro grandes unidades de materiais inconsolidados na região estudada: Depósitos Aluvionares, Solos Residuais Arenosos da Formação Marília, Solos Residuais Arenosos da Formação Adamantina e Solos Residuais Argilosos da Formação Serra Geral.

O Mapa de Materiais Inconsolidados produzido para a área de estudo é apresentado na Figura 21. A Tabela 9 resume a distribuição em área de cada unidade mapeada. Os contatos geológico-geotécnicos entre as unidades foram inferidos por ajustes da base geológica do DAEE/UNESP (1984) na base topográfica digital 1:50.000, foto-interpretação e controle de campo, principalmente na faixa de domínio do trecho da rodovia estudada.

Tabela 9 – Distribuição em área das unidades de materiais inconsolidados na região estudada.

Materiais Inconsolidados	Áreas	
	Hectares	% do Total
Depósitos Aluvionares	80,0	1,3
Solos Residuais Arenosos da F. Marília	3717,1	60,9
Solos Residuais Arenosos da F. Adamantina	1882,2	30,8
Solos Residuais Argilosos da F. Serra Geral	425,9	7,0

Os Depósitos Aluvionares são constituídos de sedimentos recentes (idade Quaternária), depositados pelas drenagens principais, com textura variável, incluindo as frações argila, silte, areia e cascalho em diferentes proporções, com elevados teores de matéria orgânica, com condições de saturação constante por água (nível d'água pouco profundo) e apresentando cores acinzentadas ou escuras.

Foi possível delimitar, por interpretação das fotos aéreas 1:30.000 e pelos levantamentos de campo, um depósito aluvionar mais expressivo no vale da drenagem de maior porte existente na área de estudo, o Ribeirão Santa Clara. Logicamente, estes depósitos também ocorrem em outras drenagens de menor porte da área de estudo, incluindo aquelas atravessadas pelo trecho analisado da rodovia SP-280, porém, eles não foram passíveis de cartografia na escala básica de trabalho adotada (1:50.000).

Em termos de expressão em área e de ocorrência na faixa de domínio da SP-280, destacam-se os Solos Residuais Arenosos derivados da alteração *in situ* dos arenitos das Formações Marília e Adamantina, de Idade Cretácea e pertencentes ao Grupo Bauru da Bacia Sedimentar do Paraná (IPT,1981a).

Os arenitos da Formação Marília são descritos como de ambiente deposicional principal fluvial, sendo rudáceos (textura grosseira), conglomeráticos, com grãos angulosos (brechas sedimentares), teor de matriz variável, seleção pobre, ricos em feldspatos, minerais instáveis e minerais pesados, sendo característicos a presença de nódulos carbonáticos e cimento carbonático na matriz (IPT 1981a).

Os arenitos da Formação Adamantina ocorrem sob a Formação Marília (mais antigos), portanto, caracterizando-se pela ocorrência de arenitos com granulação fina a muito fina, com cores rósea e castanha, intercalados de bancos de argilitos e siltitos. No mapa geológico na escala 1:500.000 do IPT op. cit aparece cartografado apenas os arenitos da Formação Adamantina na região estudada. No mapa geológico na escala 1:250.000 do DAEE/UNESP (1984) aparecem cartografados os arenitos da

Formação Marília ocupando os topos mais elevados da área de estudo e os arenitos da Formação Adamantina ocorrendo nas cotas intermediárias.

Os levantamentos de campo indicaram a presença de um afloramento rochoso no talude de corte do km 307+500 da Pista Leste de um arenito de granulação grosseira, conglomerático, com grãos arredondados e angulosos, com a presença de nódulos e de cimento carbonático na matriz, reagindo positivamente à presença de HCl frio, diluído a 10% (efervescência). Estas características sugerem sua correlação mais provável com a Formação Marília. Salieta-se que este afloramento ocorre em um talude de corte localizado em um divisor de cota elevada (ver perfil topográfico da Figura 20).

Além disso, a descrição do perfil de alteração dos solos em vários cortes do trecho estudado da SP-280 indicou a presença de níveis de cascalho, solos arenosos grosseiros com uma estrutura muito parecida com a identificada no afloramento do arenito conglomerático (Figura 22 a Figura 24).

Desta forma, optou-se pela cartografia das duas unidades de solo residual arenoso, de forma semelhante ao indicado no mapa geológico do DAEE/UNESP (op. cit.), com esta formação ocupando as porções mais elevadas (acima da cota 580).

A unidade de solos residuais argilosos foi correlacionada com as rochas vulcânicas básicas (basaltos) da Formação Serra Geral, de idade Jurássica – Cretácea (mais antiga que os arenitos), e que em ambos os mapas geológicos utilizados como referência, aparece ocupando o fundo de vales de cota mais baixa, ao longo do Ribeirão Santa Clara. Nos levantamentos de campo não foi possível a observação direta destas rochas e unidade, pela ausência de afloramentos e por estarem recobertos parcialmente pelos aluviões.

Tendo-se em conta estas limitações cartográficas, observa-se um predomínio em área de ocorrência dos solos residuais arenosos dos arenitos rudáceos (grosseiros) e conglomeráticos, com nódulos e cimento carbonáticos, pertencentes à Formação Marília.

O predomínio desta unidade se confirma também ao longo do trecho analisado da rodovia SP-280, bem como, nos taludes de corte com as principais feições de instabilização identificadas nos levantamentos de campo. Desta forma, as amostragens e ensaios de caracterização geotécnica e demais investigações e análises de detalhe foram realizados em solos pertencentes à unidade de solos residuais arenosos da Formação Marília.



Figura 22 – Foto do afloramento de arenito conglomerático alterado da Formação Marília (km 307+500, pista leste).

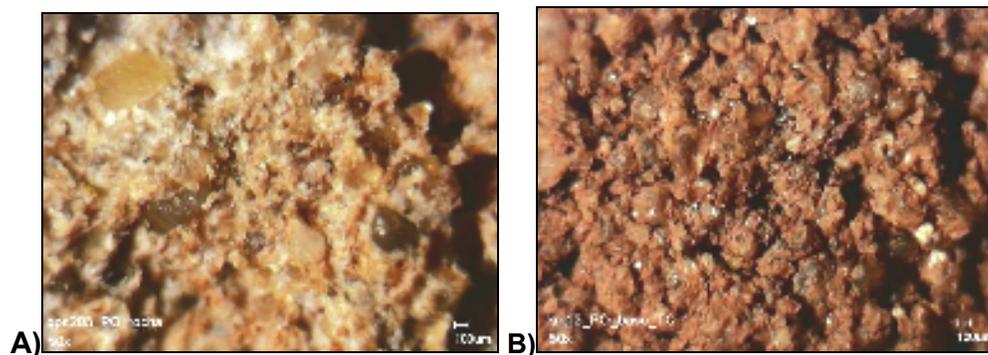


Figura 23 – Fotos de lupa digital com aumento de 50 vezes:
A) Amostra do arenito conglomerático (km 307+500, leste);
B) Amostra indeformada de solo (km 313, pista leste).



Figura 24 – Foto de nível conglomerático formando uma linha de seixos no solo residual do arenito da Formação Marília (berma do talude de corte da pista oeste, km 313).

5.3. Identificação dos Taludes Críticos

Foram identificadas feições erosivas de pequeno (sulcos) a grande porte (ravinas e boçorocas), além de escorregamentos de solo pouco profundos (1 a 2 metros), estreitos (até 5 metros de largura) e com amplitudes de até 10 metros. As superfícies de ruptura destes escorregamentos tendem a ser circulares de grande raio (quase planares). As rupturas maiores parecem estar associadas também ao desenvolvimento e a evolução de feições erosivas de grande porte.

Dentro do trecho estudado, estas feições de instabilização concentram-se nos taludes de corte do km 313 e km 305+500 (Figura 25 a Figura 27). Além destes taludes de corte da rodovia, foram identificados ravinamentos nos terrenos laterais à faixa de domínio da rodovia e problemas de instabilização no aterro de grande porte existente na travessia do Córrego do Tranqueira, na altura do km 312+300 (Figura 32).

Foram realizadas visitas de campo durante todo o período de pesquisa. Em visita após o período chuvoso, pode-se constatar que o nível d'água se encontra próximo a superfície no talude da pista leste (Figura 28 e Figura 29), haja vista que erosões no pé do talude se iniciaram em seguida a este período.

Os estudos, as investigações e as análises de detalhe foram desenvolvidos principalmente no talude de corte das pistas leste e oeste na altura do km 313, incluindo a realização das amostragens e dos ensaios de caracterização geológico-geotécnica de laboratório (Figura 32). Neste local, os processos são de portes maiores e apresentam características geotécnicas e fenomenológicas mais complexas e espera-se que os resultados obtidos permitam contribuir com a proposição de obras de mitigação dos processos de instabilização.

Salienta-se que a empresa SPVIAS Ltda., responsável pela concessão da rodovia, já vinha realizando obras de correção no talude de corte da pista leste do km 305+500 (Figura 27) e no aterro de travessia do km 312+200, quando a presente pesquisa foi iniciada.

No caso do aterro de travessia, também foram feitas mudanças na geometria original do talude de corte da pista leste km 313, com retirada de solo para ser utilizada na reconstrução deste aterro.



Figura 25 – Foto das feições de instabilização de grande porte presentes no talude de corte da pista leste, km 313.



Figura 26 – Foto das feições de instabilização de grande porte presentes no talude de corte da pista oeste, km 313.



Figura 27 – Foto das feições de instabilização de médio porte no talude de corte da pista oeste (km 305+500, fim do trecho) sendo corrigidas.



Figura 28 – Foto da feição erosiva formada no pé do talude leste após o período chuvoso (km 313).



Figura 29 - Foto da feição erosiva formada após o período chuvoso na região que antes era uma berma na pista leste (km 313).

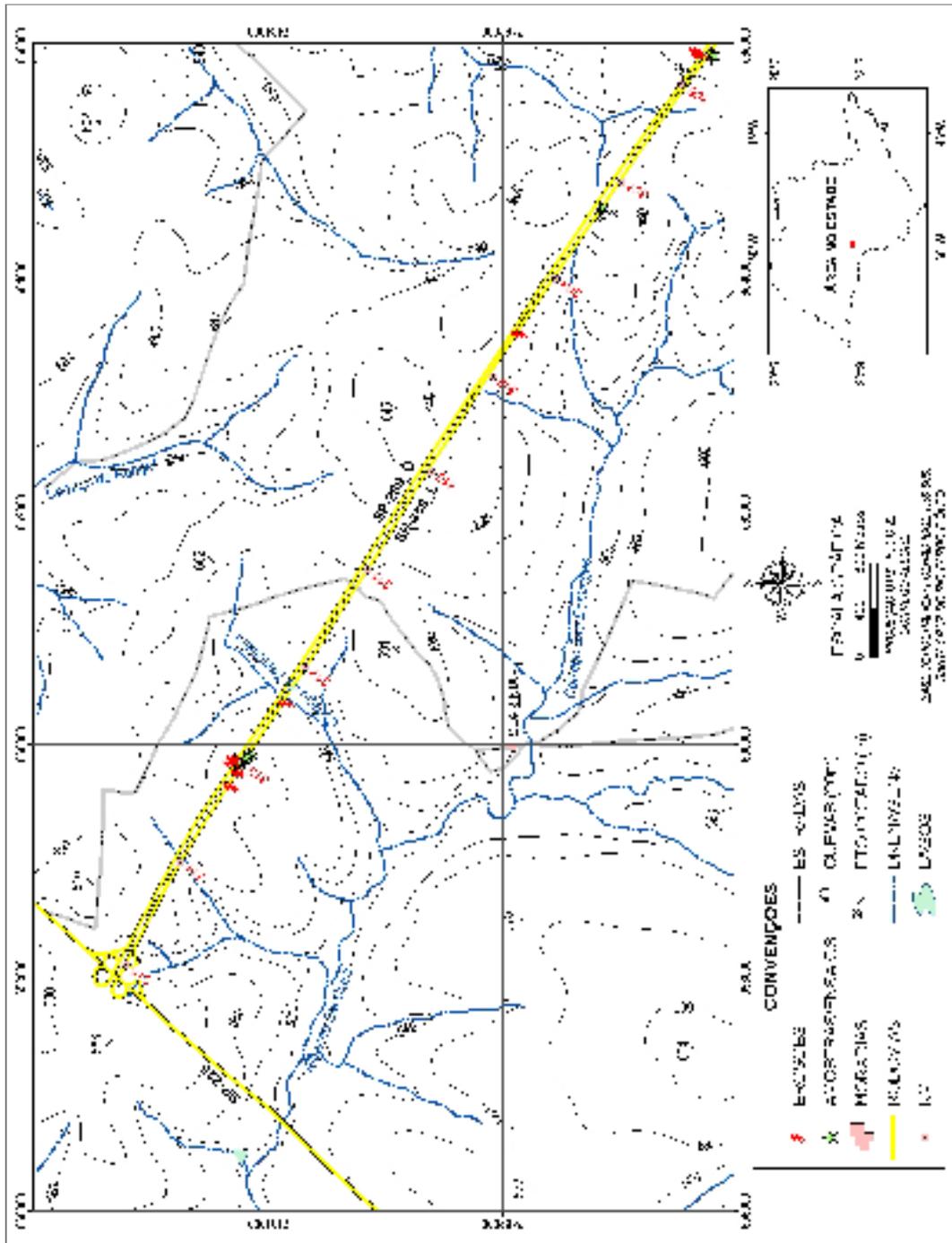


Figura 30— Mapa de localização das feições de instabilização e dos locais amostrados para ensaios.

