

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

**Estudo para Projeto de Estabilização de
uma Encosta do Morro da Glória II, Angra
dos Reis – RJ**

PEDRO HENRIQUE ALVES FREU

2012



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO PARA PROJETO DE
ESTABILIZAÇÃO DE UMA ENCOSTA
DO MORRO DA GLÓRIA II, ANGRA
DOS REIS – RJ

Pedro Henrique Alves Freu

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador:

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro
Setembro de 2012

ESTUDO PARA PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE UMA ENCOSTA DO
MORRO DA GLÓRIA II, ANGRA DOS REIS - RJ

Pedro Henrique Alves Freu

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

Prof. José Martinho de Azevedo Rodrigues

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. André de Souza Avelar, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2012

Freu, Pedro Henrique Alves

Estudo para Projeto de Estabilização de uma Encosta do Morro da Glória II, Angra dos Reis – RJ/ Pedro Henrique Alves Freu. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, [2012].

VII, 102 p. 29,7 cm.

Orientador: Marcos Barreto de Mendonça

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: p. 100-102.

1. Estabilidade de Taludes, 2. Solos Não Saturados, 3. Sucção, 4. Estruturas Ancoradas, 5. Drenagem Superficial.

I. Mendonça, Marcos Barreto de. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço à minha família pelo apoio, confiança e paciência durante esse longo caminho percorrido.

À Fernanda, que além de minha namorada é a minha melhor amiga, e quem sempre está do meu lado para todas as situações.

Ao professor e orientador Marcos Barreto, por toda ajuda, paciência e ensinamentos concedidos.

Ao professor José Martinho, pela oportunidade de trabalhar com ele e por compartilhar sua experiência e conhecimento diariamente.

Ao engenheiro Pedro França da Defesa Civil de Angra dos Reis, pelo grande apoio dado durante a visita de campo realizada.

A vocês, muito obrigado.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Estudo para Projeto de Estabilização de uma Encosta do Morro da Glória II, Angra dos Reis – RJ

Pedro Henrique Alves Freu

Setembro/2012

Orientador: Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta o estudo da estabilidade de uma encosta do Morro da Glória II, localizado na região central do município de Angra dos Reis, Rio de Janeiro. Após as intensas chuvas ocorridas no início do ano de 2010, foi observado um abatimento no referido talude, indicando uma movimentação da massa de solo que constitui a encosta. Diante da expectativa de um nível d'água profundo, acredita-se que a encosta esteja na condição não saturada e se mantinha estável devido à existência de uma coesão aparente. O abatimento teria, assim, ocorrido com a perda de sucção provocada pela infiltração de água no solo durante o período chuvoso. O objetivo do presente trabalho é propor uma solução para a estabilização desta encosta, a partir do estudo das suas condições de estabilidade. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados por meio de ensaio de cisalhamento direto com amostras retiradas da encosta. No entanto, como o ensaio de cisalhamento direto foi realizado com os corpos de prova inundados e a encosta se mantém na condição não saturada, acredita-se que o valor medido para a coesão seja muito conservador, não condizente com a situação real da encosta. Para determinação da coesão aparente, foi realizada uma retroanálise considerando um fator de segurança (FS) de aproximadamente 1,1, posto que não ocorreu a ruptura e sim deformações excessivas. Os valores encontrados para a coesão aparente, através da retroanálise, variaram de 8 a 10 kPa. Após a definição dos parâmetros de resistência do solo, foram avaliadas 3 opções de intervenção para estabilização da encosta através de estruturas ancoradas. Associado às obras de estabilização, foi projetado um sistema de drenagem superficial, visando a minimização da infiltração de água da chuva no solo, e conseqüentemente, a redução da sucção. As análises de estabilidade foram feitas através do método de Spencer, utilizando o *software* SLOPE/W.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes, Solos Não Saturados, Sucção, Cortina Ancorada, Drenagem Superficial.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

Slope Stability Analysis of Glória II hill, Angra dos Reis - RJ

Pedro Henrique Alves Freu

September/2012

Advisor: Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

This paper presents a slope stability analysis of Gloria II hill, located in downtown area of Angra dos Reis, Rio de Janeiro. After heavy rains in early 2010, a land subsidence was observed indicating a movement of the soil that composes the slope. Given the expectation of a deep water table, it is believed that the slope remains in the unsaturated condition and its stability was maintained due to an apparent cohesive strength. Therefore, the land subsidence would have been caused by the loss of suction as a result of rainwater infiltration into the soil. The soil strength parameters were determined through direct shear test using collected samples from the slope. However, since the direct shear test was conducted with submerged samples and the slope remains in the unsaturated condition, it is believed that the cohesion value found is too conservative and not compatible with the actual condition of the slope. In order to determine the apparent cohesion, a back analysis was performed considering a safety factor (FS) of approximately 1,1, since there was no failure but excessive deformations of the ground. The apparent cohesion values found with the back analysis ranged from 8 to 10 kPa. After determining the soil strength parameters, three intervention options using anchored structures were evaluated to stabilize the slope. Associated with the stabilization work, a surface drainage system was designed to reduce the infiltration of rainwater into the soil. The stability analyses were performed with the software SLOPE/W, using Spencer's method.

Keywords: Slope Stability, Unsaturated Soils, Suction, Anchored Wall, Surface Drainage.

ÍNDICE

1. Introdução	1
1.1 Relevância e Objetivos do Estudo.....	2
1.2 Apresentação da Monografia	2
2. Revisão Bibliográfica	3
2.1 Movimentos de Massa.....	3
2.1.1 Tipos de Movimentos de Massa.....	4
2.2 Fatores de Instabilização	6
2.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos	10
2.3.1 Critérios de Ruptura	10
2.3.2 Comportamento Mecânico dos Solos Não Saturados	12
2.3.2.1 Sucção	12
2.3.2.2 Resistência ao Cisalhamento.....	13
2.3.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Através do Ensaio de Cisalhamento Direto.....	18
2.4 Análise de Estabilidade.....	20
2.4.1 Método das Fatias.....	22
2.4.1.1 Método de Spencer.....	26
2.5 Estabilidade de Taludes de Solos Não Saturados.....	31
2.5.1 Mecanismo de Instabilização	32
2.6 Técnicas de Estabilização de Taludes	34
2.6.1 Retaludamento.....	34
2.6.2 Proteção Superficial	35
2.6.3 Estruturas de Contenção.....	36
2.6.4 Sistemas de Drenagem	47
3. Caracterização da Área Estudada.....	51
3.1 Localização e Dados Geográficos e Geológicos da Região	51
3.2 Descrição da Área de Estudo	52
3.3 Topografia.....	58
3.4 Caracterização Geológico-geotécnica	58
4. Ensaios Realizados com Solo do Local.....	63
4.1 Ensaios de Caracterização.....	64
4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	66
5. Desenvolvimento do Projeto Geotécnico para Estabilização da Encosta do Morro da Glória II.....	73
5.1 Diretriz para Elaboração do Projeto	73
5.2 Análise de Estabilidade no Morro da Glória II	73
5.3 Definição do Projeto de Estabilização da Encosta	79
5.3.1 Definição dos Parâmetros Geotécnicos.....	79
5.3.2 Projeto Geotécnicos das Estruturas de Contenção	80
5.3.3 Projeto do Sistema de Drenagem Superficial.....	88
6. Conclusões e Considerações Finais.....	98
7. Referências Bibliográficas.....	100

1. Introdução

1.1. Relevância e Objetivos do Estudo

Os movimentos de massa em encostas são fenômenos que fazem parte da dinâmica natural de formação e transformação do relevo, agindo como modeladores da superfície terrestre. No entanto, quando estes fenômenos ocorrem em áreas ocupadas pelo homem as consequências podem ser desastrosas, resultando em mortes e grandes perdas materiais. Por esse motivo, o estudo da estabilidade de encostas possui grande importância no campo da engenharia civil e da geologia.

O município de Angra dos Reis, no sul do estado do Rio de Janeiro, sofre todos os anos com inúmeros deslizamentos de encostas, que provocam danos imensuráveis e um constante medo na vida da população. Localizado entre a Serra do Mar e o litoral da Baía da Ilha Grande, o município está inserido no meio físico, ecológico e paisagístico mais complexo do Brasil (Ab'Saber, 2003 apud Assumpção, 2011).

Com índices pluviométricos comparados aos da Amazônia (os maiores do país) encostas íngremes, uma planície costeira pouco expressiva e a consequente ocupação das encostas pelo homem, o município de Angra dos Reis constitui uma área bastante suscetível para a ocorrência de movimentos de massa (Assumpção, 2011).

Os deslizamentos observados em Angra dos Reis ocorrem, predominantemente, nos períodos de intensa pluviosidade e são deflagrados de duas maneiras: pela elevação do nível d'água no subsolo, aumentando as poropressões, ou pelo aumento do grau de saturação do solo, reduzindo a sucção e, consequentemente, provocando a redução da resistência ao cisalhamento.

Este trabalho tem como objetivo analisar a estabilidade de uma encosta, que supõe-se se manter na condição não saturada, e propor a intervenção necessária para a sua estabilização. A encosta está situada no Morro da Glória II, no trecho final da Rua José Cândido de Oliveira, na região central de Angra dos Reis, onde está inserida a área urbana do município. Nesta encosta foi observado um abatimento do terreno e o aparecimento de trincas, indicando movimentação da massa de solo que constitui o talude.

Durante as análises de estabilidade foram avaliados os parâmetros de resistência do solo, assim como a influência do grau de saturação no seu comportamento mecânico. A determinação dos parâmetros de resistência foi feita através da análise dos resultados obtidos por meio de ensaio de cisalhamento direto, realizado pelo Laboratório de Geotecnia Prof. Jacques de Medina da COPPE/UFRJ, e de retroanálise em uma seção da encosta, utilizando o *software* de estabilidade SLOPE/W da Geo-Slope International.

Para o projeto das obras de estabilização seria muito conservativo adotar os parâmetros de resistência resultantes dos ensaios realizados, uma vez que os corpos de prova estavam inundados, enquanto que a superfície potencial de ruptura encontra-se, supostamente, em uma região não saturada. Portanto, os parâmetros foram definidos considerando a influência da não saturação e da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

1.2. Apresentação da Monografia

O trabalho está dividido em 6 capítulos de acordo com a descrição abaixo:

Capítulo 1 - São apresentados os objetivos e a relevância do estudo.

Capítulo 2 - É feita uma revisão bibliográfica sobre movimentos de massa, resistência ao cisalhamento dos solos, comportamento mecânico dos solos não saturados, métodos de análise de estabilidade e técnicas de estabilização de taludes.

Capítulo 3 - Apresenta-se uma breve descrição da área estudada, incluindo a caracterização morfológica, geológica e geotécnica.

Capítulo 4 - São apresentados a caracterização do solo e os resultados obtidos com o ensaio de cisalhamento direto.

Capítulo 5 - Discorre-se sobre as análises de estabilidade, assim como as propostas de solução para estabilização da encosta.

Capítulo 6 - As conclusões e considerações finais do trabalho são apresentadas.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Movimentos de Massa

Segundo Hutchinson (1968), os movimentos de massa são processos que envolvem o transporte de matéria sólida da dinâmica superficial da Terra, e que podem ser subdivididos em dois tipos: movimentos gravitacionais de massa, provocados pela aceleração da gravidade, e movimentos de transporte de massa, nos quais ocorre o transporte do material sólido por um meio qualquer tal como a água, gelo ou o ar.

Selby (1990, apud Dias e Herrmann, 2002), por sua vez, definiu movimento de massa como o movimento de solo ou material rochoso encosta abaixo, devido à ação da gravidade, sem que fatores como a água, gelo ou ar, tenham alguma influência direta nestes processos. A água e o gelo, no entanto, teriam uma contribuição secundária, reduzindo a resistência dos materiais e interferindo na plasticidade e fluidez dos solos. Estes processos englobam desde deslocamentos lentos de materiais de encostas pouco inclinadas, até a queda livre de blocos rochosos em vertentes íngremes.

A ocorrência dos movimentos de massa é atribuída a uma complexa relação entre fatores, dos quais destacam-se (Fernandes et al., 2001):

- Fatores geomorfológicos, onde se destaca a morfologia e morfometria da encosta;
- Fatores geológico-geotécnicos, englobando as características litoestruturais, fraturas subverticais e falhamentos tectônicos;
- Fatores hidrológico-climáticos, destacando-se o potencial mátrico, poropressões e umidade do solo;
- Fatores pedológicos, dando-se importância às propriedades físicas, morfológicas e hidráulicas do solo;
- Fator humano, onde o homem aparece como um dos principais agentes causadores de deslizamentos, ao provocar a quebra do equilíbrio dinâmico entre os condicionantes, e acelerar a dinâmica dos processos.

Os movimentos de massa destacam-se como um dos principais processos geomorfológicos responsáveis pela evolução das encostas e do relevo em geral, sobretudo em áreas montanhosas, remobilizando materiais ao longo das encostas em direção às planícies. Juntamente com os processos erosivos, os movimentos de massa promovem o recuo das encostas e a formação de rampas colúvias.

2.1.1. Tipos de Movimentos de Massa

Diversos autores propuseram diferentes sistemas de classificação para os movimentos de massa, sendo o sistema proposto por Varnes (1978), segundo Gerscovich (2012), o mais utilizado internacionalmente. Conforme apresentado na Tabela 2.1, a proposta de Varnes (1978) é aplicável tanto para solos como para rochas.

Tabela 2.1 – Classificação dos movimentos de massa proposto por Varnes (1978, apud Geo-Rio, 1999)

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo	
				Grosseiro	Fino
Quedas			de rocha	de detritos	de terra
Tombamentos			de rocha	de detritos	de terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento e rocha de blocos rochosos	Abatimento de Detritos de Blocos de Detritos	Abatimento de Terra de Blocos de Terra
	Translacional	Muitas unidades	de rocha	de Detritos	de Terra
Expansões laterais			de rocha	de detritos	de terra
Corridas/escoamentos			de rocha (rastejo profundo)	de detritos	de terra
			Rastejo de solo		
Complexos: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Augusto Filho (1992) adaptou a classificação de Varnes (1978), relacionando as características do movimento de massa com a geometria da encosta e com o tipo de material envolvido, e descreveu de forma simplificada os tipos de movimento de massa mais frequentes no Brasil, sendo quatro os tipos de movimento: rastejo, escorregamentos, quedas e corridas, conforme apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Tipos de movimento de massa mais frequentes no Brasil (Augusto Filho, 1992 apud Geo-Rio, 1999 - modificado)

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

A seguir será feita uma descrição sucinta de cada tipo de movimento de massa.

a) Rastejos

Rastejos são movimentos lentos e contínuos, onde não há uma superfície de ruptura bem definida. Os rastejos podem envolver grandes áreas, sem que haja uma diferenciação clara entre a massa de solo em movimento e a região estável (Gerscovich, 2012).

Terzaghi (1950, apud Suzuki, 2004), definiu dois tipos de rastejos: rastejos sazonais e contínuos. Os rastejos sazonais são provocados por variações de temperatura e umidade, apresentando movimentos variáveis ao longo das estações do ano, com concentração nas estações chuvosas. Os rastejos contínuos são causados pela ação da gravidade e apresentam movimentos praticamente constantes ao longo do tempo.

A ocorrência de rastejos pode ser identificada através da observação de indícios indiretos como o encurvamento de árvores, postes e cercas, deslocamento do eixo de estradas, trincas no solo e em pavimentos, além do “embarrigamento” de muros de arrimo.

b) Escorregamentos

Fernandes e Amaral (2003) definiram os escorregamentos como movimentos rápidos de curta duração e com plano de ruptura bem definido, sendo possível a diferenciação entre o material deslizado e o material estável. Esse material pode ser constituído por solos, colúvios, rochas, detritos e até mesmo lixo doméstico. Os escorregamentos podem ser subdivididos em dois grupos de acordo com o plano de ruptura: escorregamentos translacionais e escorregamentos rotacionais.

Os escorregamentos translacionais apresentam superfície de ruptura planar, ocorrendo ao longo de planos de estratificação, falhas, fraturas ou ao longo de contatos entre rocha, solo, saprolito e colúvio, aproximadamente paralelos à superfície do talude. Tais movimentos costumam ser compridos e rasos, estando normalmente associados a uma dinâmica hidrológica mais superficial, onde um aumento excessivo da poropressão provoca instabilidade.

Nos escorregamentos rotacionais parte do material que forma o talude sofre deslizamento, apresentando uma superfície de ruptura bem definida e de forma côncava. A ocorrência de tais movimentos é facilitada pela presença de mantos de alteração espessos e homogêneos, e está associada, em geral, à percolação de água em profundidade. Apresentam como feições típicas: escarpas de topo, fendas transversais na massa escorregada e uma língua de material na base da encosta.

c) Corridas

As corridas são movimentos rápidos associados à concentração dos fluxos de água superficiais em um determinado ponto da encosta. O material envolvido é geralmente transportado ao longo de canais de drenagem, comportando-se como um fluido altamente viscoso. Uma corrida pode ser provocada por pequenos escorregamentos que se deslocam em direção aos cursos d’água, tornando-se difícil a distinção entre os dois tipos de movimento (Dias e Herrmann, 2002).

As corridas são classificadas de acordo com as características do material envolvido, da quantidade de água e da velocidade de deslocamento da massa:

- Corrida de lama/solo, na qual o material sólido predominante é o solo;
- Corrida de detritos, que envolve uma mistura de vários tipos de materiais, como: solos, fragmentos de rochas, restos vegetais e outros.

d) Quedas

Os movimentos de blocos rochosos ou lascas de rochas (quedas) são caracterizados por movimentos rápidos pela ação da gravidade, sem a presença de uma superfície de deslizamento, na forma de queda livre. Segundo Infanti Jr e Fornasari Filho (1998), ocorrem nas encostas íngremes de paredões rochosos e contribuem decisivamente para formação dos corpos de tálus, sendo classificadas em diversos tipos:

- Queda de blocos, em que o material rochoso, que pode ser de volume e litologia variados, se destaca do talude ou de uma encosta íngreme em movimento de queda livre;
- Tombamento de blocos, onde devido a condicionantes geológicos, falhas ou juntas com mergulho desfavorável à estabilidade, ocorre a rotação do bloco rochoso;
- Rolamento de blocos, onde ocorre o movimento do bloco rochoso ao longo de uma superfície inclinada. Esses blocos encontram-se geralmente imersos em matriz terrosa, e destacam-se do talude devido à perda de apoio;
- Desplacamento, que consiste no desprendimento de lascas ou placas de rocha devido às variações térmicas, ou por alívio de tensões. O desprendimento pode se dar por deslizamento em uma superfície inclinada ou em queda livre.