5.4. Análise da Topografia de Detalhe dos Taludes Críticos

A conformação geométrica do talude de corte no Km 313 da pista leste (sentido capital) registrada pela foto aérea é diferente da atual, uma vez que este talude está sendo utilizado como área de empréstimo para obra de restauração do aterro de travessia do Córrego do Tranqueira (km 312+300). A berma intermediária que existia neste talude foi escavada, sem modificação (reco) da sua linha de crista (Figura 31).

A Figura 32 apresenta a base cartográfica dos taludes de corte do km 313 na escala original 1:4.000, obtida pelo procedimento descrito no item 3.6. Também são identificadas as posições das seções topográficas levantadas em campo com auxílio de trena, inclinômetro e balizas (cotas relativas) e os locais amostrados para realização de ensaios de granulometria, de erodibilidade e de resistência ao cisalhamento direto. Fica claro que os taludes das pistas leste e oeste já apresentavam as feições de instabilização de maior porte em 2005, data das fotos aéreas utilizadas.



Figura 31 – Fotos da conformação geométrica dos taludes de corte km 313 pista leste, antes (esquerda) e pós remoção da berma intermediária (direita).

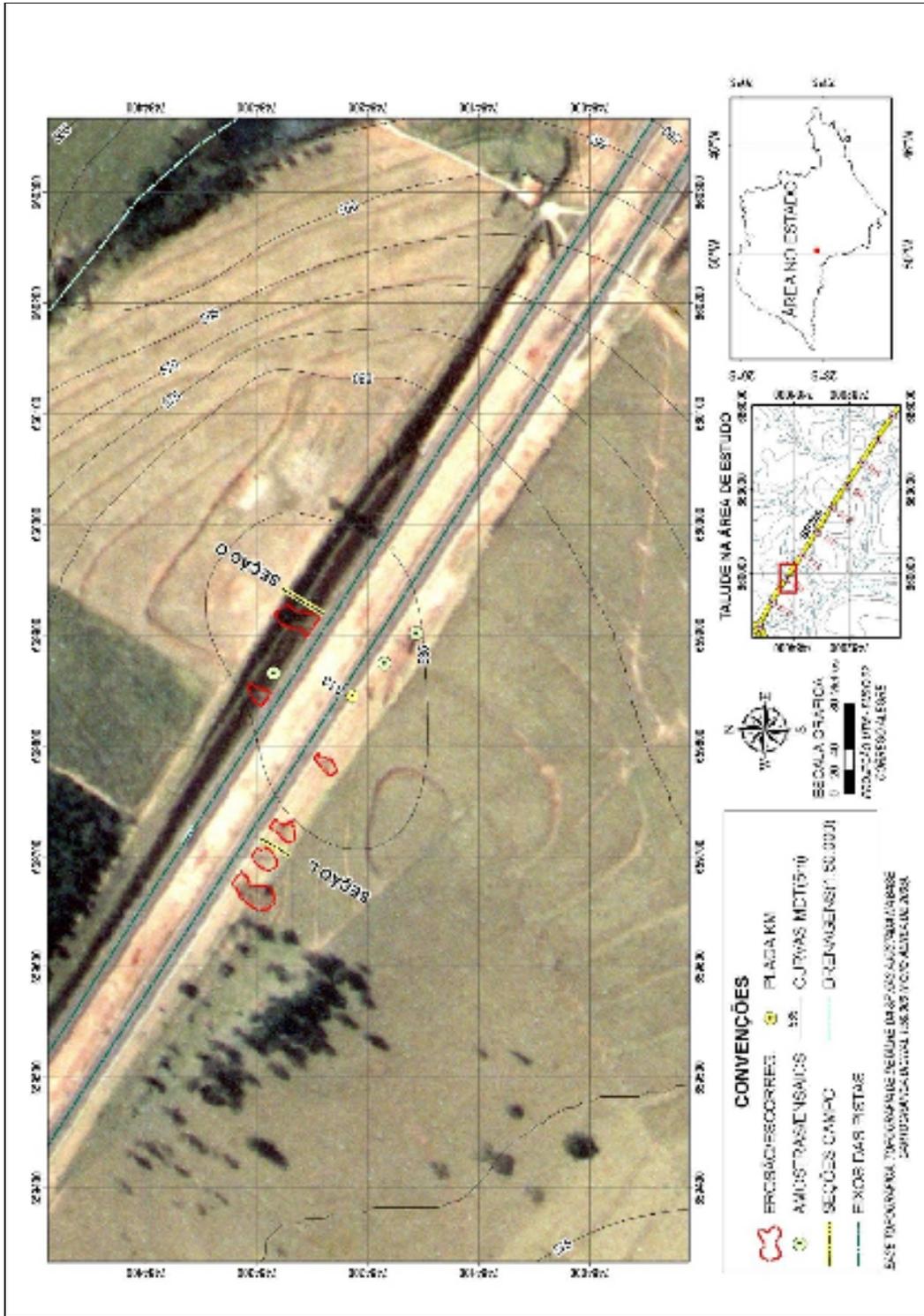


Figura 32 – Base cartográfica de detalhe dos taludes de corte do km 313 da rodovia SP-280 (sem a topografia de detalhe da SPVIAS).

Observou-se uma defasagem de cerca de 50 metros entre os valores de cota do levantamento topográfico fornecido pela SPVIAS e as curvas obtidas a partir do MDT da base topográfica 1:50.000 (Figura 33). Esta defasagem está associada à adoção de cotas de referência distintas nos dois levantamentos topográficos.

Apesar desta defasagem nos valores absolutos das cotas, observa-se um bom ajuste da conformação topográfica do levantamento de detalhe e a foto aérea de 2005 georreferenciada na base topográfica 1:4.000.

Alisando-se o levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível em intervalos de 1 metro), observa-se um traçado de curvas de nível um pouco discordantes da realidade observada em campo, principalmente no que se refere à existência de elevações no terreno na região das plataformas das pistas de rolamentos na altura do km 313.

Estas discrepâncias geométricas podem ser observadas na Figura 34, que representa uma visualização tridimensional do MDT no formato TIN (Triangular Irregular Network), produzido a partir do levantamento topográfico de detalhe e o comando Create tin from features do módulo 3D Analyst do Arcgis 9.1.

A seção topográfica transversal ao eixo das pistas (direção SW para NE), realizada a partir deste MDT da base topográfica de detalhe, também indica uma conformação topográfica para a seção de corte em caixa da plataforma da SP-280 incompatível com o observado em campo, principalmente no que tange à inclinação média dos taludes de corte e a ausência da berma intermediária no talude da pista oeste (Figura 35).

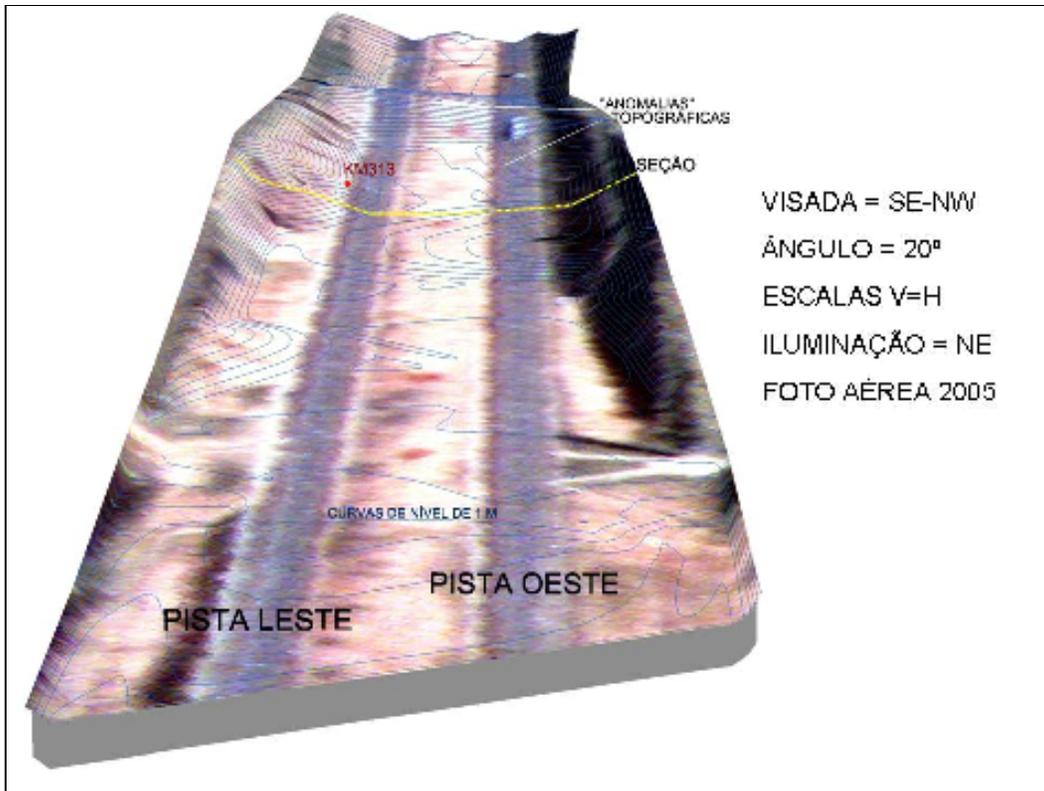


Figura 34 – Visualização 3D do MDT no formato TIN elaborado a partir do levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível em intervalos de 1 metro).

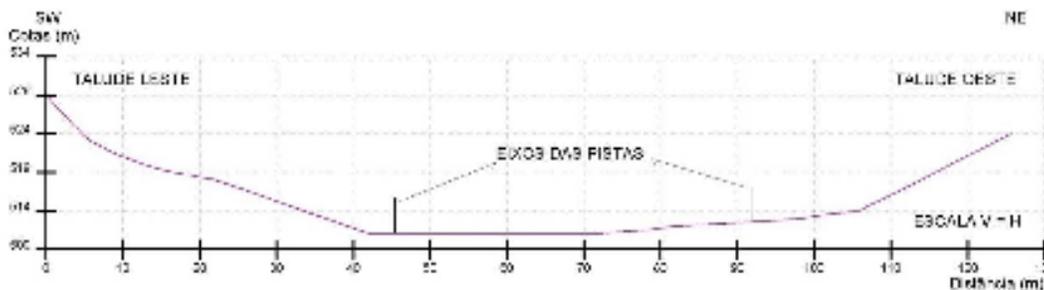


Figura 35 – Seção topográfica obtida a partir do MDT no formato *TIN*, elaborado a partir do levantamento topográfico de detalhe (curvas de nível em intervalos de 1 metro).

As origens reais das seções (inícios da seção em campo) foram georreferenciadas com GPS, sendo apresentas as cotas absolutas obtidas com este equipamento e as obtidas a partir do levantamento topográfico de detalhe. A Figura 36 e a Figura 38 apresentam os traçados e as fotos das seções geológico-geotécnicas levantadas nos taludes de corte das pistas leste e oeste do km 313 da rodovia SP-280.

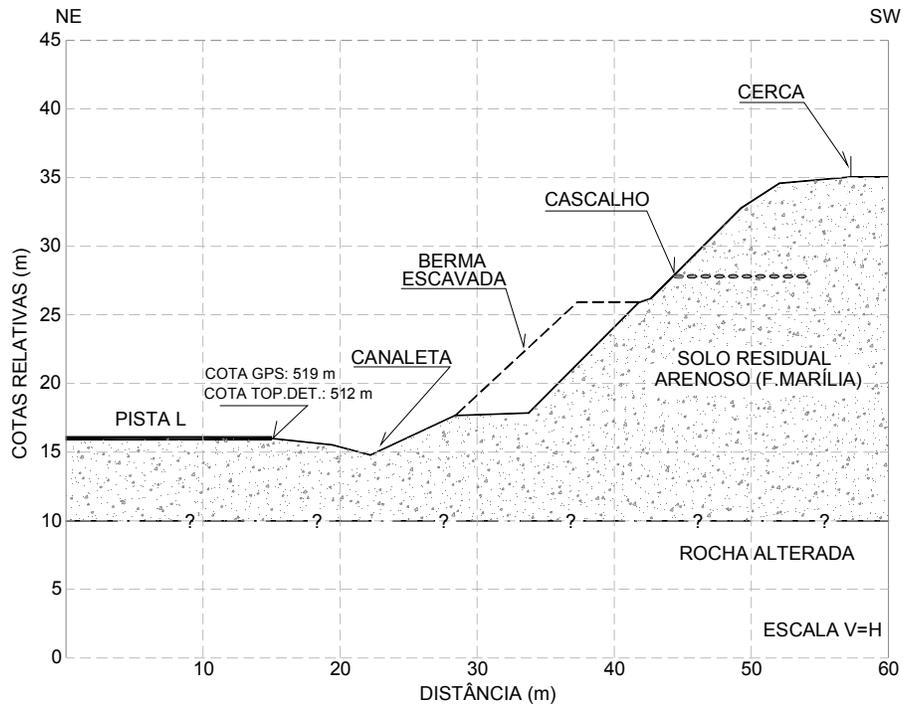


Figura 36 – Seção geológico-geotécnica do talude de corte do km 313, pista leste (sentido Capital).



Figura 37 – Foto frontal da seção geológico-geotécnica levantada em campo (talude leste).

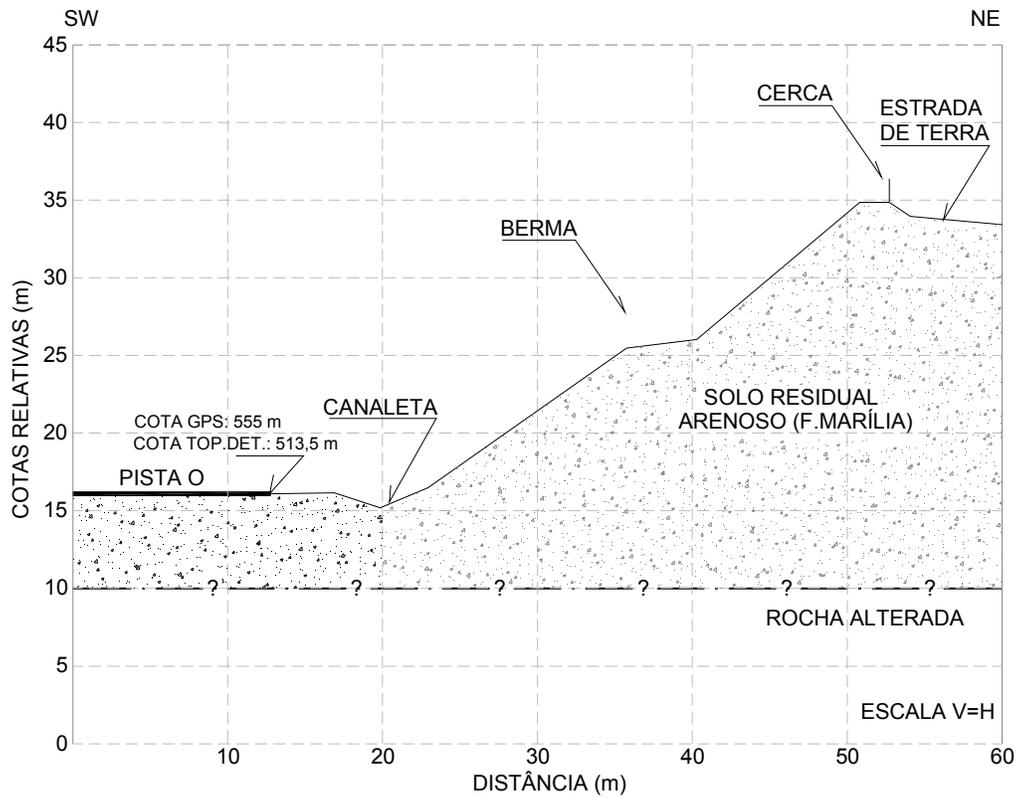


Figura 38 – Seção geológico-geotécnica do talude de corte do km 313, pista oeste (sentido Interior).



Figura 39 – Foto da área da seção geológico-geotécnica no talude de corte do km 313, pista oeste (sentido Interior).

5.5. Ensaio de Laboratório

Conforme já constatado anteriormente o solo presente no trecho estudado trata-se de solos residuais (Sr) arenosos dos arenitos rudáceos (grosseiros) e conglomeráticos, com nódulos e cimento carbonáticos, pertencentes à Formação Marília.

Foram realizados 5 locais (pontos) de amostragem, onde priorizou-se os dois pontos de maior instabilização, km 313, para retirada de amostras indeformadas. Sendo denominado cada ponto como: solo residual topo do talude leste (Sr T L), solo residual base do talude leste (Sr B L), solo residual base do talude leste 2 (Sr B L 2-km 305), solo residual topo do talude oeste (Sr T O), solo residual base do talude oeste (Sr B O).

Com a finalidade de se caracterizar o material de estudo foram realizados ensaios de granulometria conjunta (NBR 7181), massa específica dos solos (NBR 6508). Em complementação a caracterização, determinou-se o índice de erodibilidade, o argilomineral presente e a resistência ao cisalhamento direto na umidade natural e inundada, conforme descrito abaixo.

5.5.1. Análise Granulométrica, Massa Específica e Capacidade de Troca Catiônica

Os resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos e caracterização granulométrica realizados são apresentados na Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 10 – Índices Físicos.

Amostra		γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³) Proctor	e	n (%)	w _{ot} (%)
Deformada	Sr T L	26,896	18,40	0,462	31,59	13,8
	Sr B L	26,741	18,40	0,453	31,19	13,8
	Sr B L - km 305	26,725	18,40	0,452	31,15	13,8
	Sr T O	26,688	18,40	0,450	31,05	13,8
	Sr B O	26,644	18,40	0,448	30,94	13,8
Indeformada	Sr B L	26,82	18,40	0,458	31,39	13,8
	Sr B O	26,69	18,40	0,451	31,06	13,8

Tabela 11 – Resultado de Granulometria.

Amostra		Granulometria				
		Areia			Argila (%)	Silte (%)
		Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)		
Deformada	Sr T L	35,0	33,0	0,0	26,0	6,0
	Sr B L	37,0	42,0	0,0	16,0	5,0
	Sr B L – km 305	37,0	38,0	1,0	17,5	6,5
	Sr T O	38,0	33,5	0,5	24,0	4,0
	Sr B O	44,5	32,5	0,0	17,0	6,0
Indeformada	Sr B L	45,0	21,0	0,0	22,0	12,0
	Sr B O	37,5	44,0	0,0	14,0	4,5

A Figura 40 mostra as curvas granulométricas de todas as amostras estudadas, podendo-se observar que o solo residual que se encontra no topo dos taludes 1 e 3, são praticamente homogêneos, assim como os da base pode-se dizer que trata-se do mesmo solo residual, haja vista que há pouca discrepância entre as curvas. Assim como podemos afirmar que o argilomineral presente neste solo, já que todos os solos apresentaram praticamente a mesma classificação granulométrica, trata-se provavelmente da caulinita.

A Tabela 12 mostra que este argilomineral é muito pouco ativo, o que é satisfatório, haja vista que se o argilomineral presente, por exemplo, fosse a montmorilonita ou uma esmectita, haveria de se tomar cuidados especiais com ciclagem, logo que na presença de água os mesmos são altamente expansíveis.

Segundo a classificação SUCS, os solos são classificados como SC, haja vista que as argilas apresentam maiores porcentagens que os siltes. A densidade aparente seca máxima para proctor normal nestes solos é esperada entre 17,0 e 20,0 kN/m³, e todos os solos apresentaram, conforme a Tabela 10, o valor de 18,4 kN/m³, conforme era esperado.

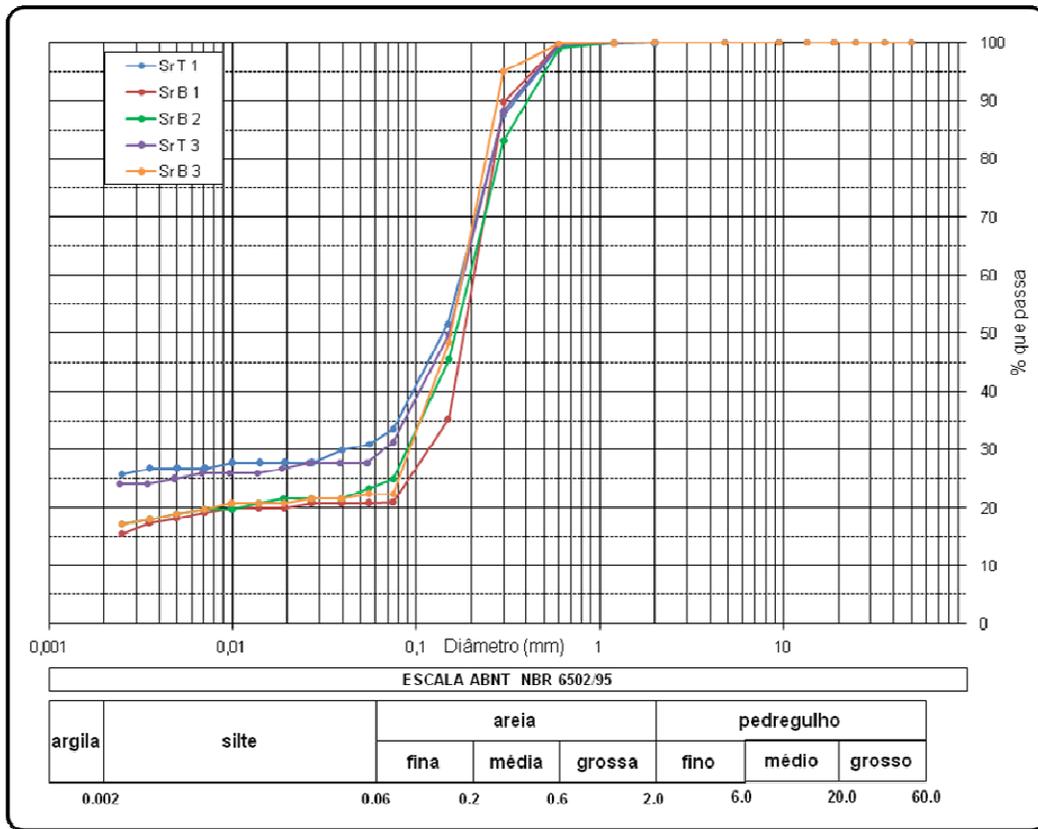


Figura 40 – Curvas granulométricas.

Tabela 12 – Resultado do ensaio de Azul de metileno.

Amostra		Azul de Metileno						Argilo mineral Provável
		Vb (g/100g de solo)	Acb (g/100g de argila)	CTC (meq/100g)		SE (m ² /g argila)		
				Solo	Argila	Solo	Argila	
Deformada	Sr T L	0,80	3,08	2,50	9,62	19,59	75,35	Caulinita
	Sr B L	0,94	5,88	2,94	18,38	23,01	143,81	Caulinita
	Sr B L - km 305	0,83	4,73	2,59	14,80	20,24	115,66	Caulinita
	Sr T O	0,73	3,05	2,29	9,54	17,89	74,54	Caulinita
	Sr B O	0,93	5,49	2,92	17,18	22,85	134,41	Caulinita
Indeformada	Sr B L	1,29	5,89	4,05	18,41	31,68	144,00	Caulinita
	Sr B O	0,62	4,43	1,94	13,86	15,19	108,50	Caulinita

5.5.2. Erodibilidade

Com base em dois ensaios simples, a erodibilidade é determinada através dos ensaios de absorção de água (S) e perda por imersão (P). As amostras indeformadas devem ser coletadas em anéis de PVC de 40 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Após obter tais resultados calcularam-se os índices propostos por Pejon (1992) e Nogami e Villibor (1979), conforme apresentado na Tabela 13.