2.2. Fatores de Instabilização de Taludes

Guidicini e Nieble (1984) definiram os fatores instabilizantes como causas e agentes, sendo a causa o modo de atuação de um determinado agente. Terzaghi (1950 apud Guidicini e Nieble, 1984) separou as causas de instabilidade em três categorias:

- Causas internas, que levam ao colapso sem que se verifique qualquer mudança na geometria do talude e resultam de uma diminuição da resistência interna do material (aumento da poropressão, diminuição de coesão e ângulo de atrito interno por processo de alteração);
- Causas externas, que provocam um aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja diminuição da resistência do material (aumento do declive do talude por processos naturais ou artificiais, deposição de material na porção superior do talude, abalos sísmicos e vibrações);
- Causas intermediárias, que resultam de efeitos causados por agentes externos no interior do talude (liquefação, erosão interna - *piping*).

Dentre as causas internas e intermediárias destacam-se:

- O efeito de oscilações térmicas, provocando variações volumétricas em massas rochosas, o que leva ao destaque de blocos;
- A diminuição dos parâmetros de resistência por intemperismo: enfraquecimento gradual do solo pela remoção dos elementos solúveis constituintes dos minerais;
- Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas: aumento da pressão da água, que ocorre principalmente por elevada pluviosidade;
- Elevação da coluna d'água em discontinuidades: ocorre em blocos rochosos, de baixa permeabilidade, separados por juntas ou planos de fraqueza;

Dentre as causas externas destacam-se:

- Mudanças na geometria do sistema: acréscimo de massa na parte superior (sobrecarga) e extração de massa na parte inferior (corte);
- Efeitos de vibrações: terremotos, ondas, explosões, cravação de estacas, tráfego pesado, operação de máquinas pesadas;
- Mudanças naturais na inclinação das encostas através de processos orogênicos.

Os agentes foram divididos por Guidicini e Nieble (1984) em duas categorias:

- Agentes predisponentes, em função apenas das condições naturais (geológicas, geométricas e ambientais). São exemplos de tais agentes: os complexos geomorfológicos, climáticos, hidrológicos e a gravidade;
- Agentes efetivos, que são aqueles diretamente responsáveis pelos movimentos de massa, como a ação do homem, a erosão, a ocorrência de chuva intensa, etc.

De acordo com Varnes (1978, apud Guidicini e Nieble, 1984), os agentes poderão atuar de duas maneiras distintas: reduzindo a resistência ao cisalhamento ou aumentando as tensões cisalhantes atuantes no talude, conforme apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Fatores causadores dos movimentos de massa (Varnes, 1978 apud Guidicini e Nieble, 1984)

Ação	Fatores	Fenômenos
Aumento das Solicitações	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos. Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo. Acumulo natural de material Peso da vegetação Construção de estruturas e aterros
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos.
	Pressões laterais	Água em trincas, material expansivo, etc.
Redução da Resistência	Características inerentes ao material (textura, estrutura, etc.)	Características geomecânicas do material, estado de tensões iniciais.
	Mudança nas características do material	Intemperismo, redução da coesão, ângulo de atrito. Elevação do nível d'água
	Outras Causas	Enfraquecimento devido ao rastejo progressivo Ação de raízes e animais

Segundo Barata (1969, apud Suzuki, 2004), a maioria dos deslizamentos de encostas no Rio de Janeiro ocorre durante ou no final da estação chuvosa, sendo os eventos pluviométricos a sua principal causa.

Em regiões de clima tropical, a água aparece como principal agente condicionante de processos de instabilidade de encostas, atuando desde a formação dos solos através do intemperismo até a diminuição de sua resistência. Essa redução da resistência do solo

pode ocorrer devido ao aumento de poropressão com a elevação do nível d'água, ou devido ao aumento do grau de saturação, provocando redução da sucção.

O deslizamento devido à redução da sucção é comumente observado em encostas de solos residuais não saturados em regiões tropicais. Os elevados índices pluviométricos fazem com que os taludes sejam submetidos à infiltração da água proveniente de precipitações, provocando o aumento do seu grau de saturação e, conseqüentemente, a redução da sucção. Esse efeito provoca uma redução da coesão aparente que atua na superfície de ruptura, reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo, podendo levar a encosta à ruptura.

2.3. Resistência ao Cisalhamento dos Solos

A ruptura dos solos, exemplificada pelo escorregamento de um talude, ocorre normalmente devido a esforços de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento de um solo é definida como a máxima tensão cisalhante que o solo pode suportar sem que sofra ruptura ou, ainda, como a tensão cisalhante do solo no plano em que ocorre a ruptura.

O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre as partículas do solo, sendo os principais fatores que permitem um menor ou maior deslizamento, o ângulo de atrito entre as partículas, a coesão e o histórico de tensões.

2.3.1. Critérios de Ruptura

Os critérios de ruptura são formulações que têm como objetivo representar o comportamento do solo até a sua ruptura. O critério que melhor representa esse comportamento é o de Mohr-Coulomb, que toma por base o estado de tensões do solo. Através deste critério, não ocorre ruptura enquanto o círculo de Mohr, que representa o estado de tensões, se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

A envoltória curva pode ser ajustada para uma reta, a reta de resistência de Coulomb, definida pela seguinte expressão (Figura 2.1):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.1)$$

τ - Resistência ao cisalhamento do solo

σ - Tensão normal total

c e ϕ - Coesão e ângulo de atrito de Mohr-Coulomb em termos de tensões totais

A resistência ao cisalhamento do solo (τ) também pode ser expressa em termos de tensões efetivas:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2.2)$$

$\sigma' = \sigma - u_w$ - Tensão efetiva

u_w - Poropressão

c' e ϕ' - Coesão e ângulo de atrito de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas

A decisão se a análise de tensões será feita em termos de tensões totais ou tensões efetivas depende unicamente do conhecimento (ou não) dos valores de poropressão em campo, devendo os resultados encontrados em ambas as análises serem iguais.

No entanto, devido ao fato de que a resistência de um solo só pode ser oferecida pelo seu esqueleto de partículas sólidas, costuma-se expressar a resistência ao cisalhamento em função da tensão efetiva (σ').

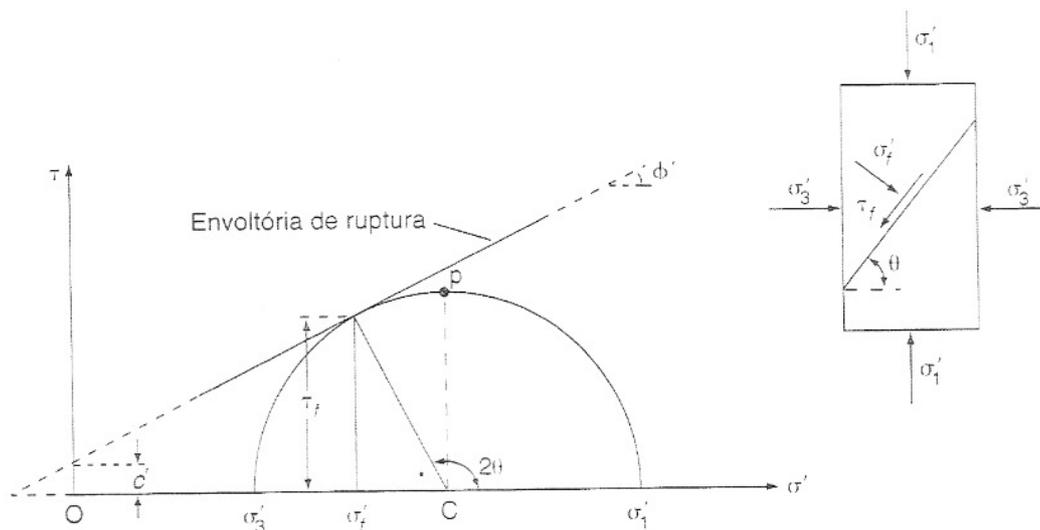


Figura 2.1 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Craig, 2007)

2.3.2. Comportamento Mecânico dos Solos Não Saturados

2.3.2.1. Sucção

Os solos não saturados são compostos por três fases distintas: fase sólida, constituída pelas partículas minerais, fase líquida, em geral a água, e por uma fase gasosa, o ar. Segundo Soares (2005), Fredlund e Morgenstern (1977) propuseram a introdução de uma quarta fase no solo não saturado, referente à interface água-ar, conhecida como “membrana contráctil” (Figura 2.2).

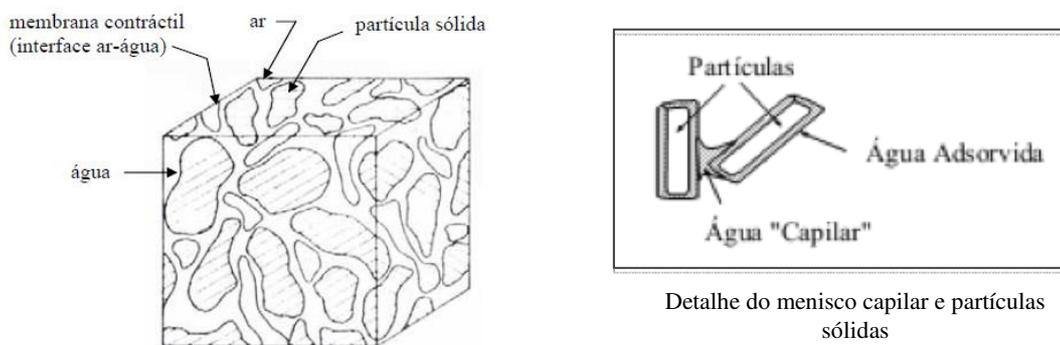


Figura 2.2 - Fases do solo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993 - modificado)

A membrana na interface água-ar possui um comportamento elástico, devido à existência de uma tensão superficial constante e característica da interface de qualquer líquido-gás, apresentando uma curvatura. Essa curvatura indica que as pressões nos dois fluidos são diferentes, sendo a pressão no ar (u_a) maior que a pressão na água (u_w), ou seja, a água está com uma pressão negativa. A essa poropressão negativa dá-se o nome de sucção (Gerscovich, 2012).

Segundo Marinho (1997), a sucção é normalmente dividida em duas parcelas: a parcela mátrica (ou matricial) e a parcela osmótica. A parcela mátrica está relacionada com a matriz do solo, ou seja, a combinação do tipo de partícula e arranjo estrutural. Já a parcela osmótica está relacionada à composição química da água presente nos vazios do solo. A sucção total é dada pela soma da sucção mátrica com a sucção osmótica.

A sucção mátrica em um solo não saturado, dada pela diferença entre a pressão de ar (u_a) e a pressão de água (u_w), é definida como a pressão negativa da água intersticial devido aos efeitos de capilaridade e às forças de adsorção. A sucção osmótica é definida como a sucção relacionada à pressão parcial do vapor d'água em equilíbrio com a água livre (Soares, 2005).

De acordo com Blight (1983, apud Soares, 2005), a sucção osmótica estaria associada à ocorrência de diferenças de concentração de solutos no solo, não contribuindo, entretanto, significativamente para a resistência ao cisalhamento.

Segundo Campos (1984), diversos autores (Fredlund, 1979; Alonso et al., 1987; Edil et al., 1981) acreditam que a sucção mátrica é o parâmetro mais importante, e talvez suficiente, para a análise do comportamento mecânico dos solos não saturados. Além disso, os solos residuais tropicais brasileiros apresentam pouca ou nenhuma salinidade, desprezando-se assim a influência da sucção osmótica na resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

2.3.2.2. Resistência ao Cisalhamento

Nos solos saturados, o comportamento da resistência ao cisalhamento é descrito pelo conceito de tensão efetiva ($\sigma' = \sigma - u_w$) proposto por Terzaghi em 1936. Entretanto, para os solos não saturados não se pode aplicar a expressão de Terzaghi (1936), uma

vez que além da pressão da água (u_w), existe também a pressão do ar (u_a) atuando nos vazios do solo.

Diversos autores tentaram estender o conceito de tensão efetiva para os solos não saturados, propondo diferentes expressões, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Principais expressões propostas para a tensão efetiva em solos não saturados (Soares, 2005)

Expressão proposta	Descrição dos parâmetros	Autor
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	σ' = tensão normal efetiva σ = tensão normal total u_w = poro-pressão β' = fator de ligação, que é uma medida do número de ligações sob tensão	Croney et al. (1958)
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	u_a = pressão de ar χ = parâmetro relacionado com o grau de saturação	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma \cdot a_m + u_a \cdot a_a + u_w \cdot a_w + R + A$	a_a = parte da área total ocupada pelo ar a_w = parte da área total ocupada pela água R = resultante das forças de repulsão A = resultante das forças de atração elétrica a_m = área de contato ocupada pelos sólidos	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi \cdot p''$	p'' = deficiência de poro-pressão ψ = parâmetro que varia de 0 a 1	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	p'' = poro-pressão negativa tomada como um valor positivo β = fator estatístico do mesmo tipo da área de contato, medido experimentalmente.	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	χ_m = parâmetro de tensão efetiva para a sucção mátrica h_m = sucção mátrica χ_s = parâmetro de tensão efetiva para a solução de soluto h_s = solução de soluto	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma + \chi_m p_m'' + \chi_s p_s''$	p_m'' = sucção mátrica p_s'' = sucção de soluto χ_m e χ_s = parâmetros que variam de 0 a 1 dependendo da trajetória de tensões	Aitchison (1973)

Bishop et al. (1960 apud Soares, 2005), baseando-se no conceito de tensões efetivas proposto por Bishop (1959) e considerando o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, apresentou a seguinte expressão para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + \chi \cdot (u_a - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (2.3)$$

τ - Resistência ao cisalhamento do solo não saturado

c' e ϕ' - Coesão e ângulo de atrito de Mohr-Coulomb (em termos de tensões efetivas)

$(\sigma - u_a)$ - Tensão normal líquida

$(u_a - u_w)$ - Sucção mátrica

u_a - Pressão do ar

u_w - Poropressão

χ - Parâmetro em função do grau de saturação

O parâmetro χ varia de 0 a 1, de acordo com o grau de saturação do solo, sendo igual a 1 para um solo totalmente saturado e igual a 0 para um solo totalmente seco.

Essa expressão perdeu uso ao longo do tempo, devido a grande variação na determinação do parâmetro χ , altamente dependente da trajetória de tensões e, conseqüentemente, dos ciclos de secagem e umedecimento (Aitchison, 1967 apud Campos, 1984)

Devido ao fato da maioria das expressões propostas para a tensão efetiva dos solos não saturados utilizarem algum parâmetro do solo de difícil determinação, Fredlund e Morgenstern (1977, apud Soares, 2005), apresentaram uma análise teórica de tensões, baseando-se na mecânica de multifases contínuas, buscando contornar esta dificuldade. Eles concluíram que, devido ao fato de serem independentes, existem três combinações possíveis de quaisquer duas das três variáveis de tensão, que poderiam ser utilizadas para descrever o estado de tensões de um solo não saturado, sendo elas: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; e $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

Fredlund et al. (1978) incorporou duas dessas variáveis independentes de tensão para a avaliação do comportamento mecânico dos solos não saturados: a tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e a sucção mátrica $(u_a - u_w)$, propondo a seguinte expressão para a resistência ao cisalhamento:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.4)$$

ϕ^b - Parâmetro que quantifica um aumento na resistência devido à sucção mátrica

Apesar de conceitualmente diferentes, as expressões propostas por Bishop et al. (1960) e Fredlund et al. (1978) são equivalentes:

$$\tan \phi^b = \chi \tan \phi' \quad (2.5)$$

A determinação de ϕ^b é, na prática, experimentalmente mais fácil do que a determinação de χ , sendo assim a expressão de Fredlund et al. (1978) mais difundida para avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados (Soares, 2005).

A expressão de Fredlund et al. (1978) pode ser reescrita como:

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' \quad (2.6)$$

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2.7)$$

c - coesão aparente do solo devido ao acréscimo de sucção mátrica

A expressão proposta por Fredlund et al. (1978) pode ser visualizada em um gráfico tridimensional (Figura 2.3), onde são plotados os valores de τ no eixo das ordenadas e as duas variáveis de valores independentes, sucção mátrica e tensão normal líquida, no eixo das abcissas. Determinando-se, assim, uma envoltória de Mohr-Coulomb adaptada para solos não saturados.

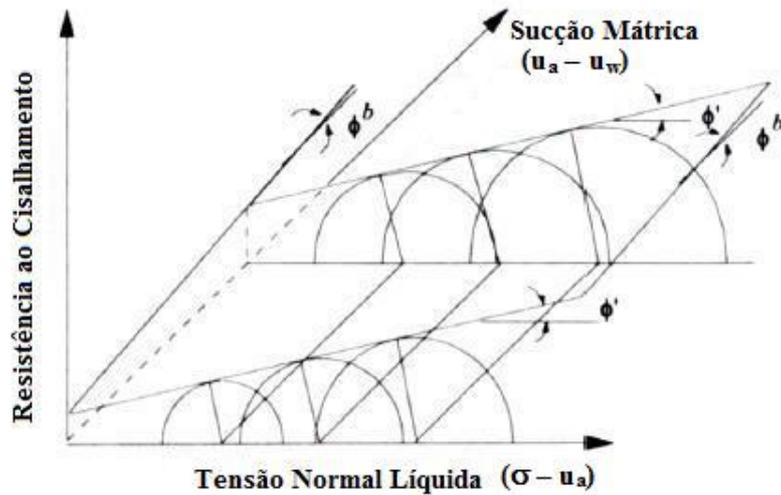


Figura 2.3 - Representação da envoltória de resistência para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993)

Nas Figuras 2.4 e 2.5 estão apresentadas as projeções horizontais da envoltória na origem dos planos $\tau \times (u_a - u_w)$ e $\tau \times (\sigma - u_a)$, onde são mostradas a influência da sucção mátrica e da tensão normal líquida na resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. Foram assumidos valores constantes para ϕ' e ϕ^b .