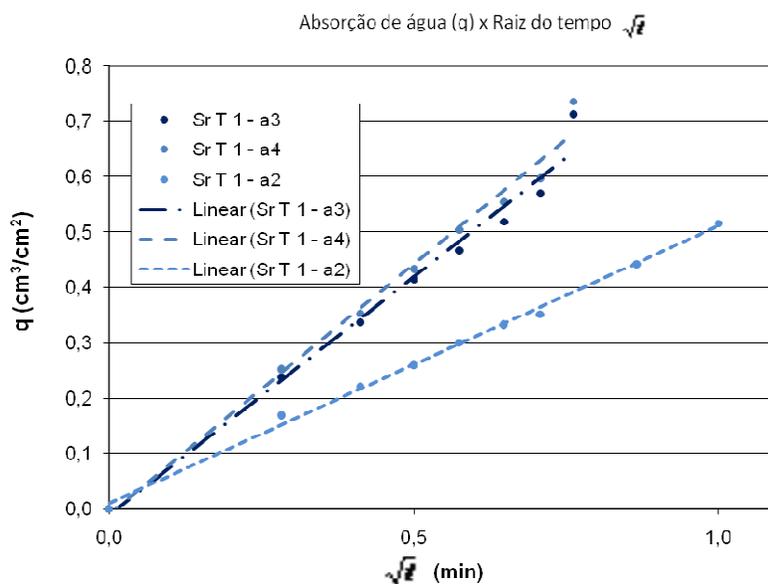


Figura 41 – Obtenção do índice de absorção de água

Tabela 13 – Resultado de Erodibilidade, valores médios.

Amostra	S	P (%)	E40 - Pejon (1992)	E52 - Nogami e Villibor (1979)
Sr T L	0,75	2,96	10,21	13,28
Sr B L	1,17	80,27	0,58	0,76
Sr T O	1,28	6,76	7,57	9,84
Sr B O	0,41	2,30	7,51	9,35

Observando-se os dados da Figura 42, conclui-se que apenas o Sr B 1 (Pista Leste) apresentou uma maior predisposição a erodibilidade, visto que se o valor de E for maior que 1 o material apresenta baixo índice de erodibilidade, conforme proposto por Nogami e Villibor (1979 apud Pejon e Zuquette, 2001).

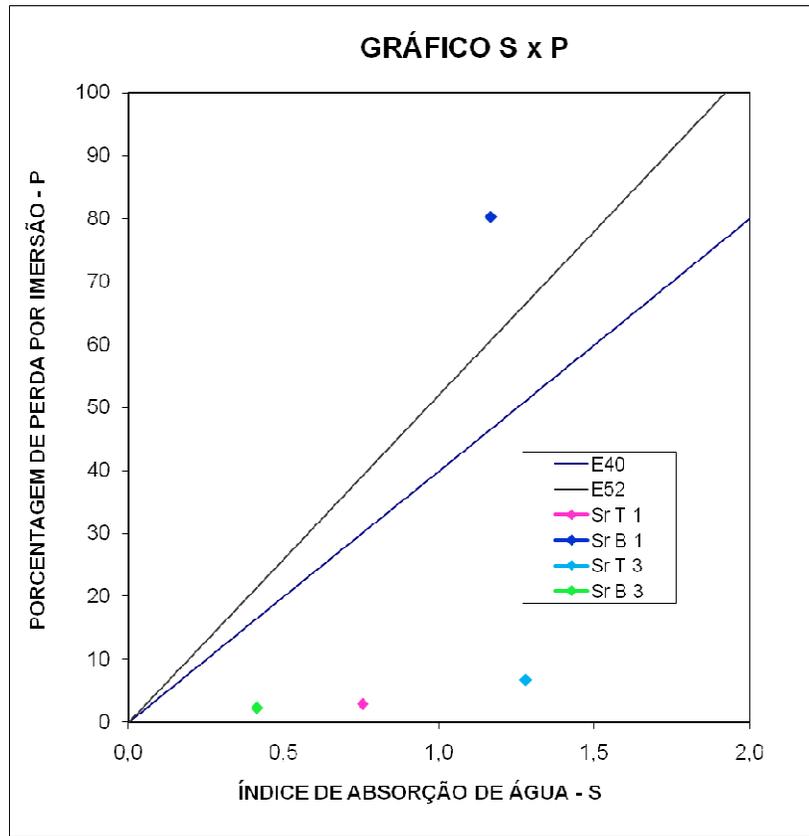


Figura 42 – Índice de absorção de água e perda por imersão

5.5.3. Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados na condição drenada e inundada em amostras indeformadas dos solos das pistas Leste e Oeste para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico.

O equipamento utilizado permitia a realização de ensaios do tipo deformação controlada. A tensão normal era aplicada através da colocação de pesos em um pendural simples. A caixa de cisalhamento quadrada tinha lado de 10 cm e altura de 2,55 cm.

Cada corpo de prova foi moldado a partir de blocos indeformados, utilizando-se um anel metálico com borda bixelada e depois talhado nas dimensões finais e colocado na caixa de cisalhamento.

Para o ensaio inundado, optou-se por inundar o corpo de prova por, pelo menos, 12 horas antes da aplicação da carga e assim que ocorria a estabilização, era realizado o cisalhamento. A velocidade de deformação adotada para os ensaios foi de 0,50 mm/min.

As envoltórias de ruptura foram determinadas para tensões normais baixas a médias. Para cada amostra foram realizados três ensaios com as seguintes tensões normais: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, na tentativa de simular as tensões que ocorrem *“in situ”*.

Na realização dos ensaios manteve-se um padrão tirando-se a umidade antes do ensaio e após o mesmo, com isso pode-se determinar o grau de saturação inicial e final de cada incremento de carga, conforme apresentado na Tabela 14.

A saturação obtida no final dos ensaios inundados, conforme era esperado, não chegou a 100% ou o mais próximo possível, visto que foram realizados ensaios de cisalhamento direto e a saturação completa só ocorre em ensaios triaxiais.

Tabela 14 – Condições de ensaio.

Condições da Amostra		w_i (%)	Sr_i (%)	w_f (%)	Sr_f (%)	σ_v (kPa)	τ (kPa)
Natural	Sr B L	13,96	62,66	13,30	60,64	50	78,89
		12,95	56,80	12,46	55,28	100	116,25
		13,92	59,13	13,24	57,14	200	175,37
	Sr B O	8,29	28,08	8,04	27,38	50	44,70
		8,08	30,40	7,86	29,73	100	80,45
		8,18	32,26	7,66	30,56	200	142,87
Inundada	Sr B L	13,97	66,13	22,99	95,15	50	43,80
		12,97	56,50	23,42	82,00	100	67,40
		13,87	60,69	28,48	93,05	200	128,20
	Sr B O	7,52	28,76	20,87	61,28	50	33,00
		8,14	30,76	22,08	63,62	100	66,90
		8,79	32,78	20,93	61,56	200	126,30

w_i - umidade inicial

Sr_i - grau de saturação inicial

w_f - umidade final

Sr_f - grau de saturação final

σ_v - tensão aplicada

τ - tensão cisalhante

Em relação aos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios, verifica-se que em termos de tensão efetivas a coesão apresentou valores da ordem de 49 kPa para a pista leste e de 13,5 kPa para a pista oeste, com ângulo de atrito efetivo médio de 33°, conforme mostra a Tabela 15. Pode-se observar também que ao inundar a amostra, a coesão em ambos sofreu uma redução em torno de 73%.

Tabela 15 – Parâmetros do solo.

Condições da Amostra		Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (ϕ)
Natural	Sr B L	49,33	32,5
	Sr B O	13,50	33,0
Inundada	Sr B L	13,40	30,0
	Sr B O	3,30	31,7

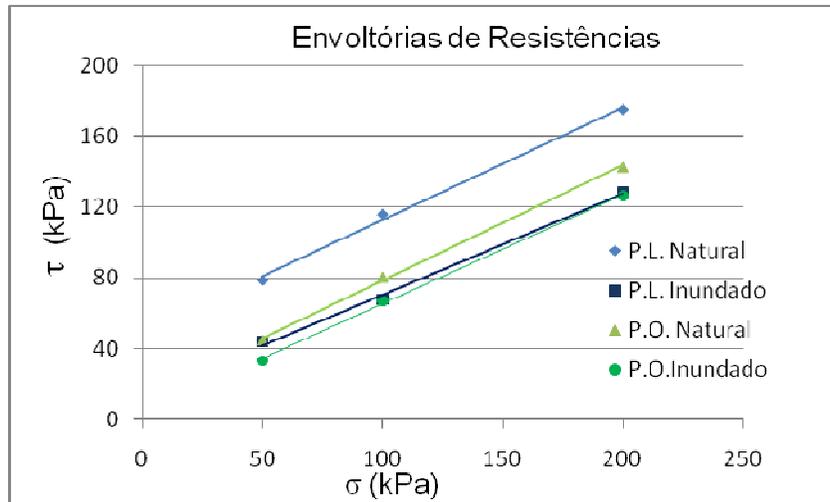


Figura 43 – Envoltórias de Resistências

5.6. Análises de Estabilidade

5.6.1. Pista Leste

Nas análises de estabilidade optou-se por realizar verificações para a superfície topográfica atual do talude, obtida com trena, nas condições saturadas e não saturadas com os parâmetros obtidos, conforme mostra as Figura 44 e Figura 45. No pé do talude pode-se observar presença de água, portanto, optou-se também por analisar esta situação sugerindo-se que o nível d'água estivesse próximo a superfície, assim como mostra a Figura 46. Os fatores mínimos de segurança (FS_{\min}) obtidos foram de 2,29, 1,20 e 1,15 respectivamente.

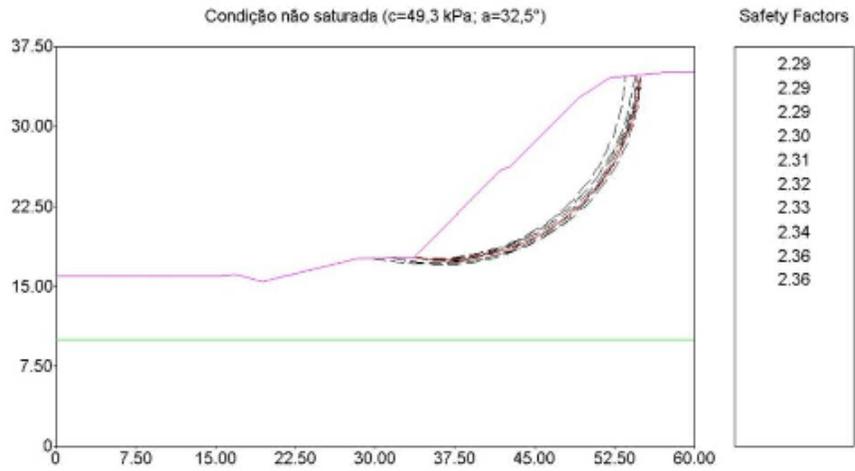


Figura 44 – Análise para condição não saturada, $FS_{\min} = 2,29$.

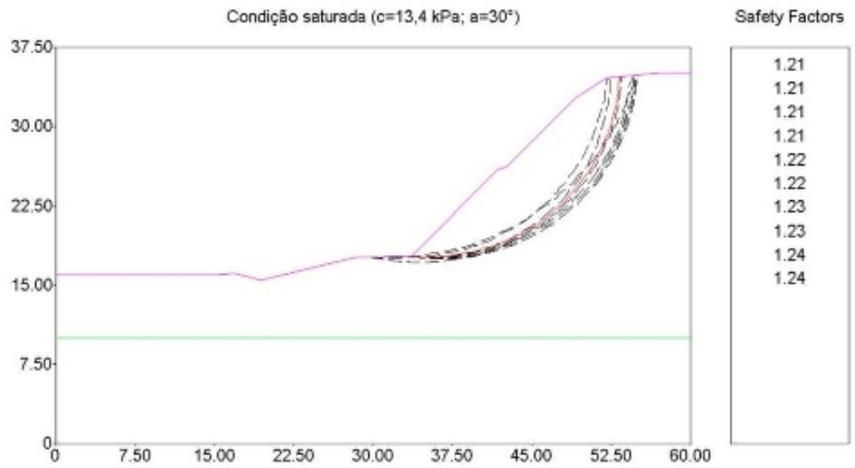


Figura 45 – Análise para condição saturada, $FS_{\min} = 1,21$.

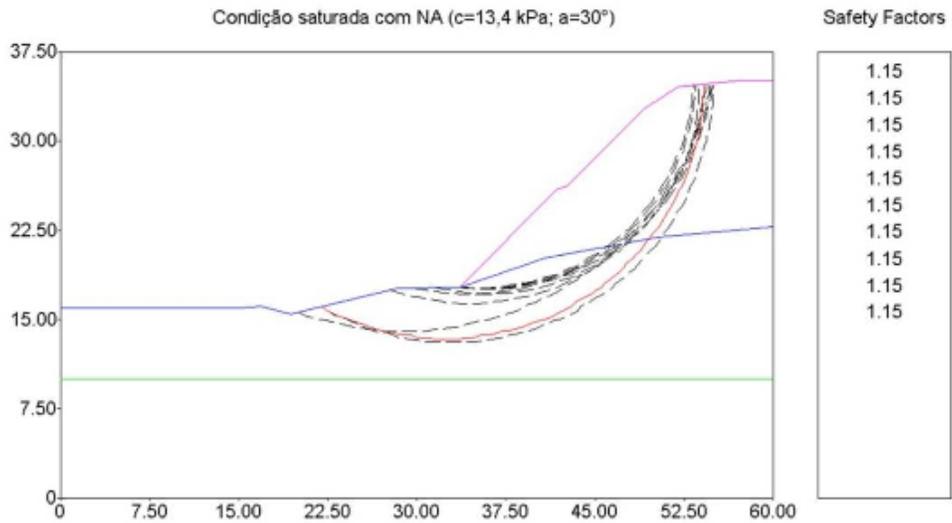


Figura 46 – Análise para condição saturada e com nível d'água, $FS_{\min} = 1,15$.

Outra situação analisada foi à ocorrência de um deslizamento raso afetando todo o talude da pista leste, simulando algumas rupturas observadas nos levantamentos de campo. Adotando-se os parâmetros de resistência mais críticos (condição saturada) obteve-se um FS de 1,73 (Figura 47).

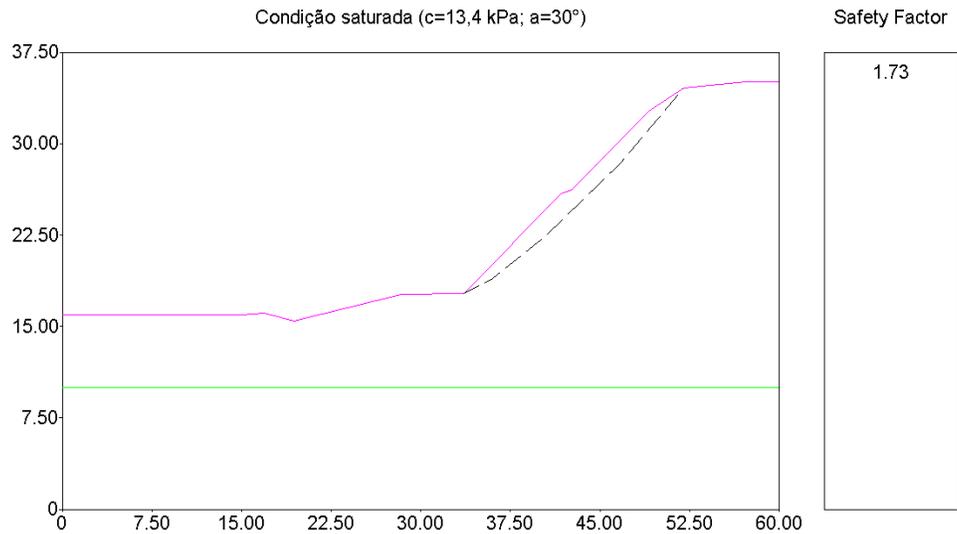


Figura 47 – Análise para superfície específica na condição saturada, FS = 1,73.

Na sequência, foi realizada a retroanálise desta ruptura, adotando-se o ângulo de atrito de 30° e reduzindo-se o valor de coesão até obter-se o FS unitário. O valor de coesão crítico aferido foi de 4,5 KPa (Figura 48).

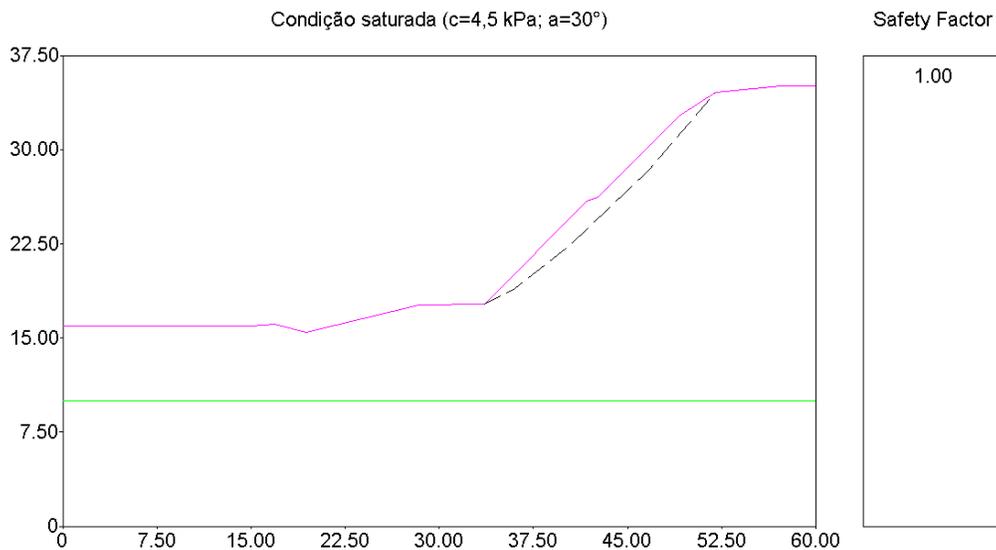


Figura 48 – Retroanálise para condição saturada, FS = 1,00.

Por fim, as mesmas condições de saturação e nível d'água apresentadas nas Figura 44 a Figura 46 foram analisadas novamente quanto aos fatores de segurança críticos, considerando-se a situação topográfica do talude da pista leste com a berma intermediária que o mesmo possuía originalmente no início da pesquisa (foi escavado para empréstimo de solo).

Os valores de fator de segurança críticos obtidos foram de 2,55; 1,42 e 1,25, respectivamente, indicando ganhos de 9 a 17% na condição de segurança para os taludes da pista leste com a berma intermediária (Figura 49 a Figura 51).

$$\Delta FS \% = \frac{2,55 - 2,29}{2,29} \Rightarrow 11,35\%$$

$$\Delta FS \% = \frac{1,42 - 1,21}{1,21} \Rightarrow 17,36\%$$

$$\Delta FS \% = \frac{1,25 - 1,15}{1,15} \Rightarrow 8,70\%$$

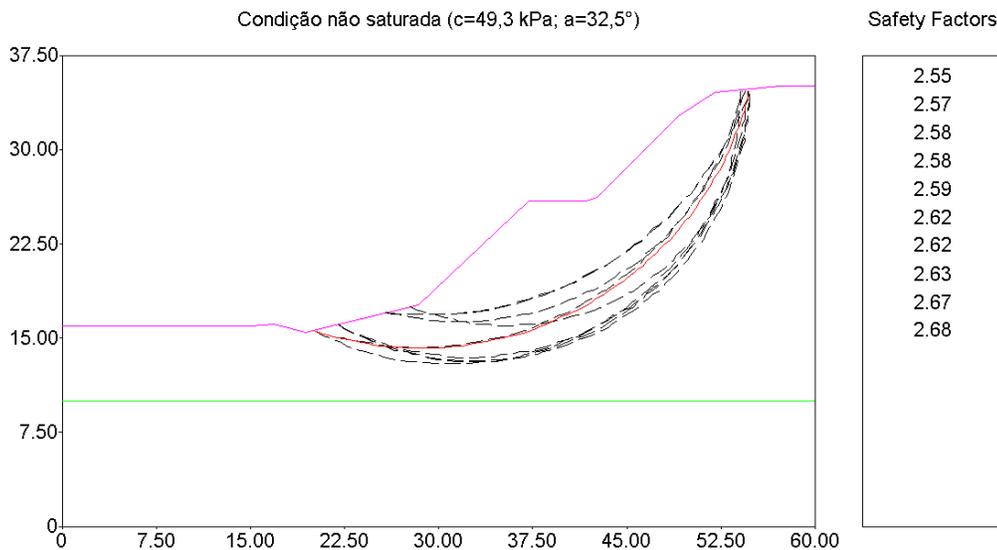


Figura 49 – Análise para condição não saturada, FS = 2,55.

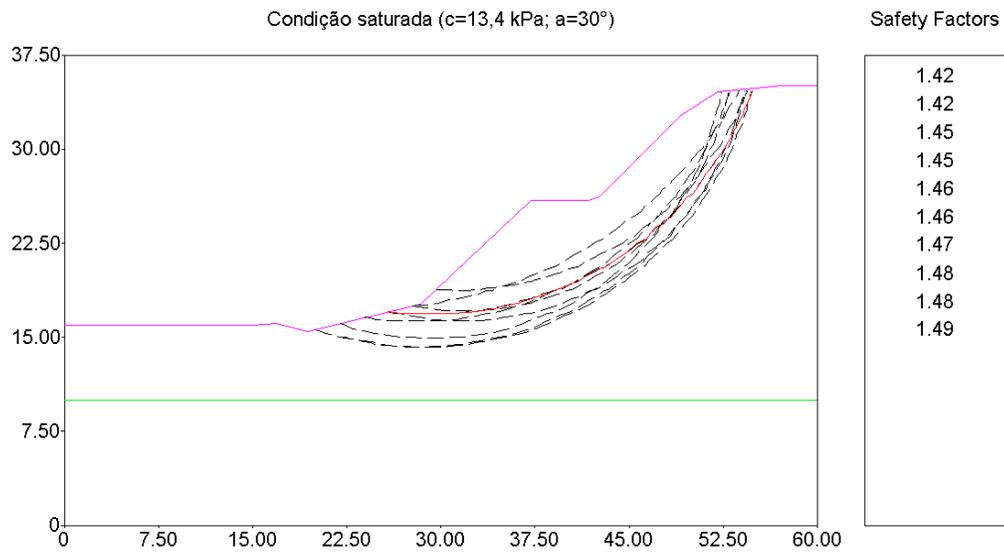


Figura 50 – Análise para condição saturada, FS = 1,42.

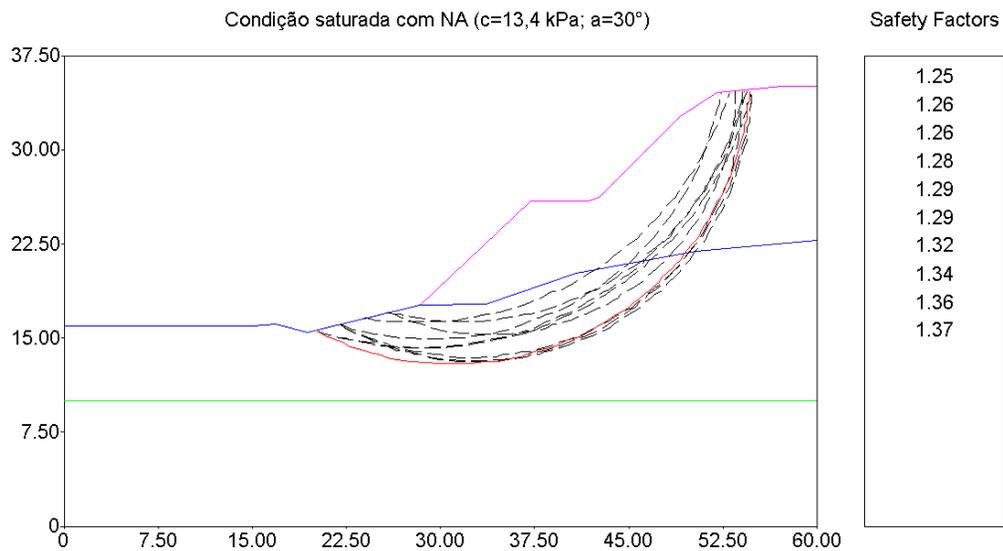


Figura 51 – Análise para condição saturada e com nível d'água, FS = 1,25.