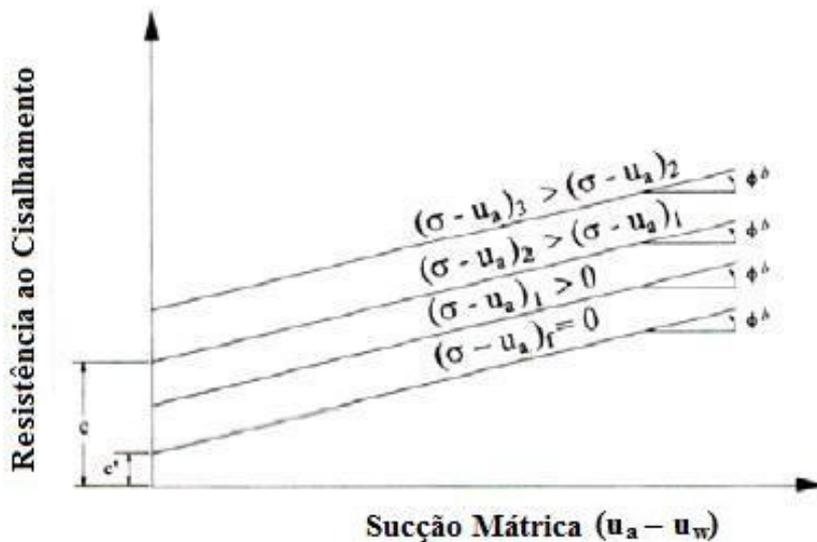


Figura 2.4 - Projeção da envoltória no plano $\tau \times (u_a - u_w)$ (Fredlund e Rahardjo, 1993)

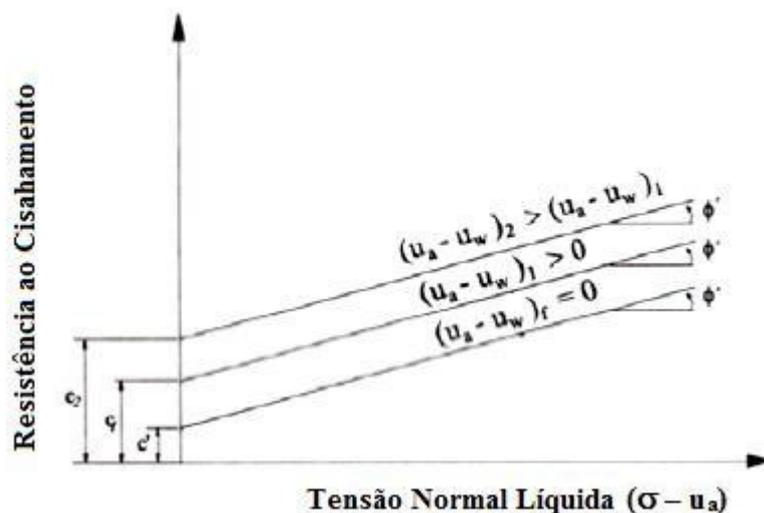


Figura 2.5 - Projeção da envoltória no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ (Fredlund e Rahardjo, 1993)

2.3.3. Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Através do Ensaio de Cisalhamento Direto

Existem diversos métodos para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, sendo o ensaio de cisalhamento direto o mais antigo dentre eles e, ainda hoje, um dos mais empregados.

Baseando-se diretamente no critério de Coulomb, no ensaio de cisalhamento direto aplica-se uma tensão normal em um plano de um corpo de prova do solo e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura neste plano.

O ensaio de cisalhamento direto apresenta como principais vantagens: a praticidade e baixo custo de operação, facilidade de moldagem dos corpos de prova, além da possibilidade de ser realizado em grandes dimensões (Pinto, 2000). No entanto, a análise do estado de tensões durante o carregamento é bastante complexa, sendo as tensões conhecidas apenas no plano de cisalhamento.

Para a realização do ensaio, coloca-se um corpo de prova em uma caixa metálica bipartida (caixa de cisalhamento), com a sua metade superior dentro de um anel. Uma força normal ao plano (N) é inicialmente aplicada, e depois uma força tangencial (T) é aplicada no anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando o seu deslocamento (Figura 2.6).

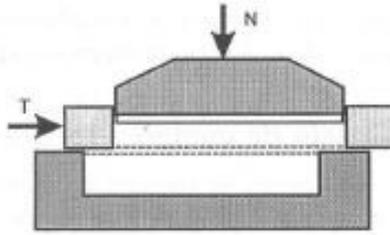


Figura 2.6 - Caixa de cisalhamento (Pinto, 2000)

Dividindo-se a força normal e a força tangencial pela área da seção transversal do corpo de prova, obtém-se a tensão normal (σ) e a tensão cisalhante (τ), respectivamente, que estão atuando. Deve-se atentar, entretanto, para a correção da área da seção transversal no cálculo das tensões, uma vez que ocorre deslocamento horizontal durante o ensaio.

Após a realização do ensaio, traça-se um gráfico tensão cisalhante (τ) x deslocamento horizontal, onde é possível a identificação da tensão cisalhante máxima de ruptura (τ_{rup}) e a tensão cisalhante residual (τ_{res}), ainda presente no corpo de prova após o pico. Ressalta-se, entretanto, que nem sempre é observado um pico na curva do gráfico, fazendo com que a tensão cisalhante se mantenha num patamar máximo mesmo após a ruptura. Registra-se ainda, o deslocamento vertical do corpo de prova durante o ensaio, verificando se houve aumento ou diminuição de volume.

Realizando-se o ensaio para vários valores de tensão normal (σ), é possível traçar um gráfico tensão cisalhante (τ) x tensão normal (σ), obtendo-se assim a envoltória de resistência do solo, e assim, os parâmetros geotécnicos coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ).

O ensaio de cisalhamento direto é realizado sem restrição de drenagem, devendo ser executado lentamente para impedir a geração de poropressões na amostra. A relação entre altura e o diâmetro ou largura do corpo de prova deve ser pequena, possibilitando uma completa drenagem em menores espaços de tempo.

Vale ressaltar que, de acordo com Campos (1984), os parâmetros de resistência encontrados através do ensaio de cisalhamento direto realizado em amostras de solos residuais não saturados, não representam a envoltória de resistência real, uma vez que

não considera a influência da sucção na coesão total do solo, sendo esse valor diferente para cada tensão normal. Conforme a tensão normal é aplicada, ocorre uma redução do índice de vazios do solo, aumentando o seu grau de saturação e reduzindo o valor da sucção.

A influência do grau de saturação na resistência ao cisalhamento pode ser observada, segundo Lumb (1975, apud Campos, 1984), através da variação da coesão aparente do solo causada pela variação da sucção com o grau de saturação. O grau de saturação, no entanto, tem pouca influência sobre o ângulo de atrito do solo, que permanece aparentemente constante.

2.4. Análise de Estabilidade

A condição de estabilidade da encosta de um talude é definida através de um fator de segurança (FS), definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes que nele atuam:

$$FS = \frac{\tau}{\tau_m} \quad (2.8)$$

τ - Resistência ao cisalhamento do solo

τ_m - Tensão cisalhante atuante

Um movimento de massa em uma encosta ocorre quando as tensões cisalhantes atuantes se igualam ou excedem a resistência ao cisalhamento em uma determinada superfície, provocando a ruptura do solo. Quando a resistência ao cisalhamento (τ) é maior do que as tensões cisalhantes atuantes (τ_m), apenas uma parcela da resistência do solo é mobilizada.

Portanto, valores de FS maiores que 1 indicam a estabilidade da encosta, ou seja, que as tensões cisalhantes atuantes (τ_m) são inferiores à resistência ao cisalhamento do solo (τ) (Figura 2.7a). Valores iguais ou muito próximos de 1 indicam condições limites de estabilidade, ou seja, iminência de ruptura (Figura 2.7b). Valores inferiores a 1 indicam instabilidade da encosta (Figura 2.7c), porém tais valores são fisicamente

impossíveis de serem encontrados, já que ao ser atingido um valor de FS menor que 1, a ruptura ocorre, sendo as condições da encosta do talude alteradas.

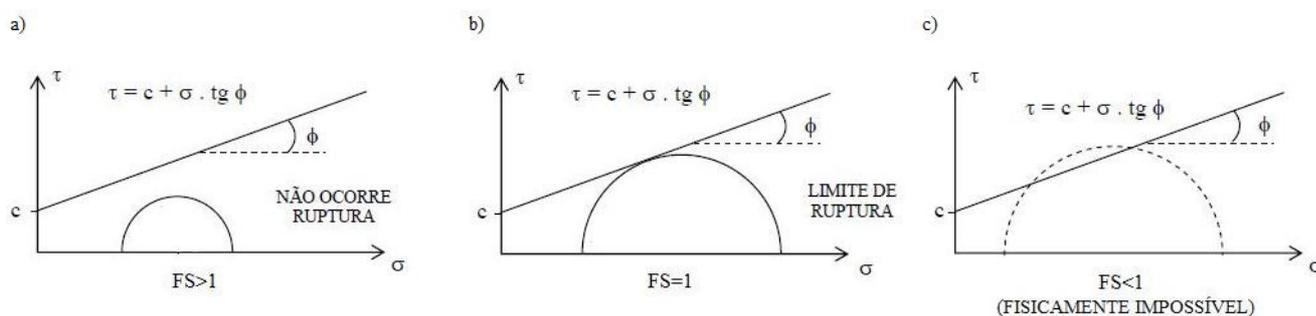


Figura 2.7 - Envoltória de Mohr-Coulomb e fatores de segurança (Adaptado de Santos, 2004)

Existem diversos métodos para se analisar a estabilidade da encosta de um talude, sendo uma grande parte deles baseados na teoria do Equilíbrio-Limite.

Na teoria do Equilíbrio-Limite são consideradas as seguintes hipóteses básicas:

- A superfície de ruptura é bem definida;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência de ruptura;
- O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo de toda superfície de ruptura;
- O fator de segurança (FS) ao longo de toda a superfície potencial de ruptura é único.

A tensão cisalhante resultante é calculada a partir do equilíbrio as forças que atuam na encosta, sendo tais forças conhecidas através da geometria da encosta, propriedades do solo constituinte, além de possíveis sobrecargas.

Dentre os métodos baseados na teoria do Equilíbrio-Limite, o mais utilizado é o Método das Fatias, desenvolvido em 1916 na Suécia, a partir de um grande escorregamento ocorrido no cais de Stigberg, na cidade de Gotemburgo, onde foi constatado que a massa de solo instabilizada era constituída por superfícies de ruptura aproximadamente circulares, e que a massa de solo se fragmentava em fatias ou lamelas de faces verticais (Massad, 2003).

2.4.1. Método das Fatias

No Método das Fatias, a região de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura é dividida em n fatias verticais (Figura 2.8) e a análise das condições de equilíbrio é realizada em cada fatia isoladamente, sendo depois extrapolada para a massa como um todo.

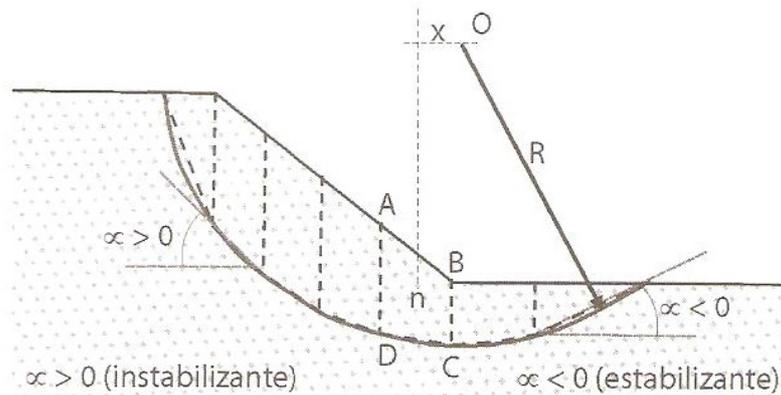


Figura 2.8 - Método das Fatias (Gerscovich, 2012)

Após isolar-se uma fatia qualquer (Figura 2.9), explicitando o seu peso e as forças resultantes que nela atuam, torna-se possível escrever as equações de equilíbrio que serão usadas para obtenção do fator de segurança (FS).

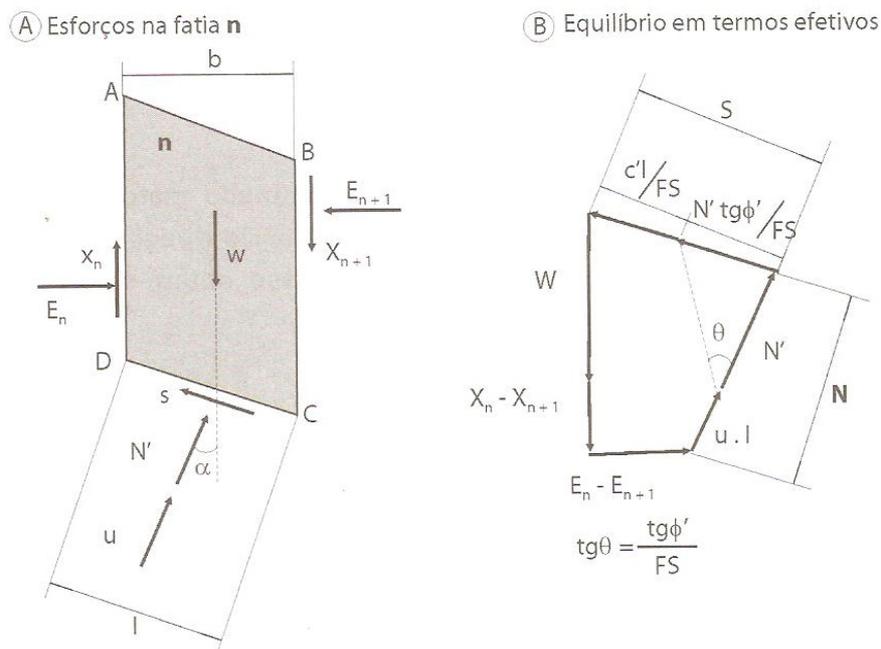


Figura 2.9 – Fatia qualquer isolada (Gerscovich, 2012)

b - Largura da fatia

l - Comprimento da base da fatia

α - Ângulo de inclinação da base da fatia

W - Peso total da fatia

E_n - Resultante das forças normais atuando na face esquerda da fatia

E_{n+1} - Resultante das forças normais atuando na face direita da fatia

X_n - Resultante das forças cisalhantes atuando na face esquerda da fatia

X_{n+1} - Resultante das forças cisalhantes atuando na face direita da fatia

S - Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada na base da fatia

N - Resultante das forças normais à base da fatia

u - Poropressão no centro da base da fatia

c' - Coesão do solo em termos de tensões efetivas

ϕ' - Ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efetivas

γ - Peso específico do solo

Onde:

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \quad (2.9)$$

$$S = \tau_m \cdot l \quad (2.10)$$

$$N = N' + U = \sigma' \cdot l + u \cdot l \quad (2.11)$$

Na Tabela 2.5a e Tabela 2.5b estão apresentadas as incógnitas e as equações envolvidas na análise, sendo o n o número de fatias.

Tabela 2.5a– Lista de incógnitas

Incógnitas	Tipo de variável
n	Força normal à base da fatia - N
n	Ponto de aplicação de N
n-1	Resultante das forças normais atuantes na face de cada fatia - E
n-1	Ponto de aplicação de E
n-1	Resultante das forças cisalhantes atuantes na face de cada fatia - X
1	Fator de Segurança - FS
5n-2	Total de variáveis

Tabela 2.5b – Lista de equações

Incógnitas	Tipo de equação
n	Equilíbrio de momentos
n	Equilíbrio de forças verticais
n	Equilíbrio de forças horizontais
3n	Total de equações

Verifica-se que o número de incógnitas ($5n-2$) é maior que o número de equações ($3n$), ou seja, trata-se de um problema estaticamente indeterminado.

Para resolver o problema da hiperestaticidade, o método das fatias foi reformulado ao longo do tempo por diversos autores, que introduziram diferentes hipóteses simplificadoras para reduzir o número de incógnitas, dando origem a novos métodos de análise de estabilidade.

Tais métodos se subdividem em dois grupos:

- Métodos rigorosos - satisfazem integralmente às 3 equações de equilíbrio, fornecendo resultados teoricamente mais confiáveis;
- Métodos não rigorosos - não satisfazem integralmente às 3 equações de equilíbrio.

A Tabela 2.6 apresenta alguns dos principais métodos das fatias propostos na literatura, bem como suas principais características:

Tabela 2.6 – Principais métodos de análise de estabilidade de taludes (Gerscovich, 2009)

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Aplicação
Taylor (1948)	circular	Método do círculo de atrito. Análise em termos de tensões totais. Taludes homogêneos.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para algumas condições geométricas indicadas nos ábacos.	Estudos preliminares. Pouco usado na prática.
Talude infinito	plana	Estabilidade global representada pela estabilidade de uma fatia vertical.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	Escorregamentos longos, com pequena espessura da massa instável; por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.
Método das cunhas	superfície poligonal	Equilíbrio isolado de cada cunha, compatibilizando-se as forças de contato entre cunhas.	Resolução analítica ou gráfica, com cálculos manuais.	Considera cunhas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo (δ) de inclinação de forças de contato entre as cunhas.	Materiais estratificados, com falhas ou juntas.
Bishop simplificado (1955)	circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método interativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenstern (1960)	circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes superiores a 27°.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.
Spencer (1967)	não circular	Método rigoroso, satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.	Valores de FS são mais realísticos.	Complexidade dos cálculos.	Para análises mais sofisticadas, com restrições geométricas da superfície de ruptura.
Janbu (1972)	não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfícies de ruptura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem esta limitação.	Grande utilização prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.
Morgenstern e Price (1965)	não circular	Satisfaz o equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio lateral geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que o Método de Janbu.	Não é um método simples. Exige cálculos em computador.	Para estudos e análises detalhadas (retro-análises).

Nos dias de hoje, as análises de estabilidade de encostas são feitas com o auxílio de *softwares* de estabilidade, que além de apresentarem uma maior rapidez nos cálculos, são capazes de dividir a massa de solo em um número de fatias bastante elevado, obtendo-se uma maior precisão nos resultados.

Dados como a geometria do problema e parâmetros do solo (peso específico, coesão, ângulo de atrito interno) e posição do lençol freático são inseridos no programa, assim como o número n de fatias em que se deseja dividir a massa de solo e o método de análise a ser utilizado. Com os dados inseridos pelo usuário, o programa realiza diversas iterações, fornecendo a potencial superfície de ruptura com o menor fator de segurança (FS).

No presente trabalho, as análises de estabilidade foram feitas com o software SLOPE/W, utilizando o Método de Spencer.

2.4.1.1. Método de Spencer

O Método de Spencer (Figura 2.10) foi desenvolvido originalmente em 1967 para superfícies de ruptura circulares, sendo posteriormente adaptado para outras superfícies não circulares. Trata-se de um método rigoroso, que satisfaz às 3 equações de equilíbrio estático.