5.6.2. Pista Oeste

Para as análises de estabilidade optou-se por realizar verificações para a superfície topográfica atual do talude nas condições saturada e não saturada com os parâmetros obtidos no item 6.7.3, conforme mostram as Figura 52 e Figura 53. Os fatores mínimos de segurança (FS_{min}) obtidos foram de 1,61 e 1,22 respectivamente.

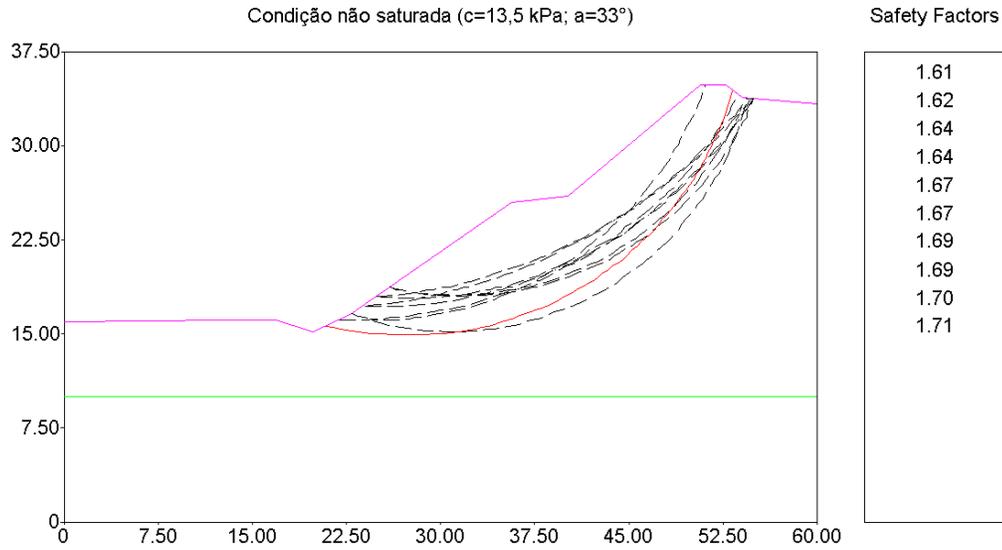


Figura 52 – Análise para condição não saturada, FS = 1,61.

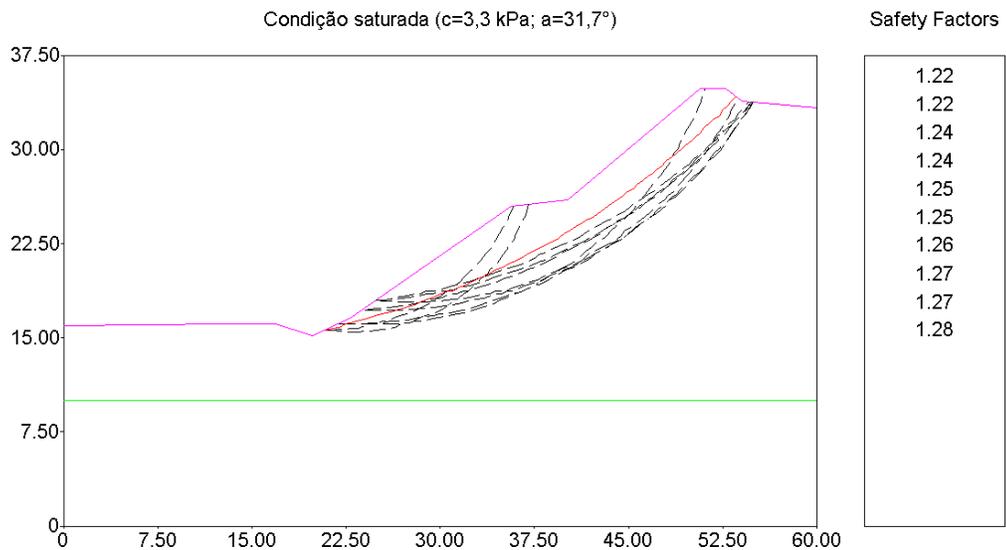


Figura 53 – Análise para condição saturada, FS = 1,22.

Assim como na pista leste, a ocorrência de um deslizamento raso afetando todo o talude da pista oeste foi analisada, simulando algumas rupturas observadas nos levantamentos de campo. Adotando-se os parâmetros de resistência mais críticos (condição saturada) obteve-se um FS de 1,30 (Figura 54).

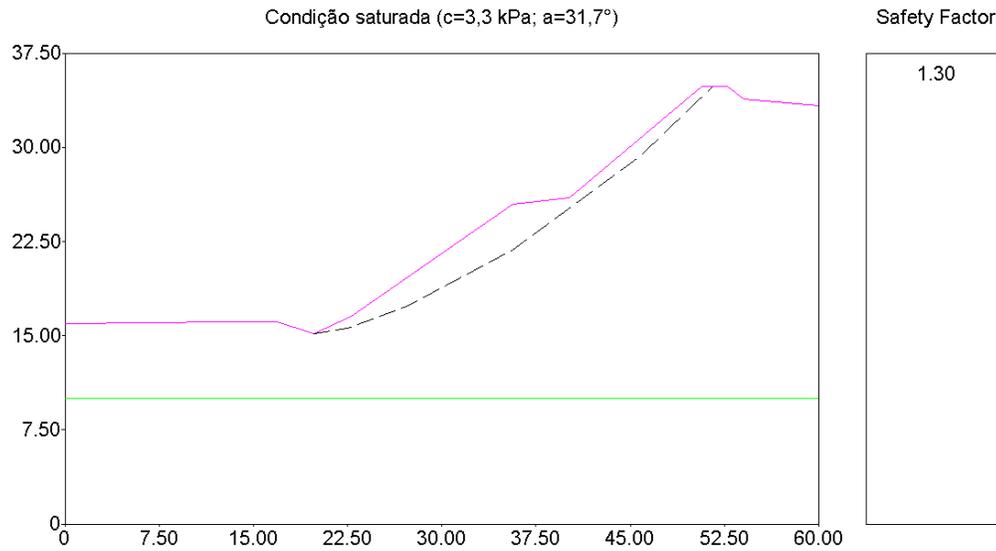


Figura 54 – Análise para superfície específica na condição saturada, FS = 1,30.

Na sequência, foi realizada a retroanálise desta ruptura, adotando-se o ângulo de atrito de 31,7° e reduzindo-se o valor de coesão até obter-se o fator de segurança unitário. O valor de coesão crítico obtido foi de 0 kPa (Figura 55).

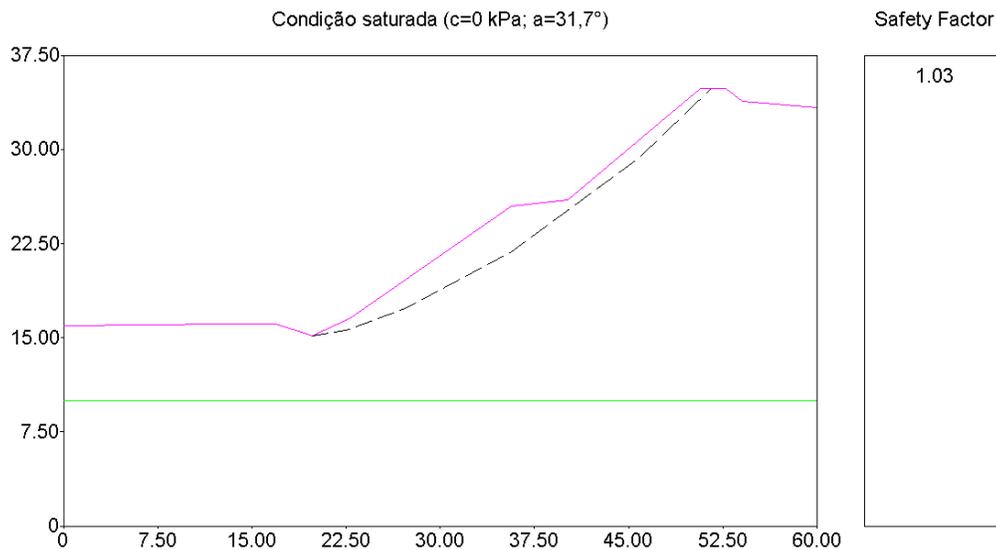


Figura 55 – Retroanálise para condição saturada com c = 0, FS = 1,03.

Para o talude da pista oeste também foi analisada a condição geométrica considerando a ocorrência de uma erosão ou ruptura pequena na base do talude, acentuando sua inclinação neste trecho. Parte das feições de instabilização identificadas nos taludes estudados indicam que elas possam ter ocorrido segundo esta sequência de eventos (pequena instabilização no pé evoluindo para o colapso total do talude). Com os parâmetros geomecânicos na condição saturada, obteve-se um fator mínimo de segurança de 1,19, indicando uma redução de 8,5% em relação à condição sem a instabilização no pé (Figura 56).

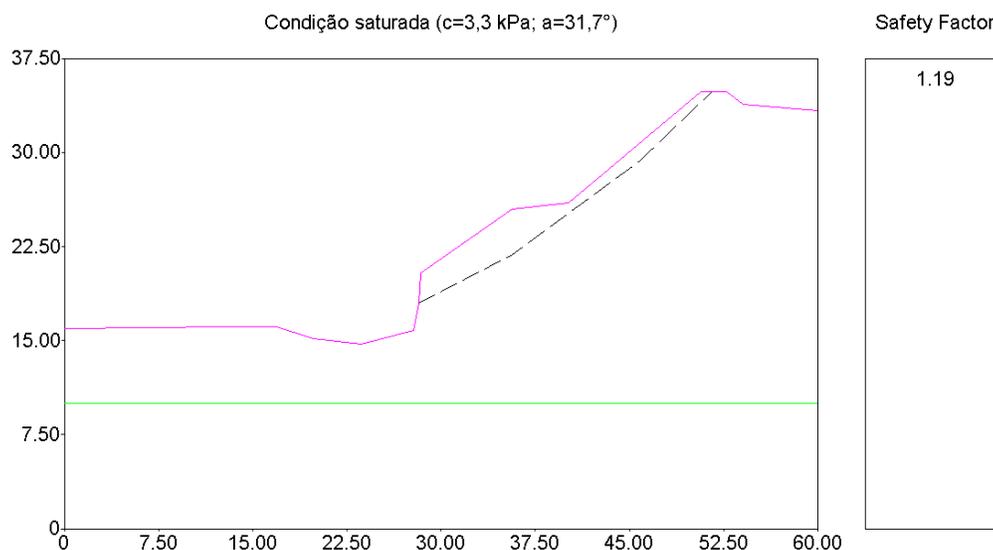


Figura 56 – Análise para princípio de erosão, FS = 1,19.

5.7. Medidas de Recuperação e Prevenção

Os taludes que apresentam problemas de erodibilidade, por serem em solos arenosos, recomendam-se principalmente a proteção superficial com grama em placa. A hidrossemeadura não é considerada favorável, pois necessita de um maior espaço de tempo para que ocorra a total cobertura do talude, assim como a preparação que a superfície do talude necessita induz a sulcos erosivos (Figura 57).



Figura 57 – Detalhe da cobertura com hidrossemeadura em solo arenoso após o período chuvoso.

Recomenda-se que em todo o trecho seja realizada a execução de dispositivos de drenagem pluvial, de maneira a captar e conduzir o escoamento superficial de montante de forma adequada, evitando que o mesmo se dê sobre a superfície do talude. Este procedimento tem por finalidade minimizar o risco de surgimento de novos trechos de erosão no talude.

Na maior feição erosiva presente na pista leste recomenda-se que seja realizado um projeto de drenagem interna para permitir a coleta e condução da água de infiltração e de um possível lençol freático empoleirado.

Nos locais onde for possível a mobilização de equipamentos, recomenda-se a realização de terraplenagem adequada.

Para a recomposição do talude da pista leste, recomenda-se a obturação com solo-cimento ensacado que exercerá a dupla função de proteção superficial e estrutura de contenção.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em termos regionais, as formações geológicas principais presentes na área estudada estão associadas aos depósitos aluvionares recentes (idade Quaternária) associados aos vales de drenagem principais, os arenitos fluviais das Formações Marília e Adamantina do Grupo Bauru (Cretáceo) da Bacia Sedimentar do Paraná e a Formação Serra Geral, composta de rochas ígneas extrusivas básicas (derrames de basalto), pertencente ao Grupo São Bento (Jurássico-Cretáceo) da Bacia Sedimentar do Paraná.