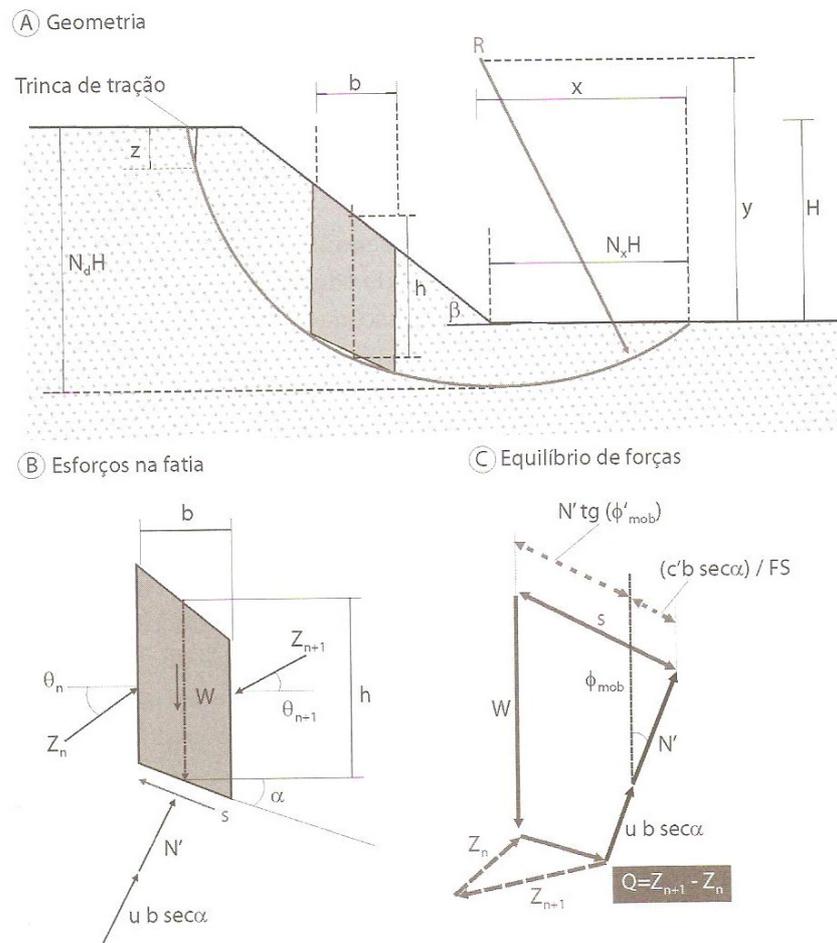


Figura 2.10 - Método de Spencer (Gerscovich, 2012)

H - Altura do talude

b - Largura da fatia

h - Altura média da fatia

l - Comprimento da base da fatia

α - Ângulo de inclinação da base da fatia

W - Peso total da fatia

Z_n - Resultante das forças atuando na face esquerda da fatia

Z_{n+1} - Resultante das forças atuando na face direita da fatia

Q - Resultante das forças atuando nas faces da fatia

θ - Ângulo de inclinação da resultante das forças atuando nas faces da fatia

S - Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada na base da fatia

N' - Resultante das forças normais à base da fatia

u - Poropressão no centro da base da fatia

c' - Coesão do solo em termos de tensões efetivas

ϕ' - Ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efetivas

γ - Peso específico do solo

Para aplicação do Método de Spencer são feitas as seguintes considerações (Gerscovich, 2012):

- O método admite a existência de trincas de tração;
- As forças normais (E) e cisalhantes (X) entre fatias são representadas por suas resultantes (Z_n e Z_{n+1}), cuja soma é dada pela força (Q) de inclinação (θ) constante;

- A força resultante (Q) é definida em termos de tensões totais, incorporando a parcela efetiva e a poropressão atuante na face da fatia;
- Assumindo que a inclinação (θ) da força resultante (Q) é constante, estabelece-se que:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n}$$

- O ponto de aplicação da força resultante (Q) é o ponto médio da base da fatia, assim como W, N e S.

A força resultante (Q) depende das características geométricas e dos parâmetros geotécnicos de cada fatia, assim como do valor adotado para a sua inclinação (θ). Ela é calculada a partir das equações de equilíbrio nas direções paralelas e normais à base da fatia:

$$(N - W \cdot \cos \alpha) + [Q \cdot \sin(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.12)$$

$$(S - W \cdot \sin \alpha) + [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.13)$$

Manipulando as equações (2.12) e (2.13) juntamente com a expressão definida anteriormente para o fator de segurança (FS), e considerando as hipóteses adotadas pelo método, obtém-se a seguinte expressão para a força resultante (Q):

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \varphi'}{FS} (W \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) - W \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \cdot \left[1 + \frac{\tan \varphi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right]} \quad (2.14)$$

Como:

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \quad (2.15)$$

considerando uma distribuição homogênea da poropressão e uma razão de poropressão (r_u) constante em todo o talude, dada pela expressão:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h} \quad (2.16)$$

A equação (2.14) pode ser reescrita:

$$Q = \gamma \cdot H \cdot b \left[\frac{\frac{c'}{FS \cdot \gamma \cdot H} + \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{H} \cdot \frac{\tan \varphi'}{FS} (1 - 2 \cdot r_u + 2 \cdot \cos \alpha) - \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{H} \cdot \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cdot \cos(\alpha - \theta) \cdot \left[1 + \frac{\tan \varphi'}{FS} \tan(\alpha - \theta) \right]} \right] \quad (2.17)$$

Para que haja o equilíbrio global, o somatório de forças entre fatias nas direções vertical e horizontal deve ser nulo, ou seja:

$$\sum(Q \cdot \cos \theta) = 0 \quad (2.18)$$

$$\sum(Q \cdot \sin \theta) = 0 \quad (2.19)$$

Considerando a hipótese adotada por Spencer (1967) de que o valor da inclinação (θ) da força resultante (Q) é constante para todas as fatias, o equilíbrio de forças gera a seguinte igualdade:

$$\sum(Q \cdot \cos \theta) = \sum(Q \cdot \sin \theta) = \sum Q = 0 \quad (2.20)$$

Considerando nulo o somatório de momentos das forças externas em relação ao centro da superfície de ruptura circular (o), assume-se que o somatório de momentos das forças internas também seja nulo, obtendo-se:

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] \cdot R = 0 \quad (2.21)$$

Sendo o raio da superfície circular (R) constante e diferente de 0:

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.22)$$

Assim, o problema fica bastante simplificado, com 2 equações, sendo uma em relação às forças e outra em relação aos momentos, e 2 incógnitas: o fator de segurança (FS) e o ângulo de inclinação (θ).

O processo de cálculo pelo Método de Spencer é descrito a seguir:

- Define-se uma superfície potencial de ruptura que será dividida em fatias, cuja as alturas médias (h), larguras (b) e inclinações da base (α) podem ser determinadas graficamente;
- Arbitram-se valores para o ângulo de inclinação (θ);
- Para cada valor de θ arbitrado, determina-se um fator de segurança (FS) para o equilíbrio de forças (FS_f) e equilíbrio de momentos (FS_m);
- Com os diversos valores encontrados para os fatores de segurança (FS_f e FS_m), constrói-se um gráfico com as curvas $FS_f \times \theta$ e $FS_m \times \theta$, conforme apresentado na Figura 2.11. O fator de segurança final (FS) é dado pelo ponto de interseção entre as duas curvas, satisfazendo ambas as equações de equilíbrio;
- Para determinação das forças resultantes entre as fatias (Q), substituem-se os valores de FS e θ na equação (2.17), sendo o seu ponto de aplicação determinado através de somatório de momentos em relação ao ponto médio da base de cada fatia.

Devido a necessidade de se atender a todas as condições de equilíbrio para todas as fatias, o cálculo pelo Método de Spencer se torna bastante complexo, além de repetido inúmeras vezes, sendo impraticável a sua realização sem o auxílio de uma ferramenta computacional.

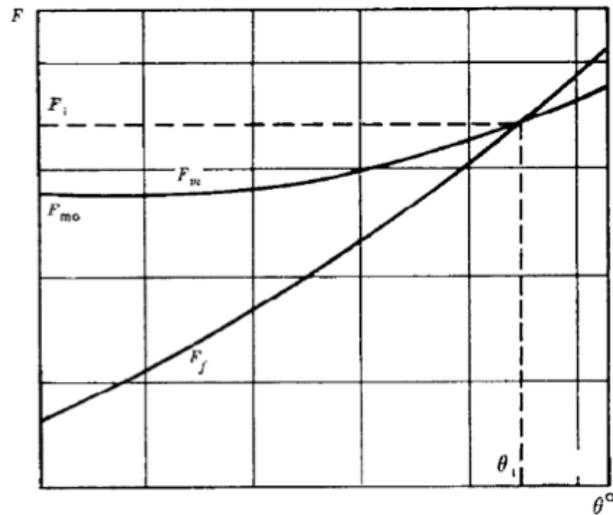


Figura 2.11– Determinação do fator de segurança (FS) (Spencer, 1967)

2.5. Estabilidade de Taludes de Solos Residuais Não Saturados

Nos escorregamentos em solos residuais não saturados, muitas vezes o lençol freático se encontra muito profundo, ou seja, abaixo da superfície de ruptura. Portanto, o mecanismo de escorregamento não pode ser relacionado ao aparecimento de poropressões positivas, que diminuiriam a tensão efetiva do solo e, conseqüentemente, sua resistência ao cisalhamento (Campos, 1984).

Ainda segundo Campos (1984), diversos autores realizaram estudos e se aprofundaram neste assunto, dentre os quais pode-se citar Morgenstern e Matos (1975) e Lumb (1975). Estes autores mostraram que em muitos taludes de solo residual, a instabilidade poderia ocorrer apenas pela infiltração da água no terreno, causando uma perda de sucção e provocando uma redução da resistência ao cisalhamento do solo, não necessitando gerar poropressões positivas. Neste caso, o fluxo de água é definido pela infiltração, e o escorregamento ocorre ao longo da superfície definida pela frente de saturação.

Lumb (1975, apud Campos, 1984) analisou os escorregamentos ocorridos em solos residuais em Hong Kong, observando que a causa principal da ruptura era a infiltração direta da água da chuva, produzindo uma perda da coesão aparente causada pela saturação do solo.

Ignacius (1991, apud Soares, 2005), apresentou um estudo em que exemplifica a redução do fator de segurança (FS) em função da redução da sucção. A Figura 2.12 apresenta os resultados obtidos por ele em análises de estabilidade de taludes em solos não saturados da Serra do Mar, na região de Cubatão, São Paulo.

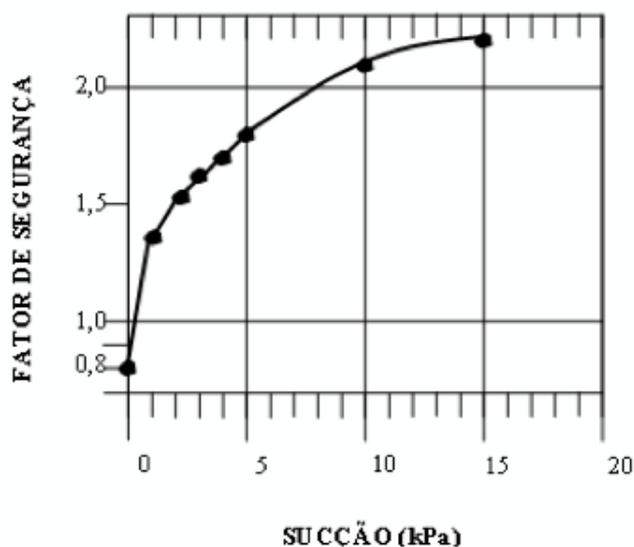


Figura 2.12 – Variação do fator de segurança (FS) em função da sucção, em uma encosta de solo não saturado (Ignacius, 1991, apud Soares, 2005)

2.5.1. Mecanismo de Instabilização

Antes do período de chuvas, os taludes de solos residuais encontram-se estáveis e não saturados, o que provoca o aparecimento de uma poropressão negativa (sucção), que pode ser interpretada como um aumento da coesão aparente do solo. Essa coesão aparente é, muitas vezes, o fator condicionante para a estabilidade do talude (Fredlund et al., 1978, apud Campos, 2004).

A relação entre o teor de umidade volumétrica do solo (θ), dada pela razão entre o volume de água em uma amostra de solo e o volume total da amostra, e a sucção é chamada curva característica, e está apresentada na Figura 2.13.

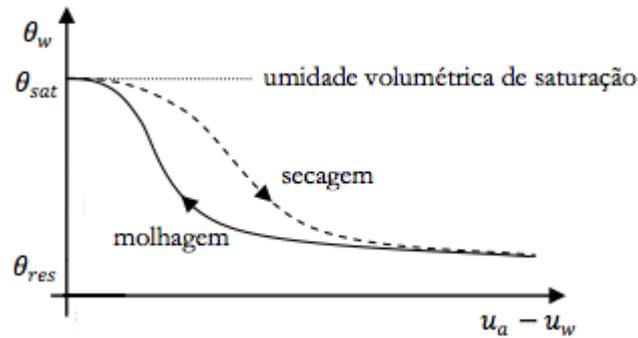


Figura 2.13 – Curva característica típica de um solo (Adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993)

Os solos não saturados apresentam uma condutividade hidráulica, que varia de acordo com o grau de saturação do solo (Figura 2.14). À medida que o grau de saturação do solo aumenta com a infiltração da água da chuva, a sua condutividade hidráulica também aumenta, havendo um avanço da zona saturada, denominado “frente de saturação” ou “frente de umedecimento”.

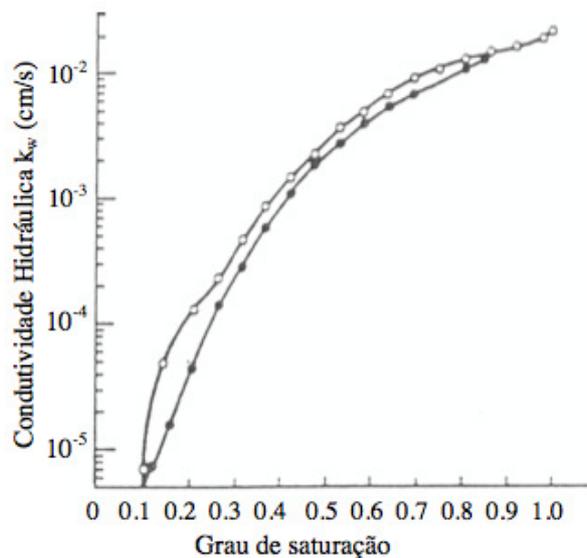


Figura 2.14 – Variação condutividade hidráulica em função do grau de saturação (Topp e Miller, 1966 apud Alonso et al., 1987)

Após a infiltração da água da chuva, a frente de saturação atinge uma determinada profundidade, provocando a redução total ou parcial da sucção nesta profundidade, e uma conseqüentemente redução da resistência ao cisalhamento na zona localizada acima da região saturada, podendo vir a ocorrer o movimento da massa de solo.

Segundo Campos (1984), o avanço dessa frente de saturação depende do grau de saturação do solo antes da infiltração, do seu índice de vazios e da intensidade e duração da chuva.

Quando a chuva cessa, a água infiltrada se distribui, conferindo ao solo um novo e maior teor de umidade. Assim, se a próxima chuva ocorrer pouco tempo após a anterior, o solo estará com um maior grau de umidade e, conseqüentemente, uma maior condutividade hidráulica, produzindo um avanço mais rápido da frente de saturação. Portanto, durante a estação de chuvas, ocorre um contínuo e gradual aumento do grau de saturação do solo (Campos, 1984).

2.6. Técnicas de Estabilização de Taludes

Como parte deste trabalho, foi proposta uma intervenção a ser realizada na encosta do Morro da Glória II, de forma a garantir a sua estabilidade. Sendo assim, a seguir serão apresentadas as principais técnicas de estabilização de taludes disponíveis e suas características.

2.6.1. Retaludamento

Esse tipo de técnica de estabilização de taludes consiste em realizar alterações na geometria dos mesmos, a fim de se obter uma melhor condição de estabilidade (Figura 2.15). Essas alterações podem abranger pequenas áreas do talude, ou até mesmo o perfil inteiro, incluindo etapas de corte e realização de aterros compactados. A partir de análises de estabilidade considerando os parâmetros geotécnicos, são definidas as inclinações finais do talude.

A etapa de corte compreende a escavação dos materiais que formam o talude natural. A etapa de execução de aterros consiste na compactação de uma massa de solo em local previamente preparado, o que permite garantir ao aterro características adequadas de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Plataformas intermediárias (banquetas) são construídas juntamente com um sistema de drenagem e proteção superficial, com a finalidade de impedir a erosão do talude pelas águas pluviais.

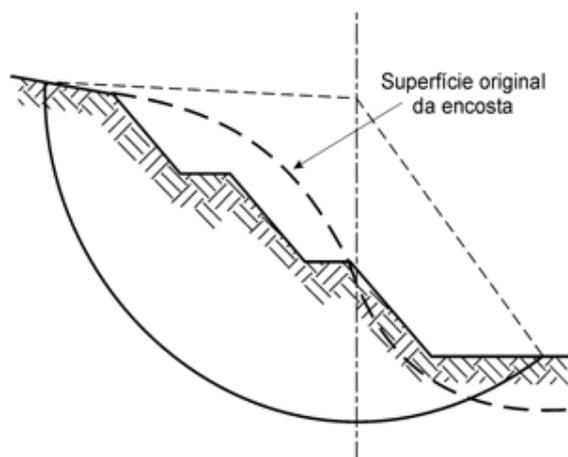


Figura 2.15 - Retaludamento (Massad, 2003)

2.6.2. Proteção Superficial

Os sistemas de proteção superficial têm como finalidade revestir o talude, protegendo contra a erosão e reduzindo a infiltração decorrente da precipitação de chuva. A proteção pode ser através de vegetação ou através de impermeabilização (concreto projetado, geotêxtil, etc). A proteção superficial associada a um sistema de drenagem superficial pode, em muitos casos, ser suficiente para estabilização do talude (Figura 2.16).



Figura 2.16– Proteção superficial com vegetação

2.6.3. Estruturas de Contenção

a) Muros de Peso

São estruturas cujo peso próprio é o responsável por sua estabilidade, opondo-se aos empuxos horizontais. São empregados, em geral, na contenção de desníveis não superiores a 5 metros, quando se dispõe de espaço para acomodar sua largura, que gira em torno de 50% da altura a ser contida. Devido a seu elevado peso, requerem um terreno com boa capacidade de carga.

A geometria dos muros de peso é dimensionada de forma a suportar o empuxo do solo, apresentando três perfis básicos: retangular (Figura 2.17a), trapezoidal (Figura 2.17b) e escalonado (Figura 2.17c).

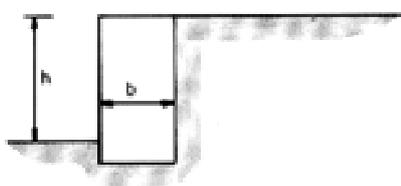


Figura 2.17a - Perfil retangular (Moliterno, 1980)

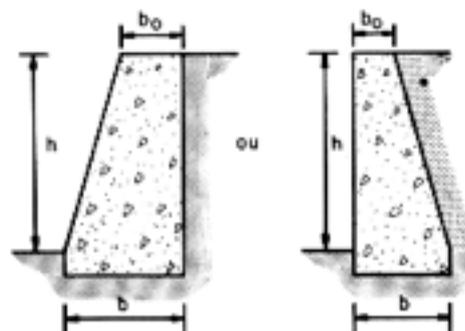


Figura 2.17b - Perfil trapezoidal (Moliterno, 1980)

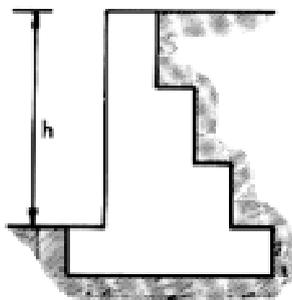


Figura 2.17c - Perfil trapezoidal (Moliterno, 1980)

Para que a sua estabilidade seja garantida, no projeto de um muro de peso devem ser feitas as verificações quanto à segurança em relação aos seguintes mecanismos potenciais de ruptura: instabilidade global do talude, deslizamento ao longo da base do muro, tombamento em relação ao pé do muro e capacidade de suporte do terreno de fundação do muro (Figura 2.18).