O relevo da região é caracterizado pela presença de Colinas Amplas, com amplitudes locais inferiores a 100m. Predominam terrenos com declividades naturais de 0 a 12%, que perfazem 90,8% da área total. Dentro deste intervalo de declividades ocorre um leve predomínio da classe de 3 a 6% com 35,4% da área total.

O trecho estudado apresenta solo arenoso. Observou-se a presença de um afloramento rochoso no talude de corte do km 307+500 da Pista Leste de um arenito de granulação grosseira, conglomerático, com grãos arredondados e angulosos, com a presença de nódulos e de cimento carbonático na matriz, reagindo positivamente à presença de HCl frio, diluído a 10% (efervescência). Estas características permitiram associar este arenito à Formação Marília.

Nos perfis de alteração dos solos observaram-se a presença de níveis de cascalho e solos arenosos grosseiros com uma estrutura muito parecida com a identificada no afloramento do arenito conglomerático identificado no km 307+500.

A rodovia segue o traçado do projeto original, datado de 1961, mas o trecho que se inicia em Avaré e segue até Santa Cruz do Rio Pardo e Espírito Santo do Turvo só veio a ser inaugurado no ano de 1992.

O trecho analisado da rodovia SP-280 intercepta uma série de divisores e vales de drenagem, que com a implantação das pistas com plataformas largas e greides

pouco acentuados demandados pela classe do empreendimento rodoviário em questão, acabaram gerando cortes e aterros de alturas elevadas (até 20m).

Os problemas de instabilização estão presentes em todo o trecho analisado, principalmente nos cortes que interceptam os espigões fazendo com que o solo arenoso ficasse exposto às intempéries. Observaram-se desde a ocorrência de erosões em sulcos até a presença de ravinas/boçorocas de grande porte e escorregamentos, sendo que as superfícies de ruptura destes tendem a ser circulares de grande raio (quase planar). As rupturas maiores parecem estar associadas também ao desenvolvimento e a evolução de feições erosivas de grande porte. Notou-se também a presença de ravinamentos nos terrenos laterais à faixa de domínio da rodovia.

Foram identificadas as principais feições de instabilização nos taludes de corte da pista Oeste do km 305+500 (Figura 14), em ambos os lados do km 313 (Figuras 13 e 16 - esquerda) e no corpo do aterro do km 312. Optou-se por não detalhar os problemas ocorridos nos km 305+500 e 312, pois obras para estabilização destes taludes já estavam sendo realizadas quando o presente estudo foi iniciado.

O projeto de terraplenagem original deste trecho da SP-280 previu a implantação de bermas intermediárias (Figuras 12 e 13) e sistemas de drenagem na área analisada. Porém durante a realização dos trabalhos, a geometria do talude Leste (Figura 16-direita) sofreu modificações tornando-se mais íngreme e em condição menos favorável de estabilidade.

Na maior feição erosiva presente no talude km 313 da Pista Leste, pode-se observar a ocorrência de um “piping” de aproximadamente 2,0 metros de diâmetro, o que supõe que na época das chuvas o nível d’água (NA) intercepte o pé do talude. Em trabalho de campo realizado no fim do período chuvoso pode ser constatada a ocorrência de surgências d’água na base deste talude (Figura 57).

Pelas fotos aéreas datadas de 2005 pode-se observar que neste ano, os processos erosivos já estavam estabelecidos em estágios de evolução próxima à situação atual. Dados obtidos juntos a empresa concessionária, que se tornou responsável pelo trecho em 1998, sugerem que os taludes já apresentavam feições de instabilização desde esta época. Analisando os dados de pluviometria (Figura 15, pag. 55), observa-se que em se tratando de chuva total, os processos podem ter sido deflagrados ou acelerados em janeiro de 1997 ou fevereiro de 1999. Ao analisar as chuvas mensais máxima após 1992, ano da implantação, observa-se que entre janeiro e março de 94 ocorre um maior pico, chegando a 80 mm aproximadamente no período.

Os resultados das análises granulométricas indicam se tratar de solos muito semelhantes tanto na base quanto no topo, com grandes percentagens de areia fina a média, variando de 66,0 a 81,5% com considerável presença de finos, variando de 18,0 a 38%, índices de vazios muito próximos a 0,45 e porosidade próxima a 31%. Tratando-se, portanto, de um solo arenoso com a presença de finos (argilas na maioria – solos SC pela classificação unificada dos solos - SUCS), conforme já era esperado, pela descrição da Formação Marília.

O resultado da densidade aparente seca máxima obtido pelos ensaios de proctor normal, mostraram que os solos em estudo apresentaram valor de 18,4 kN/m³ (Tabela 10, pág.82), estando também de acordo com a SUCS, uma vez que este estabelece para os solos do grupo SC o intervalo entre 17,0 e 20,0 kN/m³.

O argilomineral presente nestes solos é a caulinita, conforme constatado através da capacidade de troca catiônica obtida com o ensaio de azul de metileno (Tabela 12, pág. 84). Este argilomineral é característico de regiões tropicais equatoriais quentes e muito úmidas e bem drenadas, o que explica a predominância da caulinita nos solos em estudo.

O solo residual da base do talude Leste (Sr B L) apresentou uma maior predisposição a erodibilidade, EP de 0,58 pelo método proposto por Pejon (1992) e ENV de 0,76 pelo método proposto por Nogami e Villibor (1979 apud Pejon e Zuquette, 2001), enquanto que o solo do topo do talude Leste (Sr T L) e os solos do talude Oeste (Sr B O, Sr T O) não apresentaram predisposição a erodibilidade. O que não é observado em campo, uma vez que, ambos taludes apresentam erosões em estágios evoluídos.

Os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios, em termos de tensão efetivas, a coesão apresentou valores da ordem de 49 kPa para a Pista Leste e de 13,5 kPa para a Pista Oeste, com ângulo de atrito efetivo médio de 33°, comparando-se esse valores aos obtidos por Pinto (1993) para solos residuais do arenito Bauru, que apresenta características texturais semelhantes aos solos da Formação Marília, a coesão média para esse solo é de 5 kPa e seu ângulo de atrito médio de 31°. Apresentando uma pequena discordância em relação à coesão, que pode estar associadas à evolução e ao ambiente que se desenvolveram.

Pode-se observar também que ao inundar as amostras, a coesão dos taludes sofreu uma redução em torno de 73%, passando a 13,4 kPa para a Pista Leste e 3,3 kPa para a Pista Oeste, comportamento típico de alguns solos lateríticos que se encontram na zona não saturada, pois apresentam uma coesão temporária ou aparente, provocada por tensões de sucção. Havendo um aumento no grau de saturação do solo, ocorre redução nas tensões de sucção, reduzindo assim, a resistência ao cisalhamento e provocando reduções de volume do solo, quando sob tensão.

Entre os taludes Leste e Oeste observou-se uma grande diferença nos valores de coesão. Essa diferença pode estar associada à questão climática, já que o talude Leste recebe maior insolação que o talude Oeste. Com isso, a evolução pedológica associada aos processos de intemperismo age distintamente em ambos, e o fato da Formação Marília apresentar alto teor de carbonatos pode ser responsável por estas

discrepâncias observadas nos valores de coesão dos taludes das pistas leste e oeste, salientando-se que as amostras de solo do talude oeste apresentam menor teor de umidade natural.

Os resultados das análises de estabilidade indicaram que os deslizamentos podem ser deflagrados nos taludes de estudos com o incremento do grau de saturação e redução da parcela de coesão aparente. A elevação do N.A. também contribui para a redução do fator de segurança, podendo levar a ruptura dos taludes, além de atuar na evolução dos processos erosivos através do fenômeno de *piping* (Tabela 16).

Parte dos processos de instabilização parecem ter ocorrido em 2 etapas, com a instalação de processos erosivos na base dos taludes, acentuando o perfil geométrico inicialmente definido pelas obras de terraplenagem, e evoluindo para rupturas afetando a altura total dos cortes.

Tabela 16 – Resumo dos Fatores de Segurança (FS)

Local	Condição		FS	$\Delta FS(\%)^*$
Pista Leste	Talude sem a berma	Não saturada	2,29	-
		Saturada	1,21	-47,2
		Saturada com NA	1,15	-50,0
		Superfície de ruptura rasa (saturada)	1,73	-24,5
		Retroanálise	1,00	-
	Talude com a berma	Não saturada	2,55	11,4
		Saturada	1,42	-38,0
Saturada com NA		1,25	-45,4	
Pista Oeste	Não saturada		1,61	-
	Saturada		1,22	-24,2
	Superfície de ruptura rasa (saturada)		1,30	-
	Retroanálise		1,03	-
	Erosão na base do talude		1,19	-26,1

(*) $\Delta FS\% = ((FS1-FS2)/FS1) \times 100$, onde FS1 e FS2 = fatores de segurança nas condições inicial e final, respectivamente.

As Figura 44 a Figura 56 apresentam as saídas gráficas das análises de estabilidade. Os valores de fatores de segurança para a condição não saturada apresentam resultados satisfatórios, segundo a Norma da ABNT 11.682, considerando-se que não há edificações a montante ou a jusante do talude e, ainda, que o mecanismo de eventuais rupturas seria o de escorregamentos rasos, mobilizando massas reduzidas de solo, as quais provavelmente não causariam interdição da pista de rolamento.

Estas análises também indicaram que a escavação da berma do talude leste para empréstimo de solo resultou num decréscimo de aproximadamente 13% no FS em relação a sua condição geométrica, que poderá induzir novas instabilizações neste talude.

Os fatores de segurança obtidos (Tabela 16) quando comparados com a norma (Tabela 17), apresentam grau de segurança de baixo a médio na maioria dos casos analisados, principalmente nas condições saturadas. Quando não saturados, os taludes se mostram com grau de segurança alto.

Tabela 17 – Utilização de Métodos Matemáticos (NBR – 11682).

Grau de Segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo ^(A)	Padrão: deslocamento máximo
alto	1,50	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, a sensibilidade de construções vizinhas e a geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
médio	1,30	
baixo	1,15	

^(A) Podem ser adotados fatores diferentes, desde que justificados

7. CONCLUSÕES

A abordagem utilizada no estudo dos processos de instabilização presentes na SP-280, combinando os dados pré-existentes, a integração e a produção de mapas temáticos de interesse, acrescidos dos dados obtidos nos levantamentos de campo, nos ensaios complementares e na análise de estabilidade realizados no escopo da pesquisa de mestrado, mostrou-se adequada para a compreensão dos condicionantes destes processos e para a identificação das diretrizes de estabilização adequadas.

Com base nesta abordagem, foi possível estabelecer que os processos de erosão e de escorregamentos rasos identificados, são decorrentes de: combinação das características naturais dos solos arenosos que sustentam os taludes de corte analisados; ocorrência de lençol freático suspenso; surgências d'água na base dos taludes após chuvas intensas e prolongadas; geometria acentuada; deficiências nos sistemas de drenagem e proteção superficial implantados.

A variação da coesão do solo sugere ser um fator importante na deflagração dos deslizamentos rasos de solo, tendo em vista que o valor de ângulo de atrito pouco variou nos resultados obtidos em laboratório.

As diretrizes de estabilização dos taludes investigados passam por acertos na geometria dos taludes (reconstrução da berma intermediária do talude leste km 313), implantação de drenagem subterrânea nas erosões de maior porte e obturação com solo compactado ou sacos de solo-cimento, reconstrução e complementação do sistema de drenagem superficial (canaletas nas bermas e cristas dos taludes, escadas d'água, caixas de dissipação, etc. Devido as surgências d'água identificadas no fim do período chuvoso no talude leste do km 313, recomenda-se também a implantação de drenagem horizontal profunda (DHP) neste talude.

Os dados levantados nesta pesquisa fornecem um ponto de partida interessante para novos estudos sobre o comportamento geotécnico dos solos residuais dos arenitos da Formação Marília, em particular, frente aos serviços de terraplenagem e às obras rodoviárias.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIACAO BRASILEIRA DE MECANICA DOS SOLOS – ABMS E ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – EESC. (1993) “*Solos do Interior de São Paulo*”.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6508 - Grãos de Sólido que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7181- Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7182- Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). *NBR 11.682 – Estabilidade de taludes*.
- AUGUSTO FILHO, O. “*Caracterização Geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica*”. 1ª Conferencia Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, 1992.
- AUGUSTO FILHO, O. “*Deslizamientos*”. Aspectos Geologicos de Proteccion Ambiental. v.2, Campinas ,1995, p.29-47.
- AUGUSTO FILHO, O. “*Escorregamentos*”. In: Encontro Técnico Cesp/Ipt: O Meio Físico Nos Estudos Ambientais De Projetos Hidrelétricos, Paraibuna. São Paulo: Anais, 1994. p. 57-61.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J.C. “*Estabilidade de Taludes*”. Geologia De Engenharia, São Paulo, ABGE 1998, p.243-269.
- AUGUSTO FILHO, O.; “*Análise da potencialidade de geração de corridas de Massa nos trechos serranos do duto osbat*”. 11º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental , novembro de 2005, Florianópolis, SC.

- BRAND, E.W. (1982) *“Analysis and design in residual soil, Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils.”* ASCE, Geotech. Div. Spec. Conf. Honolulu, Hawai: 89-143.
- BRAND, E.W. (1985) *“Geotechnical Engineering in Tropical Residual soil”*. 1st. International Conference on Geomechanics in tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, 1985, vol.3, p 23-99.
- BRAND, E.W. & PHILLIPSON, H. B. (1985a): *“Review of International practice for the sampling and testing of residual soil”*. Sampling and Testing for Residual Soil: A review for International Practice, edited by E. W. BRAND & H. B. PHILLIPSON, p 7-21. Scorpion Press, Hong Kong.
- BRITO GALVÃO, T. C. *“Geotecnia Ambiental aplicada ao Controle de Áreas Degradadas”*.
- CALLE, J. A. C. *“Análise de ruptura de talude em solo não saturado”*. 2000, 156p, Dissertação de mestrado, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos.
- CARVALHO, P. A. S. *“Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas: manual de geotecnia”*. Poli – USP.
- CRUDEN, D.M., VARNES, D.J.. *“Landslides types and processes”*. 1996. In Landslides Investigation and Mitigation. 1996. National Academy Press. Washington DC. 1996. P 36- 75 (Special Report , 247).
- CRUZ, P. T. *“Estabilidade de taludes”* – São Paulo
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA; UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA. DAEE/UNESP. (1984) Mapa geológico do estado de São Paulo. Folha Bauru. Escala 1:250.000.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO, site: http://www.der.sp.gov.br/malha/historico_rodovias.aspx#castello_branco
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA – ESTRUTURA DE TRANSPORTES, site: <http://www.dnit.gov.br/> (21 de janeiro de 2009)
- DNER. *“Manual de pavimentação”*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, 1996.

- DORIA, R. de A. *“Sugestões para os trabalhos de manutenção dos acostamentos e proteção de taludes”* – Tese
- FREIRE, E.S.M. *“Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática”*. Rio de Janeiro, Revista Construção, 1965. p, 10-18.
- FÚLFARO, V.C. & BJORNBERG, A.J.S. *“Geologia”*. Solos do Interior de São Paulo, São Carlos, 1993. pág. 1 – 42.
- GAIOTO, N. *“Estabilidade de taludes”*. Apostila da Escola de Engenharia de São Carlos.
- GARIBALDI, C. M. *“Gestão de passivos ambientais associados a escorregamentos em rodovias: contribuições ao cenário metodológico”*. 2004 Tese de Doutorado 287 p, São Paulo.
- GODOY, M. C. T. F. *“Estudo hidrogeológico das zonas não saturada da formação Adamantina, em Presidente Prudente, Estado de São Paulo”*.
- GUIDICINI, G. NIEBLE, C.M.. *“Estabilidade de taludes naturais e de escavação”*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1976.
- HASEGAWA (1985) *“Processes in the Holocene Development of Coastal Ridges in Japan”*. Disponível no site [http. www review.keio-up.co.jp](http://www.review.keio-up.co.jp)
- HUTCHINSON, J. N. *“Mass movement”*. In: Encyclopedia of Geomorphology. Ed. Fairbidge, R. W. (2ed.). Reinhold Book Co. New York 1968
- HUTCHINSON, J.N, GENS, A., CAVOUNIDIS,S., *“Three dimensional analysis of slides in cohesive soils”*. Geotechnique, 1988, Vol: 38, P. 1 – 23
- HUTCHINSON, M. F. (1993). Development of a continent-wide DEM with applications to terrain and climate analysis. In Environmental Modeling with GIS, ed. M. F. Goodchild et al., 392–399. New York: Oxford University Press.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. 1981a. Mapa geológico do Estado de São Paulo, escala 1:500.000. 2v. São Paulo. Publicação IPT 1184.

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT.
1981b. Mapa geomorfológico do Estado de São Paulo, escala 1:1.000.000. 2v. São Paulo. Publicação IPT 1185.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT,
São Paulo – SP, “ *Manual de Geotecnia. Taludes de Rodovias – Orientação Para diagnóstico e Soluções Para os seus Problemas*”, 1991 DER SP.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT.
1994. Carta Geotécnica do Estado de São Paulo, escala 1:500.000. 2v. São Paulo. Publicação IPT 2089.
- JARDIM, C. H. C. “*Qualidade do projeto na engenharia rodoviária: aplicação no caso de estudos geotécnicos desenvolvidos nas obras de duplicação da Rodovia Fernão Dias – BR 381*”. Poli – USP.
- JESUS, A. C. e VILLAR, O.M. “*Retroanálise de Escorregamentos em Solos Residuais Não Saturados*”. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Anais 2008.
- KANJI, M. A. “*Estabilidade de taludes rochosos em obras civis*”. COBRAMSEG, 2006.
- LEME, R. A. S. “*Métodos atuais de estabilização de taludes*”. São Paulo, ABMS, 1987.
- LAN, T. N. (1977) – “*Un nouvel essai d'identification de sols: l'essai au bleu de méthylène*”. Bull. Liaison Labo. P. et ch., 88, mars-avr. pp 136-137.
- LOBO, A. S. FERREIRA, C. V. & RENÓFIO, A. “*Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes do arenito Bauru: problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas*” Acta Scientiarum. Technology, Maringá, v. 25, no. 2, p. 169-177, 2003
- LOPES, A. P. R. “*Mapeamento do potencial de instabilização de taludes rodoviários usando SIG e seções geológico-geotécnicas de campo com aplicação na rodovia SP-310*”. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos (2007), 145p.
- MASSAD, F. “*A importância da observação e manutenção periódica para garantir a eficácia de obras de estabilização de taludes naturais em caso concreto*”. COBRAMSEG, 2006.

- MAGALHÃES, J.A.C(1990), "*Escorregamento de Base de um talude em solo residual de rocha metamórfica granulítica*".73-98p. Dissertação de Mestrado.Universidade Federal do Rio Grande do Sul –Porto Alegre.Rio Grande do Sul.
- MERGULHÃO, L,F,R. "*O auxílio de técnicas de sensoriamento remoto na análise de condicionantes estruturais nas instabilidades de taludes em material saprolítico*". 2002, 158p, Dissertação de mestrado, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1979) – "*Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area*". Bulletin of International Association of Engineering Geology. 19. pp. 196-199.
- OLIVEIRA, J.B.; CAMARGO, M.N; ROSSI, M.; CALDERANO FILHO, B. 1999. Mapa pedológico do Estado de São Paulo: legenda expandida. Campinas: Instituto Agrônomo; Rio de Janeiro: Embrapa-solos. 64p.
- PEJON, O. J. (1992) – "*Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Piracicaba–SP (Escala 1: 100.000): Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação de Atributos*". Tese de Doutorado: EESC/USP. São Carlos – SP.
- PEJON, O. J. ; ZUQUETTE, L. V. "*Carta de predisposição à erosão acelerada - área de Piracicaba, Estado de São Paulo*", Brasil: Metodologia e Avaliação dos resultados. Geotecnia (Lisboa), Portugal, n. 93, p. 33-60, 2001.
- PINTO, C.S., GOBARA, W. PERES, J. E. E. P. & NADER, J. J. "*Propriedades dos solos residuais*". Solos do Interior de São Paulo. São Carlos, 1993. Pág. 97 – 144.
- QUEIROZ, R. C. (1986), "*Aplicação do Método de Retroanálise no Estudo da Estabilidade de Taludes de Estradas Situadas em Solos Oriundos da Formação Adamantina*", 06 -20p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos (1986).
- QUEIROZ, R. C. & GAIOTO, N. "*Taludes naturais em solos*". Solos do Interior de São Paulo. São Carlos, 1993. Pág. 209 – 244.
- RIEDEL, P. S. "*Remote sensing techniques applied to slope failure analysis*". Rotterdam: Balkema, 1998 v. 3 p. 1557-1561.

- RIEDEL, P.S. *“Aplicação de técnicas de sensoriamento remoto no estudo das condicionantes estruturais de estabilidade de taludes, da região de Atibaia, SP, Brasil”*. Puerto Vallarta : Selper, 1995, v.1 p.3
- RIEDEL, P.S. *“Condicionantes Estruturais na Estabilidade de taludes: uma abordagem regional, com apoio de técnicas de sensoriamento remoto”*. Tese de doutorado. 1994 205p São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos.
- RUEDA, J. R. J. *“Estudos pedológicos da formação Marília (Grupo Bauru) da região de Monte Alto – Estado de São Paulo”*
- SANTOS, L. J. C. *“Pedogênese no topo do platô de Bauru (SP) o caso da Bacia do Corrégo da Ponte Preta”*.
- SELBY, M.J. *“Hillslope Materials & Processes”*. Oxford: Oxford University Press, 1990.
- SHARPE, C.F.S. *“Landslides and related phenomena – study of mass moviments of soil and rock”*. New York, Columbia University Press, 1938, 120 p.
- SILVA, A. F. *“Mapeamento Geotécnico e Análise dos Processos Erosivos na Bacia do Córrego Tuncum, São Pedro-SP, ESCALA 1:10.000”*- Dissertação de Mestrado – EESC – USP, 2003. p. 132.
- SILVA, E. L. *“A influência das estruturas requilibradas e do intemperismo na instabilidade de taludes de corte rodoviários na região de Jundiaí”*. IGC
- SILVA, F. C. *“Estabilidade de taludes: o papel da proteção superficial” – Poli – USP*.
- SILVA, G. A. *“Contribuição ao gerenciamento da manutenção de taludes rodoviários” – POLI – USP*.
- SILVA JÚNIOR, G. C. *“Condicionantes geológicas na estabilidade de taludes ao longo da rodovia BR – 101 no trecho Itaguaí: Angra dos Reis (RJ)”*. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 1991. p. 174.
- SISTEMA DE INFORMAÇÕES PARA O GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Banco de dados pluviométricos do estado de São Paulo. site: www.sigrh.sp.gov.br

- SOUSA, S.P. de. "*Proposta metodológica para estimativa de assoreamento de reservatório: estudo de caso do Sistema Manso*". 1996, Viçosa, Universidade Federal de Viçosa. (dissertação de mestrado)
- SOUZA, C. R. "*Avaliação de diferentes coberturas do solo no controle de erosão em taludes de estradas florestais*". – ESALQ.
- STOCHALAK, J.. "*The classification of slope deposit from engineering geological point of view*". En: Anais. International Congress of Engineering Geology, 2, v.2: ,V27.1-V27.12. IAEG. São Paulo, 1974.
- TERZAGHI, K.. "*Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*". Deuticke, Leipzig 1925.
- TERZAGHI, K. "*Mecanismos dos escorregamentos de terra*". (Tradução de Mechanics of landslides, 1950, 167 p.). In: Revista Politécnica, USP, 41 p., 1967.
- VARNES, D. J. Landslide types and processes. In: ECKEL, E. B. (Ed.). "*Special report 29: landslides and engineering practice*". Washington, DC: National Research Council, 1958. p 20-47.
- VARNES, D. J. "*Slope movement types and processes*". In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed.). Special report 176: landslides: analysis and control. Washington, DC: National Research Council, 1978. p 11-33.
- VAZ, L.F. "*Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais*". Revista Solos e Rochas, São Paulo, 1996 v.19:2, p.117-136.
- WOLLE, C. M.. "*Estabilidade de taludes naturais e de corte*". p.575 – 576.
- WOLLE, C. M. "*Taludes naturais - mecanismos de instabilização e critérios de segurança*". 1980, 345 p, Dissertação de Mestrado, EPUSP, São Paulo.
- WOLLE, C. M. "*Slope stability*". In: international conference on tropical lateritic and saprolitic soils, (Discussion), Brasília, Progress Report. 1985, t.3.2, v. 1, 51 p.
- ZUQUETTE, L. V. (1987) – "*Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para as Condições Brasileiras*". Tese de Doutorado: EESC/USP. São Carlos (SP).