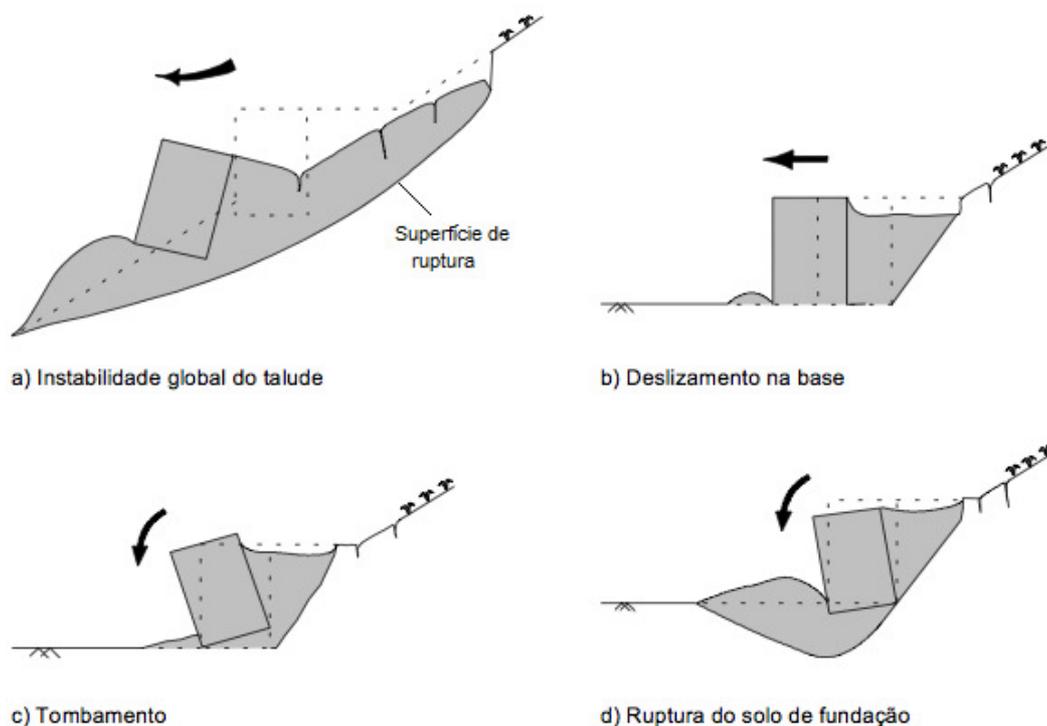


Figura 2.18 – Mecanismos potenciais de ruptura (Geo-Rio, 1999)

Os muros de peso podem ser constituídos de diversos materiais, sendo os principais: pedras, gabiões, concreto ciclópico e sacos de solo-cimento.

a.1) Muros de Pedras

Os muros de pedras (Figura 2.19) apresentam rigidez elevada, tendo como vantagens a facilidade e baixo custo de construção. Quando as pedras não são argamassadas, não necessitam de dispositivos de drenagem, uma vez que o material do muro é drenante.

Para conseguir uma maior rigidez no muro, as pedras podem ser argamassadas, sendo necessário, no entanto, a instalação de dispositivos de drenagem para aliviar as poropressões na estrutura.

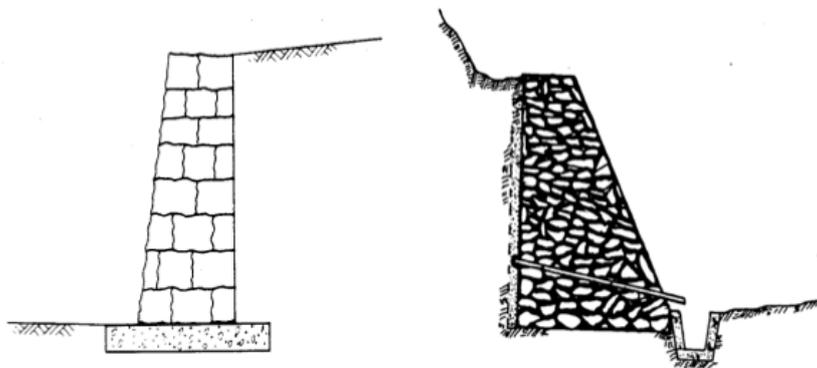


Figura 2.19 - Muros de pedras (Geo-Rio, 1999)

a.2) Muros de Gabiões

São muros de peso, constituídos pela superposição de gabiões (Figura 2.20). Os gabiões são grandes gaiolas prismáticas, feitas com uma malha hexagonal com dupla torção de arame galvanizado, cheias de blocos de rocha. Os blocos de rocha podem ser naturais (seixos rolados) ou artificiais (brita ou blocos de pedreiras) e devem possuir diâmetro superior à abertura de malha das gaiolas.

Suas principais características são: flexibilidade, permitindo que a estrutura se acomode a recalques diferenciais, alta permeabilidade, garantindo a drenagem e a ausência de empuxo hidrostático no tardo do muro.

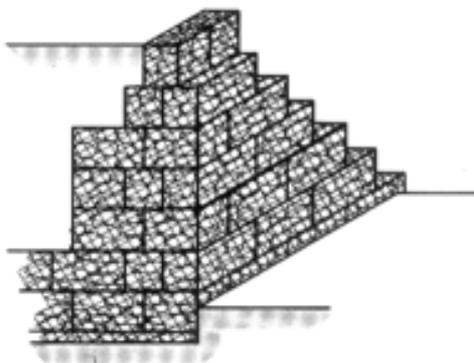


Figura 2.20 - Muro de gabiões (Moliterno, 1980)

a.3) Muros de Concreto Ciclópico

O concreto ciclópico trata-se, basicamente, de um concreto com $f_{ck} > 10$ MPa com a adição de pedras de mão de dimensões variadas que, em geral, ocupam 30% de seu volume. Os muros de concreto ciclópico constituem uma estrutura bastante rígida e resistente, apresentando geralmente seção transversal trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% de sua altura (Figura 2.21). Devido a sua impermeabilidade, requer um sistema adequado de drenagem.

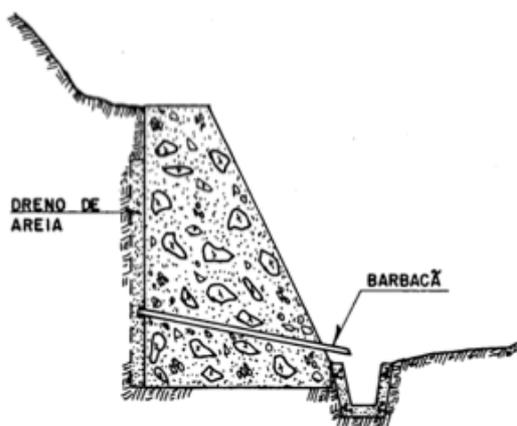


Figura 2.21 - Muro de concreto ciclópico (Carvalho et al, 1991 apud Tozatto, 2000)

a.4) Muros de Saco de Solo-Cimento

São constituídos por camadas de sacos de aniagem ou geossintético, preenchidos com solo estabilizado com cimento, sendo a proporção da mistura da ordem de 1:10 a 1:15. Sua execução é barata e não requer mão-de-obra especializada. Os sacos de solo-cimento são dispostos empilhados horizontalmente e compactados manualmente, em geral, com soquetes (Figura 2.22).

Após alguns anos, os sacos expostos nas faces externas do muro se desintegram totalmente, porém o solo-cimento preserva a sua forma original moldada pelos sacos. Estas faces externas do muro podem receber uma proteção superficial de argamassa de concreto magro, de modo a prevenir contra erosão.

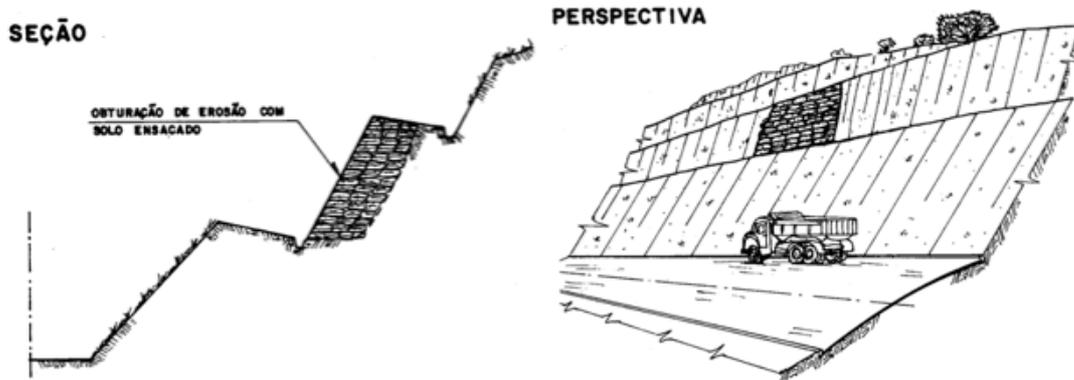


Figura 2.22 - Muro de saco de solo-cimento (Geo-Rio, 1999)

b) Muros de Flexão em Concreto Armado

Os muros de flexão em concreto armado são estruturas mais esbeltas, com seção transversal em “L”, que resistem aos empuxos utilizando o peso próprio do solo que se apoia sobre a base do “L”. A laje de base apresenta, em geral, largura na faixa de 50 a 70% da altura do muro (Figura 2.23).

Os muros com seção transversal em “L” podem apresentar um dente enterrado, usado para aumentar a contribuição do empuxo passivo na resistência ao deslizamento.

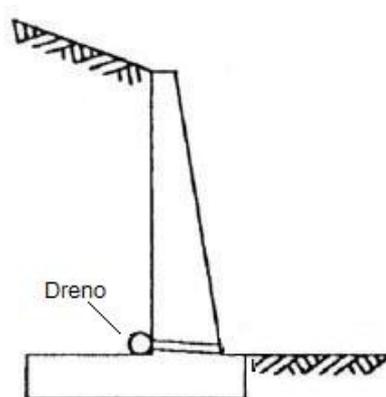


Figura 2.23 - Muro de flexão (Adaptado de Ranzini e Negro Junior, 1998)

c) Solo Grampeado

Solo grampeado é uma técnica bastante eficaz para o reforço do solo “in situ”, tanto em taludes naturais quanto em taludes resultantes de escavação. O grampeamento do solo é obtido através da introdução de elementos lineares passivos, semirrígidos, resistentes à flexão composta, denominados grampos. Os grampos podem ser barras ou tubos de aço ou barras sintéticas, posicionados horizontalmente ou inclinados no talude, de forma que resistam aos esforços de tração e cisalhamento (Ortigão et al, 1993).

Além da introdução de grampos, costuma-se aplicar uma camada de revestimento de concreto projetado, armado com tela de aço eletrossoldada, protegendo a superfície do talude (Figura 2.24). Como alternativa, a superfície do talude pode ser protegida com vegetação.

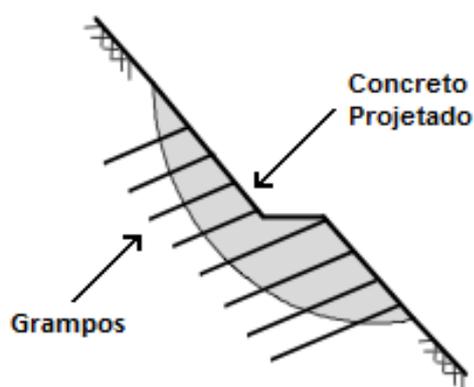


Figura 2.24 - Solo grampeado (Adaptado de Geo-Rio, 1999)

d) Solo Reforçado

Trata-se de uma técnica de reforço do solo através na introdução de camadas de geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas ou fitas metálicas) no maciço de aterro, conferindo resistência à tração ao solo. Normalmente, o paramento do aterro é protegido com alvenaria ou placas de concreto (Figura 2.25).

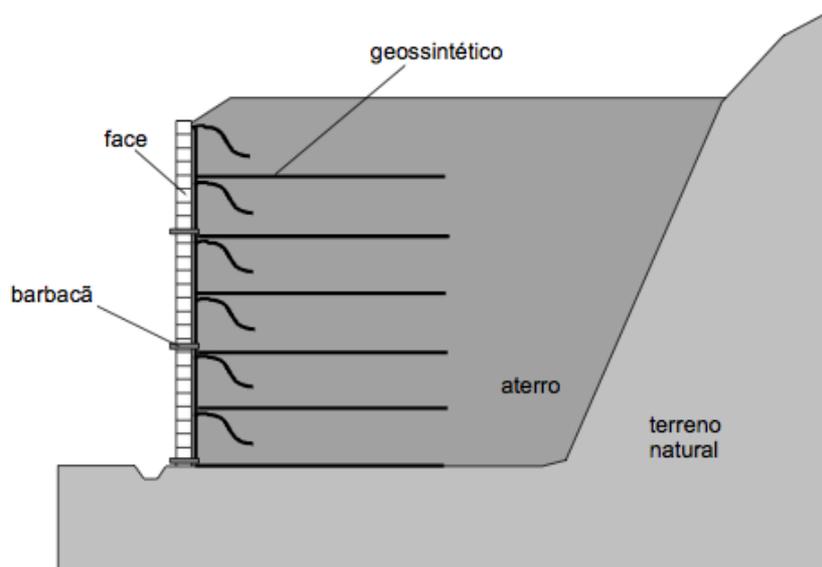


Figura 2.25 - Solo reforçado (Geo-Rio, 1999)

e) Cortinas Ancoradas

As cortinas são estruturas de concreto armado, com espessura em geral na faixa de 20 a 30 centímetros, ancoradas em profundidade através de elementos de aço (tirantes) introduzidos no talude (Figura 2.26). Os tirantes são capazes de suportar esforços de tração e de transmiti-los ao solo.

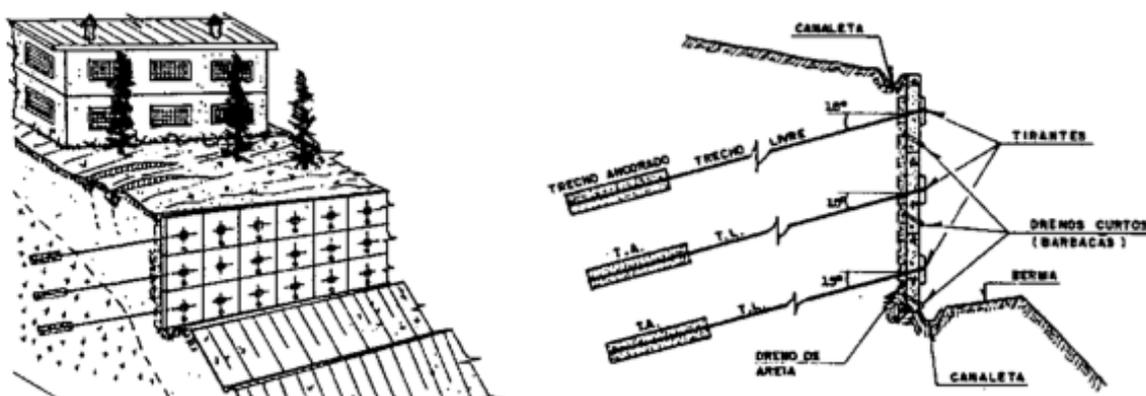


Figura 2.26 – Cortina ancorada (Carvalho et al, 1991 apud Tozatto, 2000)

Após a perfuração e introdução dos tirantes no talude, é realizada a injeção de calda de cimento sob pressão no furo, formando um bulbo e ancorando o tirante na região estável do maciço. Após a ancoragem, com a cura da calda de cimento, os tirantes

recebem uma protensão e são fixados à estrutura de concreto, aplicando, desta forma, uma força contrária à tendência de movimento do talude. A transferência da carga suportada pelo tirante para o talude ocorre através do bulbo de ancoragem e resulta no aumento da tensão efetiva normal à base da superfície potencial de ruptura, fazendo aumentar a sua resistência ao cisalhamento.

A Figura 2.27 apresenta o método executivo de uma cortina ancorada em um talude de corte.

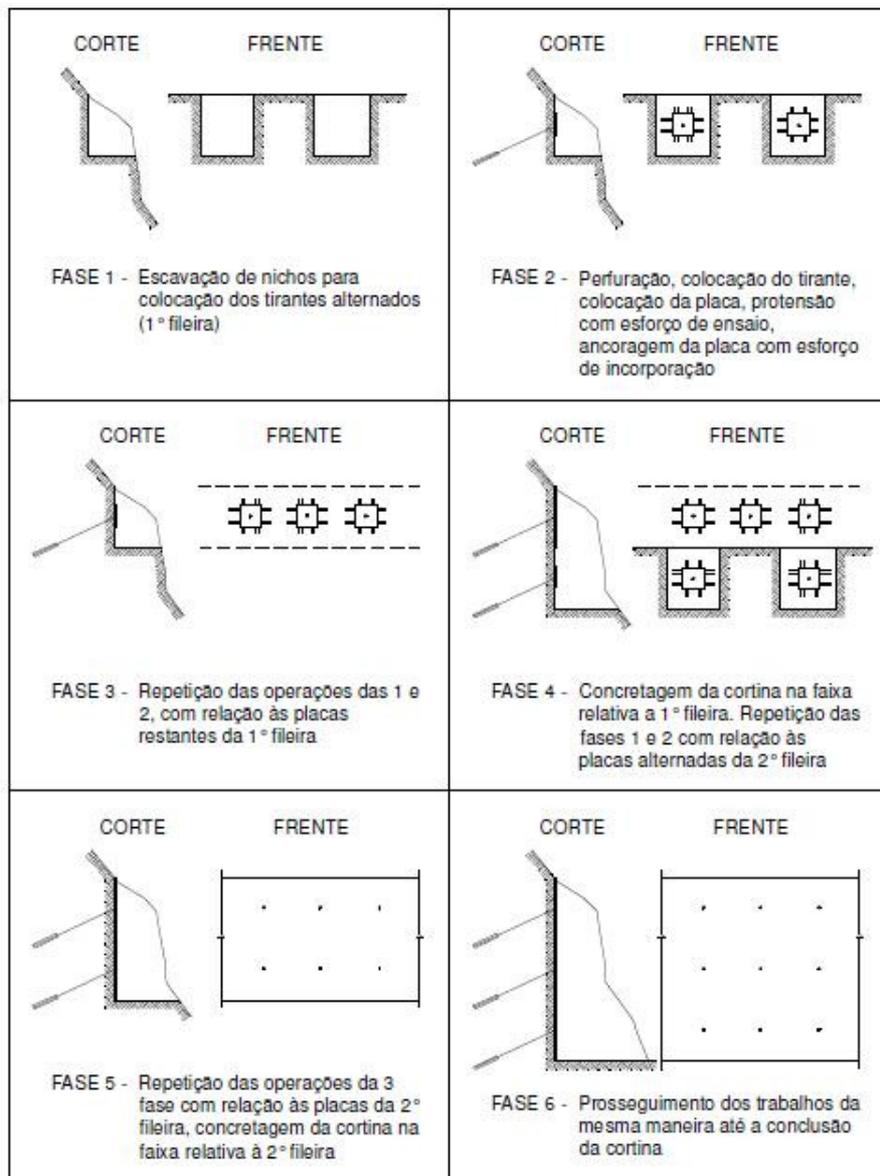


Figura 2.27 - Método executivo de cortina ancorada (Tecnosolo, 1978)

A extremidade do tirante que fica para fora do terreno, protegida por uma tampa de concreto, é a cabeça do tirante. O trecho do tirante entre a cabeça e o bulbo de

ancoragem é chamado de trecho livre. Neste trecho, a barra de aço se encontra isolada da calda de cimento, sendo geralmente engraxada. Segundo a NBR 5629, o trecho livre não pode ter comprimento inferior a 3 metros (Figura 2.28).

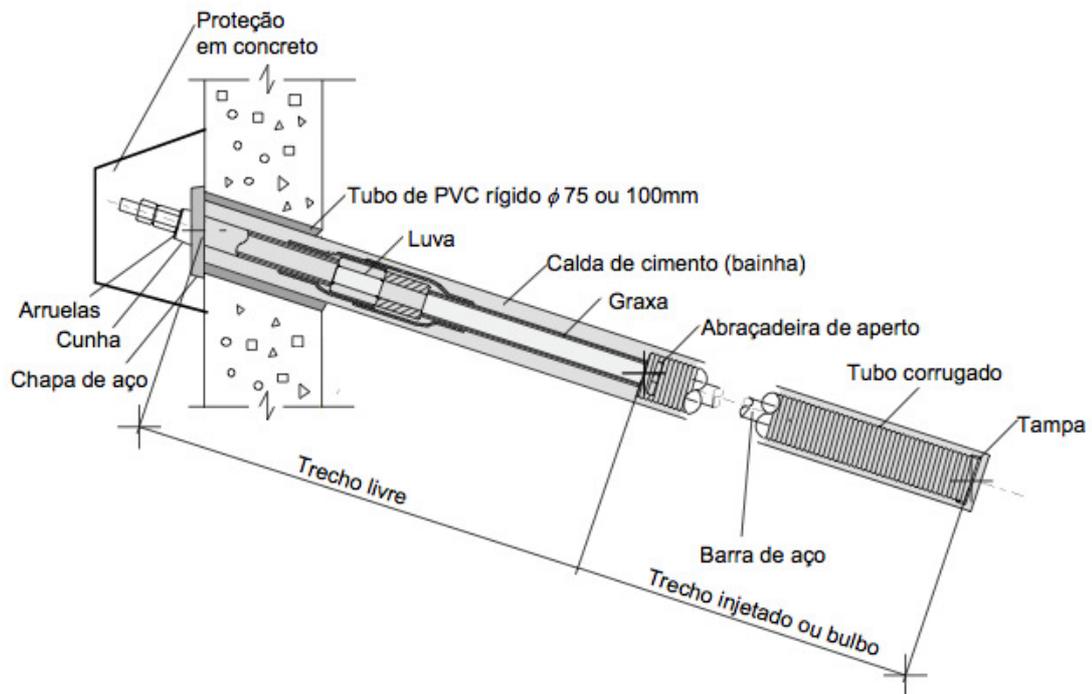


Figura 2.28 - Elementos de um tirante (Geo-Rio, 1999)

Conforme apresentado na Figura 2.29, em um projeto de cortina ancorada deve-se verificar a sua estabilidade quanto aos seguintes modos de ruptura (Geo-Rio, 1999):

- Puncionamento da base: Pode ocorrer quando o solo onde se apoia a base da cortina for de baixa capacidade de suporte;
- Ruptura de fundo da escavação: Pode ocorrer se uma camada mole existir abaixo do nível de escavação;
- Ruptura global: Pode ocorrer de duas formas: através de uma cunha de ruptura ou através de uma ruptura generalizada e profunda;
- Deformação excessiva: Pode ocorrer apenas durante a construção, antes da protensão de um determinado nível de ancoragens. Após a execução da obra, dificilmente ocorre, já que as cortinas são suficientemente rígidas.

- Ruptura das ancoragens: Ocorre quando a capacidade de carga do tirante definido é insuficiente, ou ainda, durante a execução da cortina, quando outros níveis de tirantes ainda não foram instalados;
- Ruptura da parede: Pode ocorrer em duas situações: ruptura por flexão devido à armadura insuficiente e ruptura por puncionamento dos tirantes.

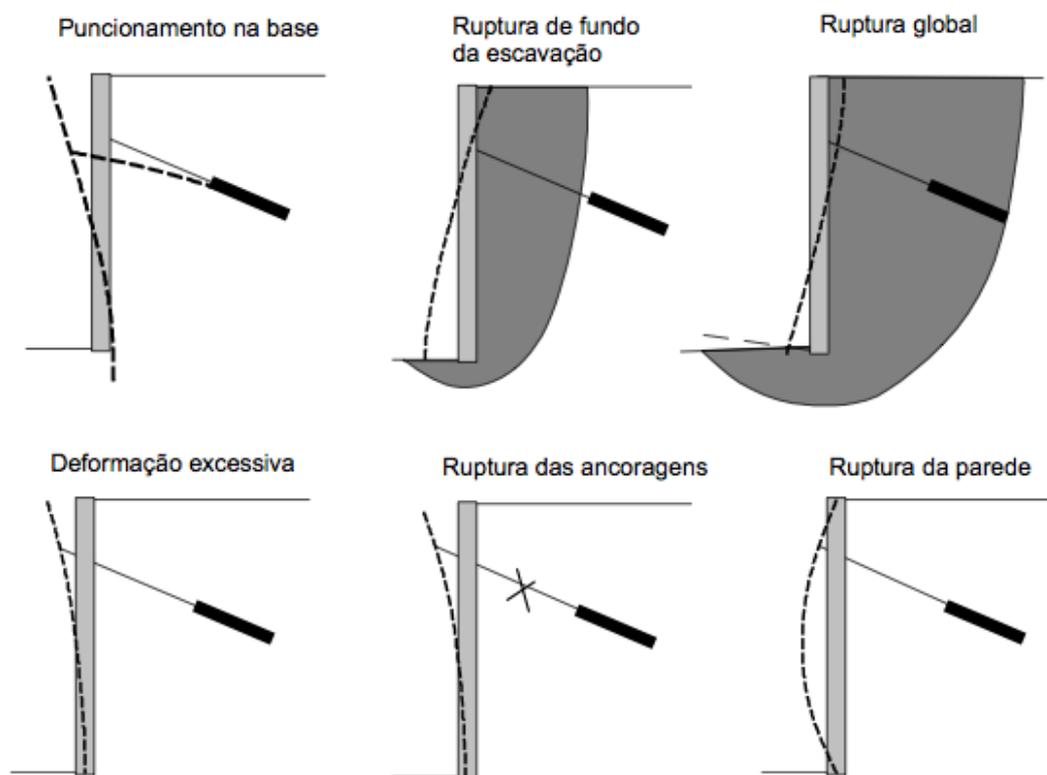


Figura 2.29 – Modos de ruptura de uma cortina ancorada (Geo-Rio, 1999)

No caso do uso de *softwares* como o SLOPE/W, empregado no presente trabalho, para o dimensionamento geotécnico da cortina ancorada, é considerada na análise de estabilidade a força aplicada pelo tirante, cuja componente se soma à resultante das forças normais atuantes na base da fatia interceptada pelo tirante, aumentando a tensão normal efetiva e, conseqüentemente, a sua resistência ao cisalhamento (Figura 2.30).

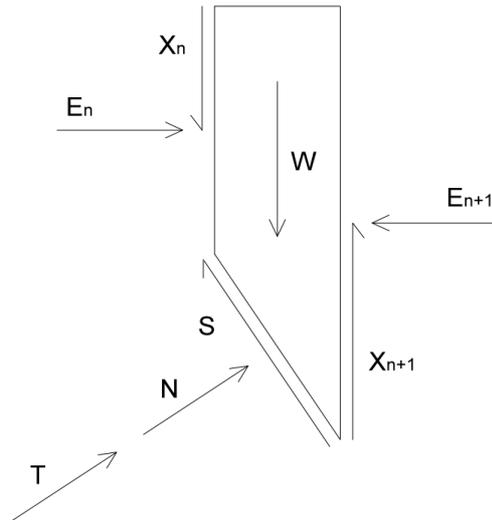


Figura 2.30 – Forças atuantes em uma fatia interceptada por um tirante

W – Peso total da fatia

E_n - Resultante das forças normais atuando na face esquerda da fatia

E_{n+1} - Resultante das forças normais atuando na face direita da fatia

X_n - Resultante das forças cisalhantes atuando na face esquerda da fatia

X_{n+1} - Resultante das forças cisalhantes atuando na face direita da fatia

S - Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada na base da fatia

N - Resultante das forças normais à base da fatia

T – Componente da força aplicada pelo tirante normal à base da fatia

O dimensionamento estrutural da cortina pode ser realizado com base na teoria das lajes cogumelo, que são lajes armadas em duas direções, apoiadas diretamente sobre os pilares, sem a presença de vigas. No caso de cortinas ancoradas, os pontos onde são fixados os tirantes na cortina (cabeças dos tirantes) são considerados os pontos de apoio da mesma, de forma análoga aos pilares de uma laje cogumelo.

No processo de cálculo, as cargas são distribuídas na cortina segundo duas direções ortogonais entre si, tomando-se para cada direção o valor total da referida carga, e

a) Sistema de Drenagem Superficial

O sistema de drenagem superficial tem como objetivo diminuir a infiltração das águas pluviais, captando-as e escoando-as através de canaletas ou valas revestidas, dispostas longitudinalmente, na crista dos taludes ou/e em banquetas, ou transversalmente, ao longo das linhas de maior declividade do talude (Figura 2.32).

No caso de grandes declividades, é necessária a implantação de artifícios de desaceleração, como escadas d'água e caixas dissipadoras de energia. O custo dessas obras é relativamente baixo e não requerem mão-de-obra especializada.

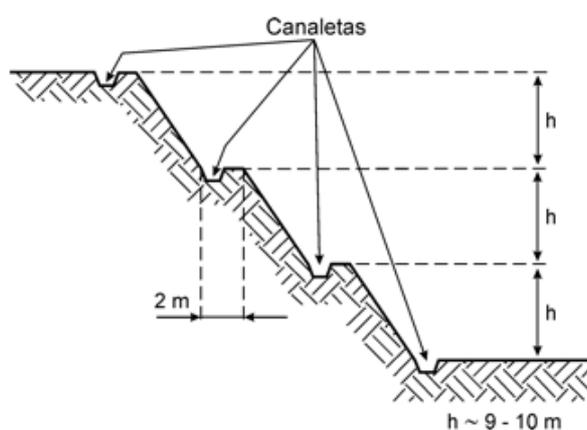


Figura 2.32 - Sistema de drenagem superficial (Massad, 2003)

b) Sistema de Drenagem de Estruturas de Contenção

A preocupação com a drenagem deve estar presente em todas as obras de contenção como medida complementar, pois garante uma redução dos esforços a serem suportados pela estrutura, devido à ação da água.

O efeito da água pode ser direto, resultante do acúmulo de água junto ao tardo da estrutura, provocando um empuxo hidrostático, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao cisalhamento do maciço. O efeito da água pode ser eliminado ou atenuado por um sistema eficaz de drenagem.

Os sistemas de drenagem das estruturas de contenção devem se ater a:

- Impedir o acúmulo de água junto ao tardo da estrutura de contenção;

- Ter a função filtrante, evitando o *piping*;
- Evitar a sua colmatção, o que resultaria em perda parcial ou total da eficiência do sistema de drenagem.

Com a finalidade de diminuir o empuxo hidrostático, são empregados tubos horizontais curtos que atravessam transversalmente a estrutura (drenos barbacãs). A extremidade do tubo junto ao solo deve ser perfurada e envolvida com uma tela de nylon amarrada. (Figura 2.33).

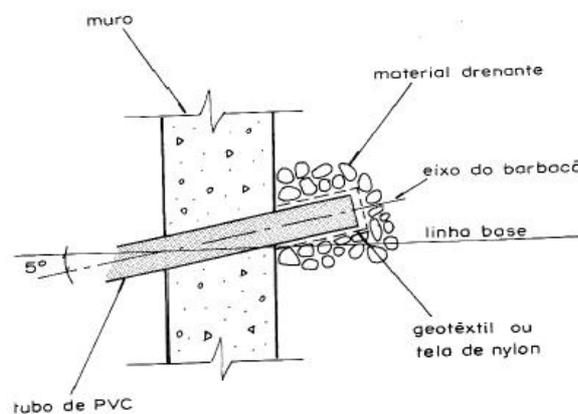


Figura 2.33 - Dreno curto (Barbacã) (Cunha, 1991)

c) Sistema de Drenagem Profunda

Esse sistema de drenagem consiste na introdução de um tubo perfurado de pequeno diâmetro, envolvido por uma tela filtrante, num furo sub-horizontal aberto por meio de sonda rotativa (Figura 2.34). Seu comprimento pode chegar a algumas dezenas de metros e seu objetivo é rebaixar o lençol freático, reduzindo a poropressão no talude.

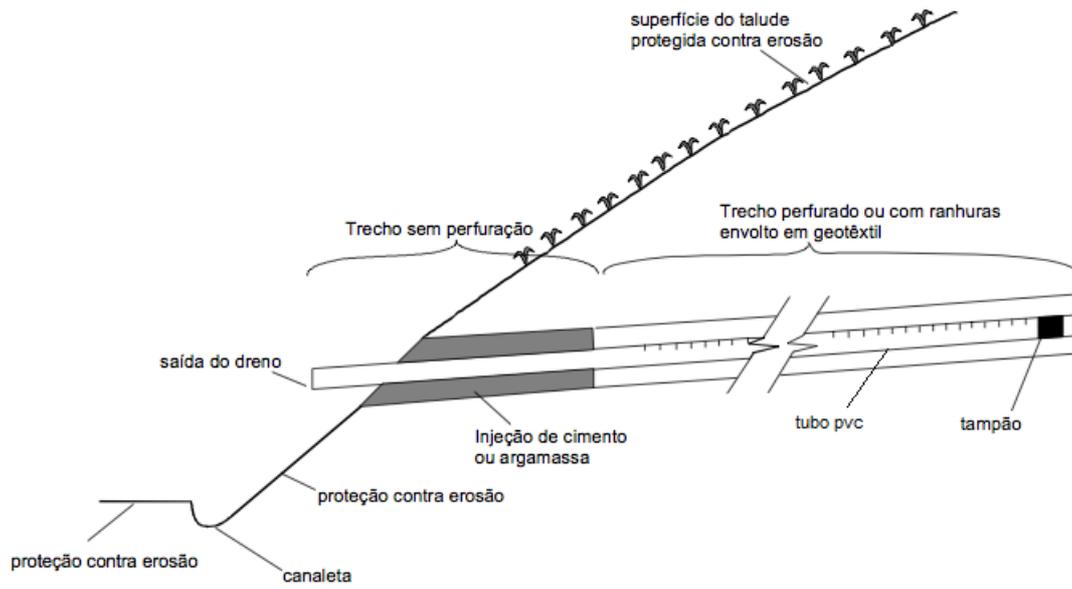


Figura 2.34 - DHP - Dreno horizontal profundo (Geo-Rio, 1999)

3. Caracterização da Área Estudada

3.1. Localização e Dados Geográficos e Geológicos da Região

Localizado no extremo sul do estado do Rio de Janeiro (Figura 3.1), nas coordenadas $44^{\circ}19'05''\text{W}$ e $23^{\circ}00'24''\text{S}$, o município de Angra dos Reis possui uma área total de 819 Km^2 , com uma altitude que pode atingir mais de 2000 metros. Limita-se ao norte com o município de Bananal (SP), a nordeste com Rio Claro (RJ), a leste com Mangaratiba (RJ), a oeste com Paraty (RJ), e ao sul com o Oceano Atlântico. O município possui uma população de 169.270 habitantes (IBGE, 2010), sendo que mais de 96% dessa população está situada em área urbana (PMAR, 2012).

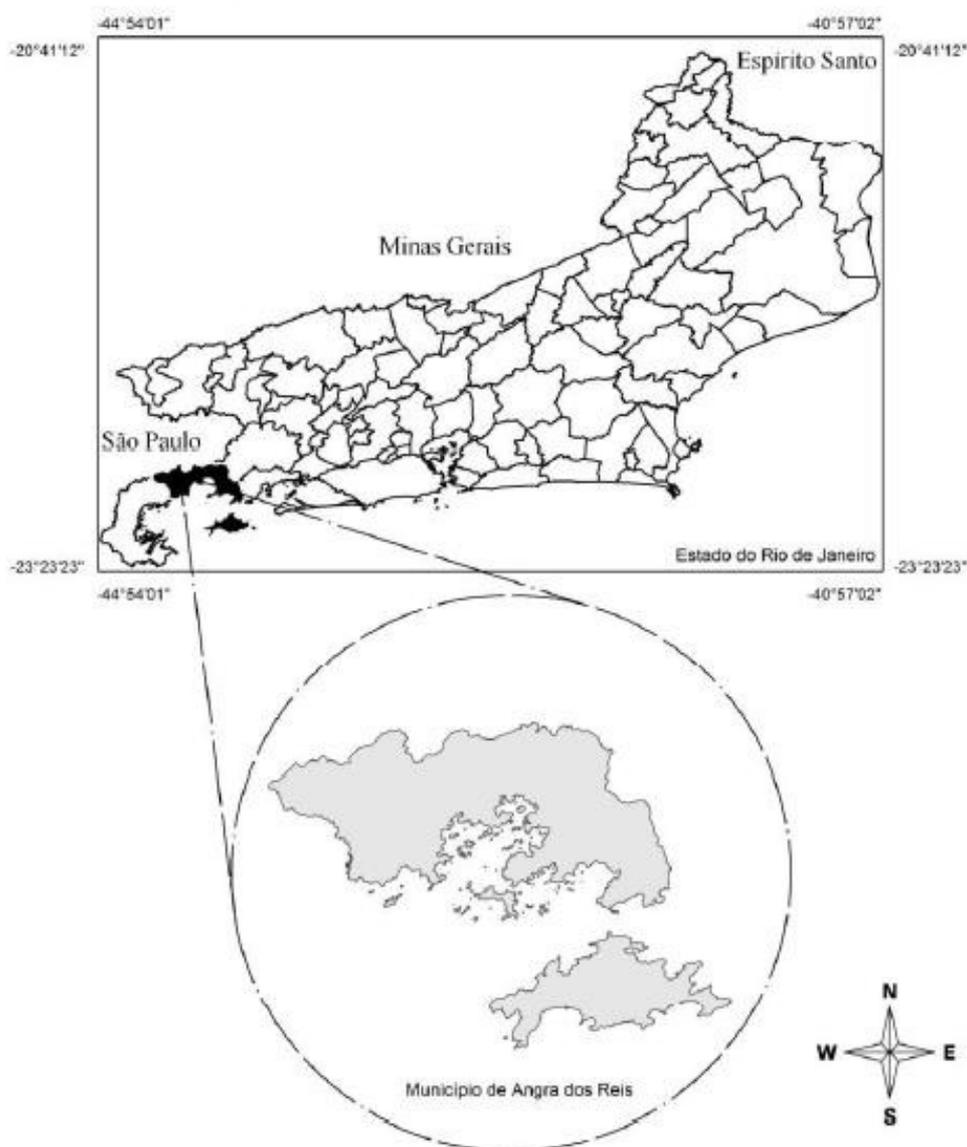


Figura 3.1 - Localização de Angra dos Reis no estado do Rio de Janeiro (Assumpção, 2011)

De acordo com CPRM (2000, apud Assumpção, 2011), Angra dos Reis está localizada em uma região que se encontra inserida no domínio das escarpas serranas, cujo relevo é montanhoso, extremamente acidentado e transicional entre dois sistemas de relevo. Suas vertentes são predominantemente retilíneas a côncavas, escarpadas e os topos das cristas são alinhados, aguçados ou levemente arredondados.

O município está situado na região da Serra do Mar, que se estende na direção Nordeste/Sudoeste. A Serra do Mar é um bloco falhado e basculado para o norte, que forma, assim, uma escarpa íngreme para o mar. A serra se dispõe como uma importante barreira de escarpa de linha de falha e chega a apresentar desníveis de até 2.400 metros (Assumpção, 2011).

Segundo Salvador e Pimentel (2009, apud Assumpção, 2011), as rochas que compõem a Serra do Mar sofreram intensos processos de deformação desde o período Neoproterozóico, com geração de estruturas que atuam como zonas de fraqueza na crosta, recorrentemente ativadas. Os processos geomorfológicos locais são caracterizados pela instabilidade de taludes e pela proximidade das vertentes da serra com o litoral, chegando, em muitos pontos, até o oceano.

3.2. Descrição da Área de Estudo

O talude, objeto de estudo deste trabalho, é a encosta sudoeste do Morro da Glória II, localizado no trecho final da Rua José Cândido de Oliveira, na região central de Angra dos Reis (Figuras 3.2 e 3.3).

Próximo ao topo dessa encosta existe uma cortina ancorada com aproximadamente 60 metros de comprimento e cerca de 2 metros de altura. Após a ocorrência de intensas chuvas nos 3 primeiros dias do ano de 2010 (índice pluviométrico acumulado de aproximadamente 400mm), foi observado um abatimento do solo a jusante da estrutura de contenção.

COPPETEC (2012) apresentou o resultado do trabalho de mapeamento da suscetibilidade associada aos movimentos de massa na região de Angra dos Reis. Foram identificados cinco tipos de movimentos de massa suscetíveis de ocorrência: deslizamentos translacionais, deslizamentos rotacionais, rastejo, queda de blocos e fluxos de detritos. As condições de terreno avaliadas indicaram um predomínio de deslizamentos do tipo translacional (raso) nas encostas, e de fluxos de detritos nos

fundos dos vales drenados por canais naturais. O trabalho englobou 4 regiões do Município: Centro, Abraão, Bananal e Provetá, estes três últimos na Ilha Grande. O Morro da Glória II, localizado na região central, foi incluído nesse mapeamento, possibilitando a obtenção de diversos dados e informações usadas no presente trabalho, tais como: topografia, características geológicas e características dos solos da região.

Em 31/08/2012 foi realizada uma visita ao local com a finalidade de se obter mais informações para o presente trabalho. As Figuras 3.4 a 3.6 indicam a área estudada, onde é possível observar a grande concentração de casas na região. Foram observados abatimentos no terreno a jusante da cortina, evidenciando a ocorrência de movimentações no local (Figuras 3.7 a 3.9).



Figura 3.2 – Vista aérea da região central de Angra dos Reis e localização do Morro da Glória II (Google Earth, 2012)

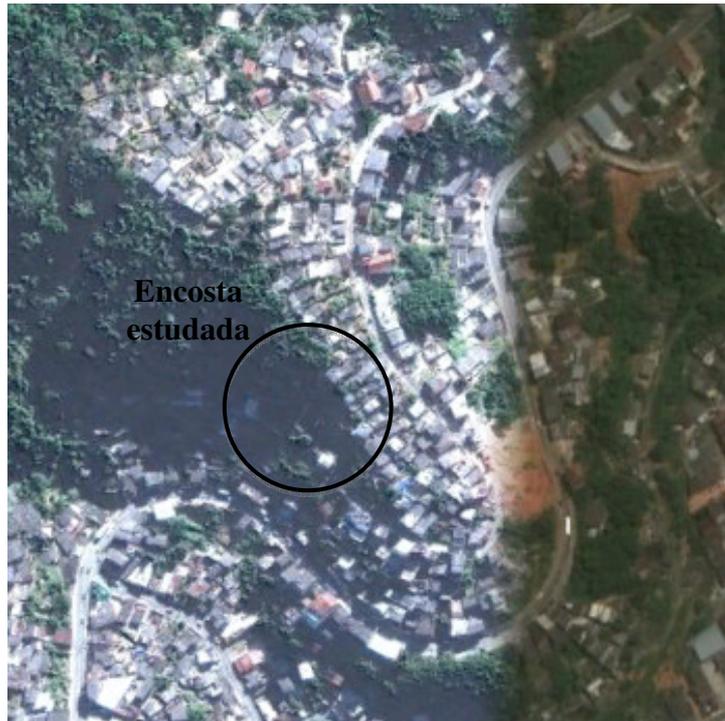


Figura 3.3 – Vista aérea do Morro da Glória II e indicação da encosta estudada (Google Earth, 2012)

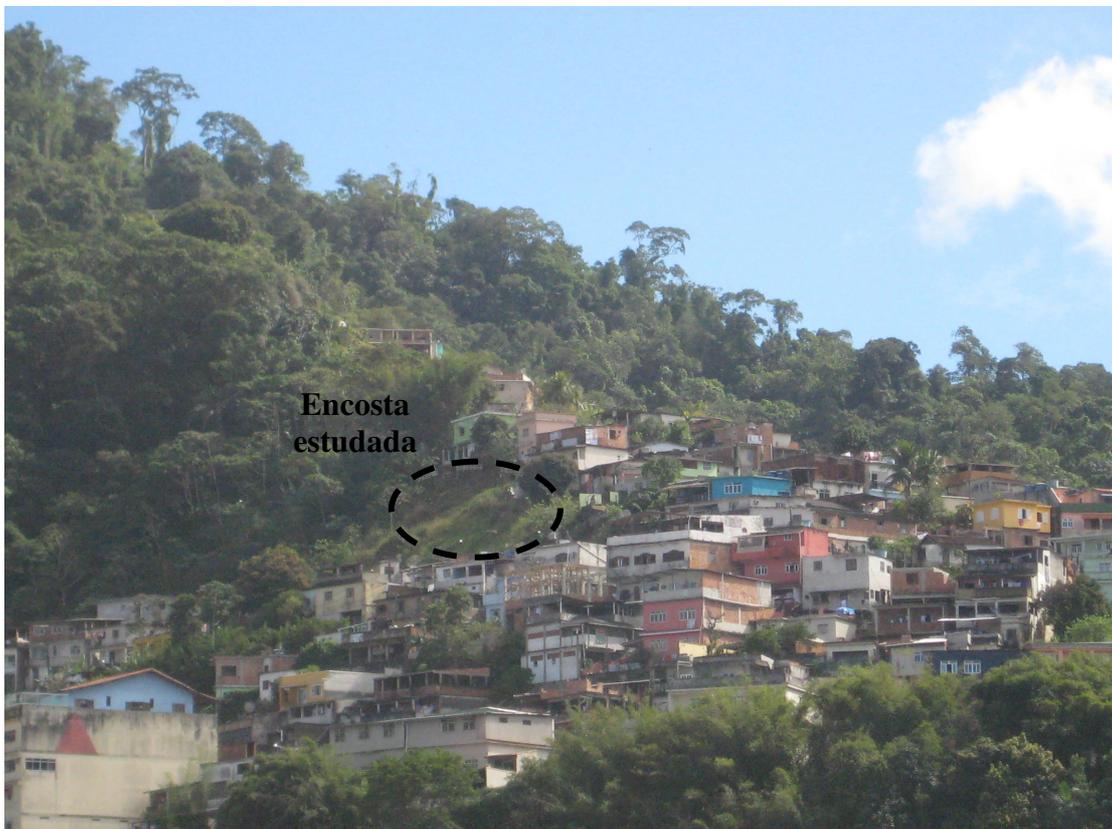


Figura 3.4 – Morro da Glória II (Visita 31/08/2012)



Figura 3.5 – Vista do Morro da Glória II (Visita 31/08/12)



Figura 3.6 – Vista da encosta estudada (Visita 31/08/2012)



Figura 3.7 – Abatimentos do solo a jusante da cortina (Visita 31/08/2012)

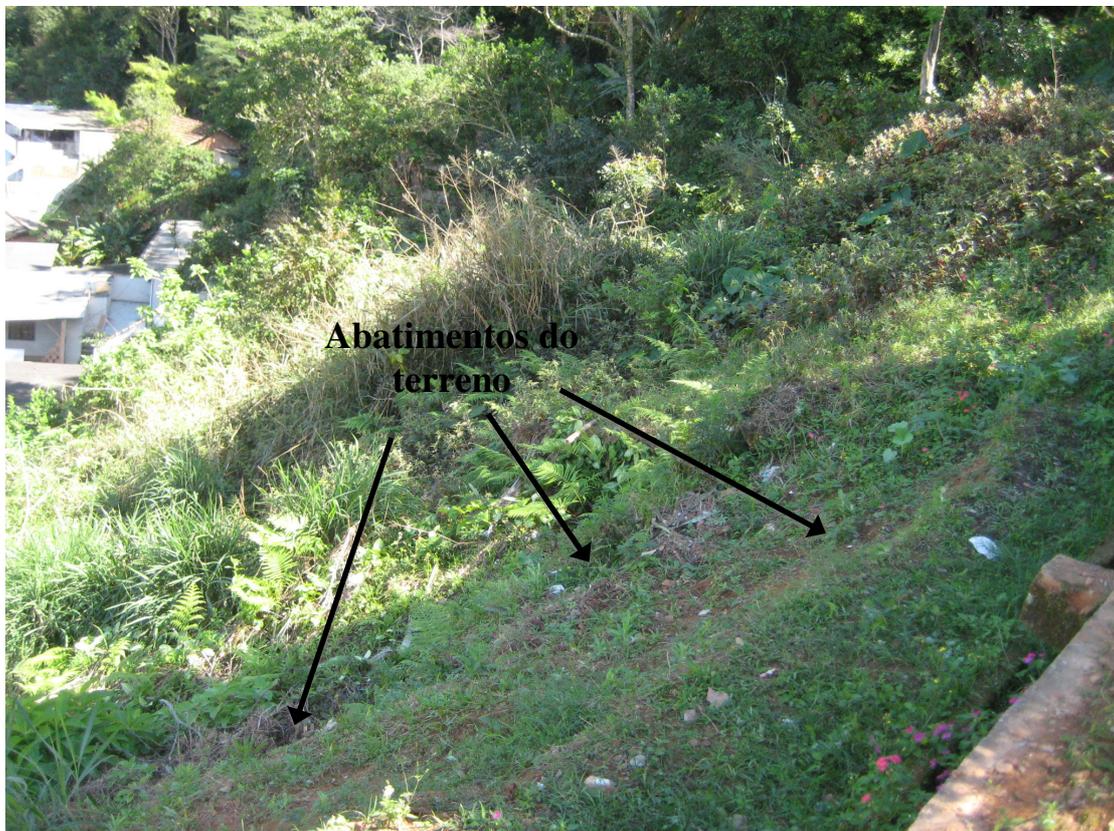


Figura 3.8 – Abatimentos do solo a jusante da cortina (Visita 31/08/2012)

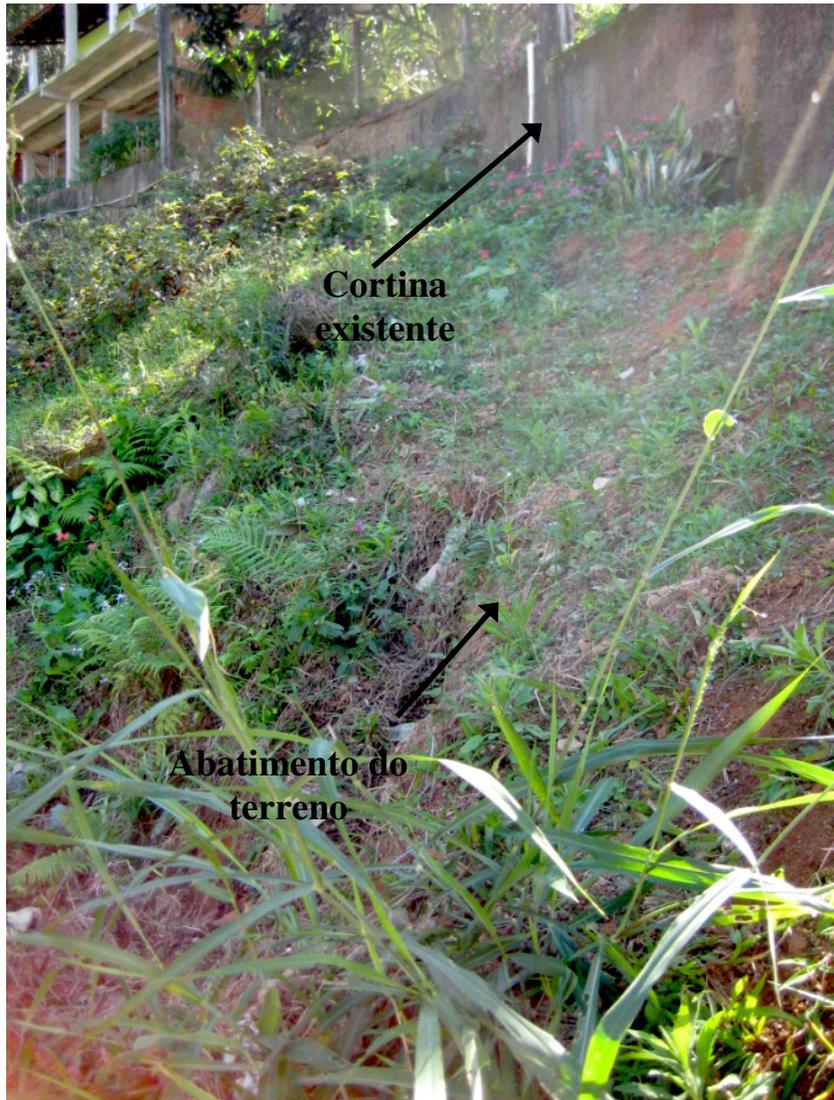


Figura 3.9 – Abatimento do solo a jusante da cortina (Visita 31/08/2012)

3.3. Topografia

A Figura 3.10 apresenta a topografia do Morro da Glória II, com as curvas de nível espaçadas a cada 10 metros.

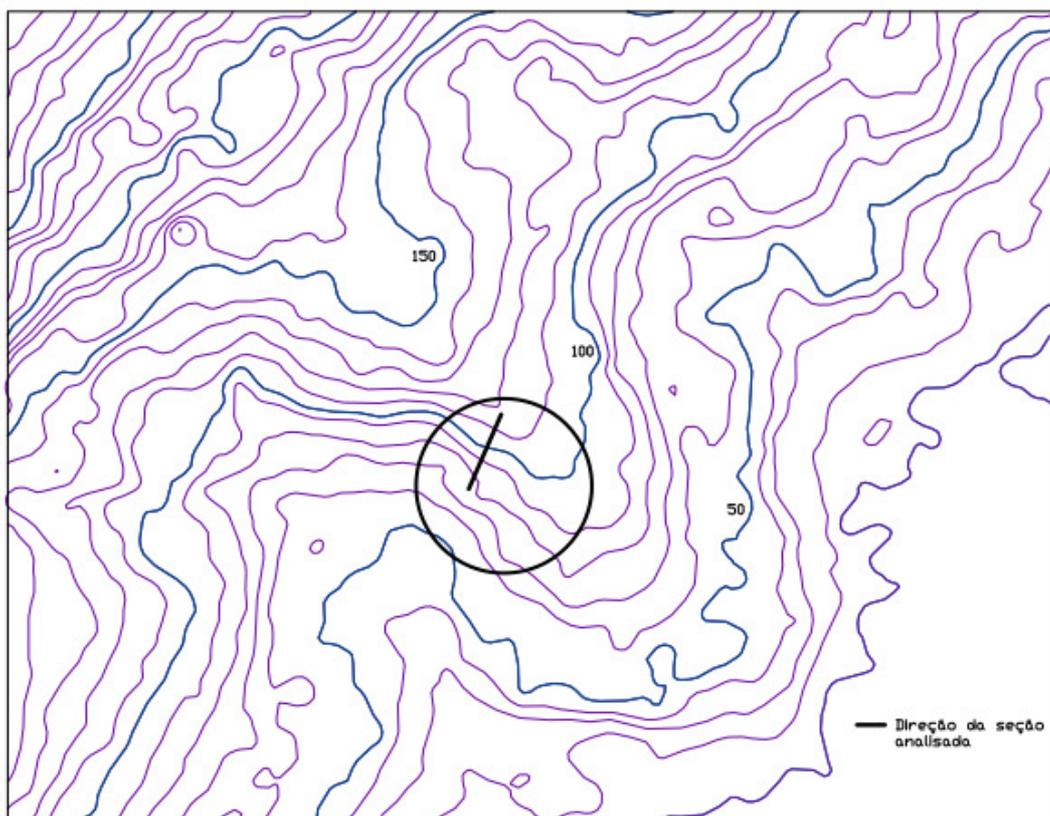


Figura 3.10 - Topografia do Morro da Glória II e indicação da encosta estudada

Através do mapa topográfico da região central do município, observa-se que a encosta do Morro da Glória II apresenta inclinações médias a altas, variando de aproximadamente 20° a 40° . A encosta estudada está situada próxima à cumeada do morro, sem sofrer influência expressiva da bacia de contribuição à montante.

3.4. Caracterização Geológico-geotécnica

No trabalho de COPPETEC (2012), citado anteriormente, é apresentado um mapeamento geológico na região, onde foram definidas quatro categorias baseadas na litologia e estruturas das rochas encontradas, a saber:

- Biotita ortognaisse migmatítico
- Granito equigranular isotrópico

- Pegmatito de composição granítica
- Dique de diabásio

A Figura 3.11 apresenta o mapeamento geológico da região central de Angra dos Reis, onde está localizada a encosta estudada neste trabalho.

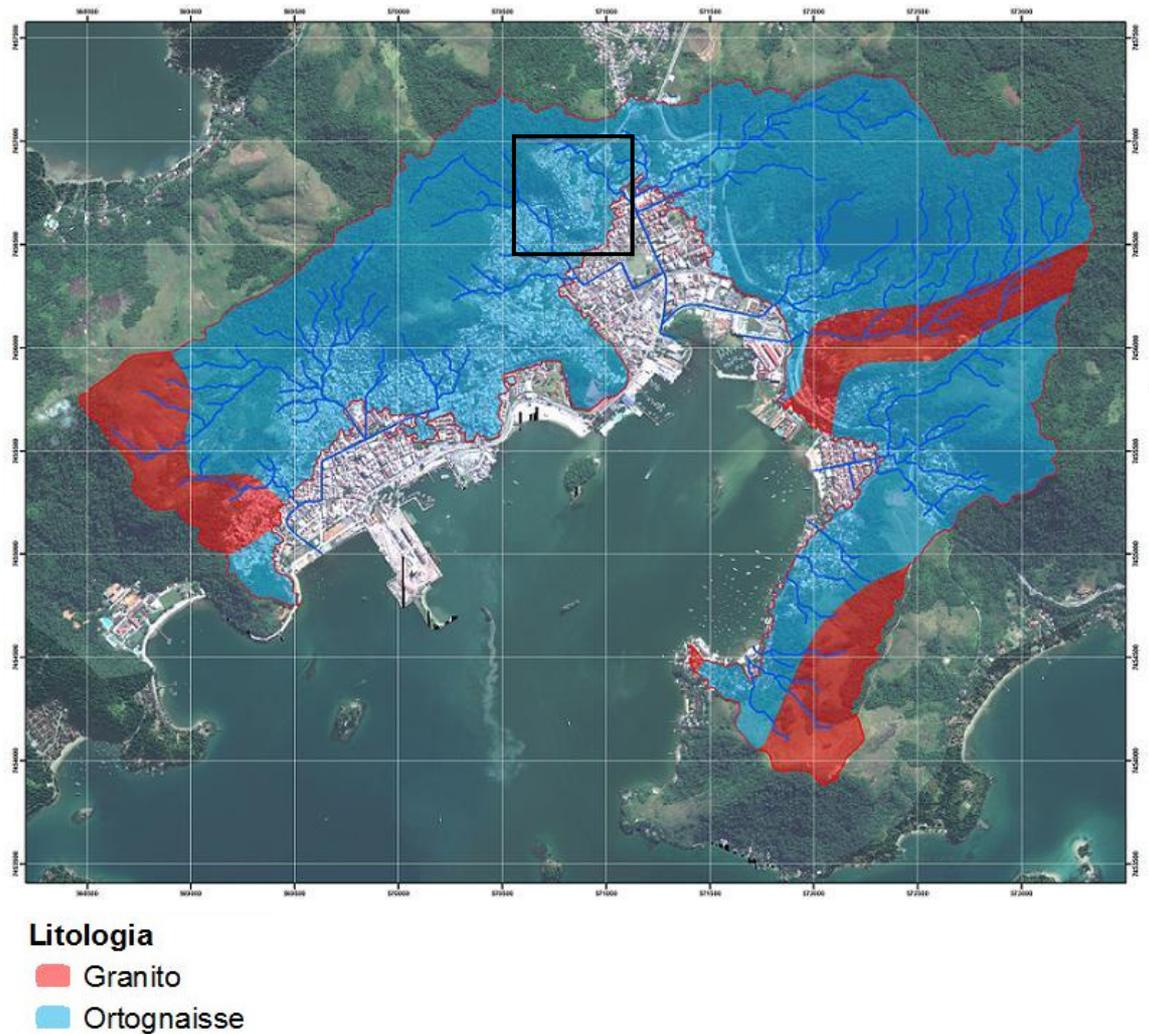


Figura 3.11 - Mapa geológico da área central do município de Angra dos Reis (COPPETEC, 2012)

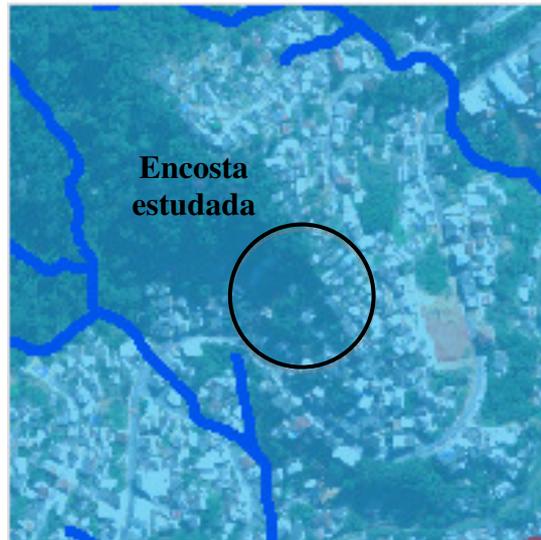
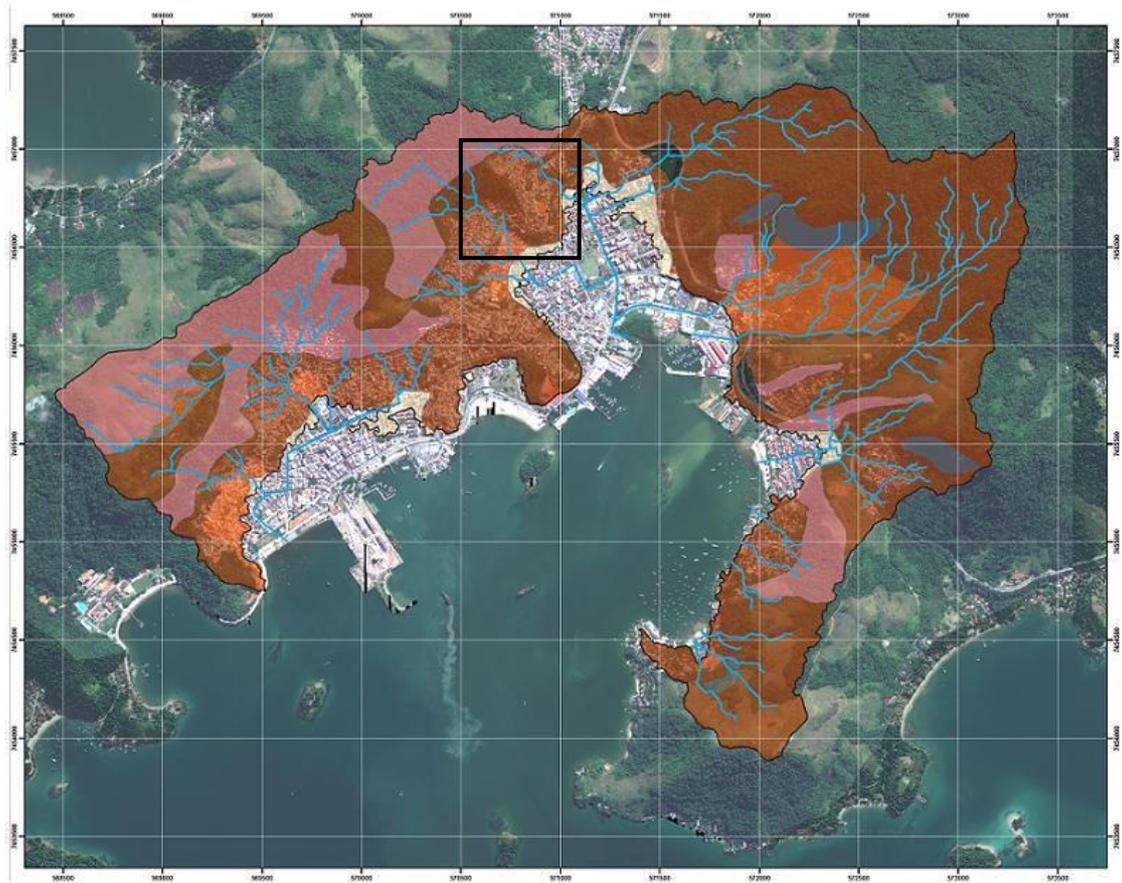


Figura 3.12 – Litologia predominante na encosta estudada: biotita ortognaisse migmatítico

Analisando as Figuras 3.11 e 3.12, observa-se que na área estudada a litologia predominante é a biotita ortognaisse migmatítico, que se trata de uma formação metamórfica de origem ígnea, contendo essencialmente K-feldspato, plagioclásio, quartzo e a biotita, que é o mineral máfico predominante. Esse tipo de formação apresenta uma coloração escura e textura equigranular.

Ainda de acordo com COPPETEC (2012), o mapeamento dos solos baseado na classificação do tipo de material através da análise de sondagens disponíveis e de estudos realizados anteriormente pela COPPE/UFRJ, juntamente com um mapeamento das espessuras dos solos, baseado na interpretação de fotografias aéreas e imagens de satélite da região, definiram as seguintes classes de solo encontradas (Figura 3.13):

- Aterro
- Afloramento rochoso
- Colúvio
- Mangue
- Praia
- Sapolito raso
- Sapolito espesso
- Sedimentos flúvio-marinheiros



Solos

- | | | | |
|---------------|---------------------------|----------|----------------------|
| ■ Afloramento | ■ Colúvio | ■ Mangue | ■ Saproólito Espesso |
| ■ Aterro | ■ Planície Flúvio-Marinha | ■ Praia | ■ Saproólito Raso |

Figura 3.13 - Mapa dos solos da área central do município de Angra dos Reis (COPPETEC, 2012)



Figura 3.14 – Classe de solo predominante na encosta estudada: solo saprolítico espesso

Segundo as Figuras 3.13 e 3.14, observa-se que o subsolo do Morro da Glória II é constituído por um solo residual saprolítico. Sabe-se que o solo residual é aquele formado a partir do intemperismo da rocha, e que não sofreu qualquer tipo de transporte, permanecendo no local onde foi formado. As características dos solos residuais, tais como composição mineralógica e granulométrica, estrutura e espessura, dependem de fatores como o clima, relevo, tempo e tipo de rocha de origem.

Os solos saprolíticos ou solos residuais jovens apresentam, simultaneamente, minerais secundários e minerais primários não alterados e/ou parcialmente alterados. Sua composição mineralógica é bastante variada e depende do tipo de rocha de origem e do seu grau de intemperização.

Segundo Pastore e Fortes (1998), em regiões tropicais, onde o clima é quente e úmido, é predominante a ação do intemperismo químico, que provoca a decomposição profunda das rochas, dando origem aos chamados solos residuais tropicais. Estes solos podem apresentar espessuras de até dezenas de metros, enquanto que os solos residuais formados em áreas de clima temperado apresentam pequenas espessuras, da ordem de poucos metros.

Segundo Avelar (2012), baseando-se em observações realizadas no local e na geomorfologia, a camada de solo residual da encosta do Morro da Glória II é bastante espessa e relativamente homogênea, com o nível d'água profundo.

4. Ensaios Realizados com Solo do Local

No trabalho de COPPETEC (2011) são apresentados ensaios de caracterização e de cisalhamento direto em uma amostra de solo de uma encosta do Morro da Glória II. Os resultados destes ensaios, realizados no Laboratório de Geotecnia Prof. Jacques de Medina da COPPE/UFRJ, foram de grande utilidade, servindo de parâmetro para as análises realizadas neste trabalho.

Para a realização dos ensaios, foi retirada uma amostra indeformada (AM-4 - Figura 4.1) de um talude de corte (cerca de 3 metros de profundidade) do Morro da Glória II (vertente leste), na Rua José Candido Oliveira, próximo ao nº 1355, em frente as Igrejas São Nicolau e Pentecostal Evangélica Poder de Deus (Figura 4.2). De acordo com a descrição tátil visual do material, tratava-se de um silte argiloso de cor laranja escuro. Ressalta-se que tal amostra foi retirada na vertente leste do morro, enquanto que a encosta analisada no presente trabalho situa-se na vertente oeste. Entretanto, supõe-se que os solos destes locais sejam similares.



Figura 4.1 – Amostra (bloco cúbico de 30 cm de aresta por 30 cm de altura) retirada da encosta do Morro da Glória II (AM-4) (COPPETEC, 2011)

Durante a realização do presente trabalho, foi coletada uma amostra de solo da encosta em análise (Rua José Cândido de Oliveira, próximo ao nº 712 – vertente oeste

do Morro da Glória II) durante a visita de campo de 31/08/2012 (Figura 4.2). Com esta amostra, foram realizados ensaios de caracterização a fim de se avaliar a semelhança com a amostra da vertente leste. Os locais de coleta das duas amostras distam aproximadamente de 100 metros (em planta).

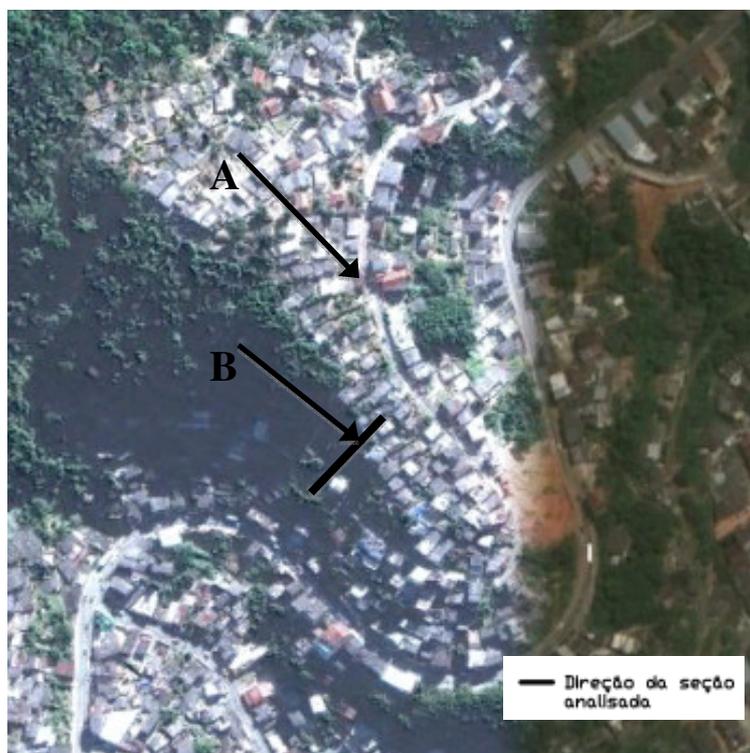


Figura 4.2 – Localizações das coletas de amostras de solo: A) COPPETEC (2011); B) Amostra da encosta estudada no presente trabalho.

4.1. Ensaios de Caracterização

Foram realizados ensaios de caracterização do solo da amostra AM-4 (vertente leste), onde se determinou a granulometria (com uso de defloculante), o teor de umidade natural (h_{nat}), a densidade real dos grãos (G_s), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e a atividade da argila presente no solo (A). Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resultado dos ensaios de caracterização da amostra AM-4 (COPPETEC, 2011)

Amostra	h_{nat} (%)	G_s	LL (%)	LP (%)	IP (%)	A
AM - 4	24,7	2,687	59	26	33	4,71

A Figura 4.3 apresenta os resultados do ensaio de granulometria realizado com a amostra AM-4.

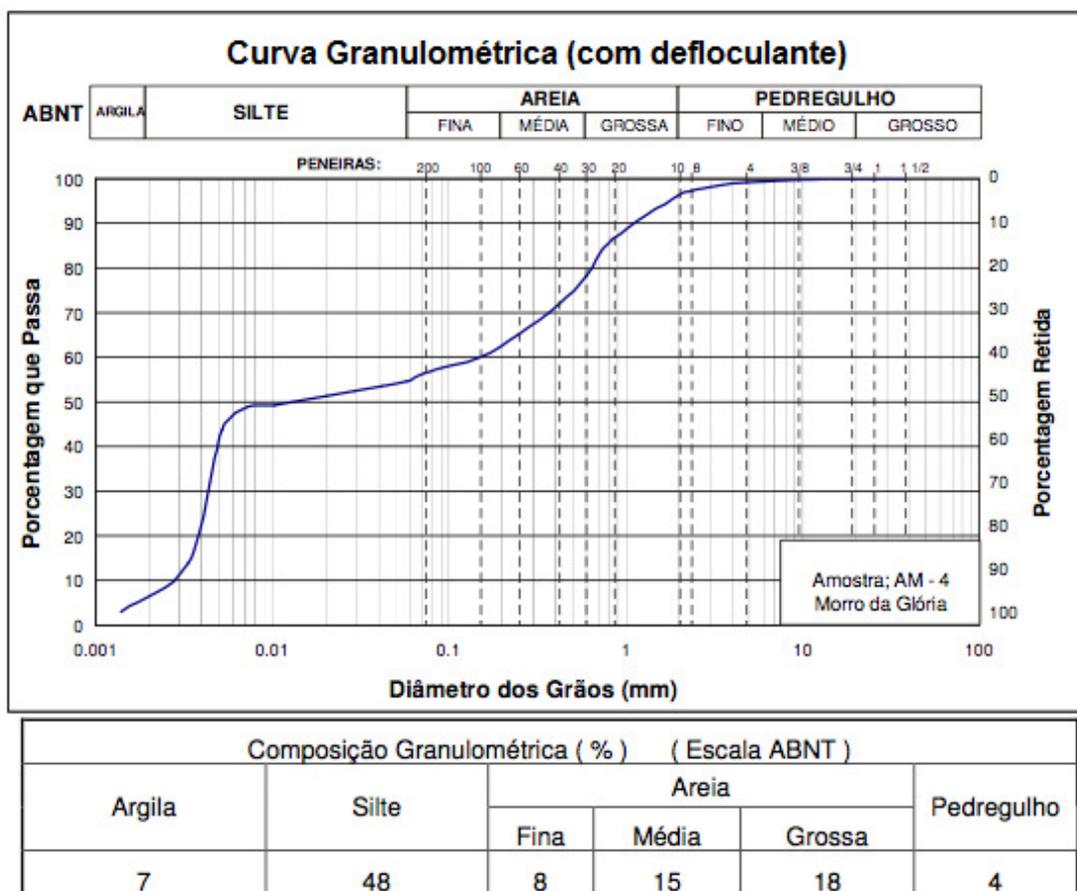
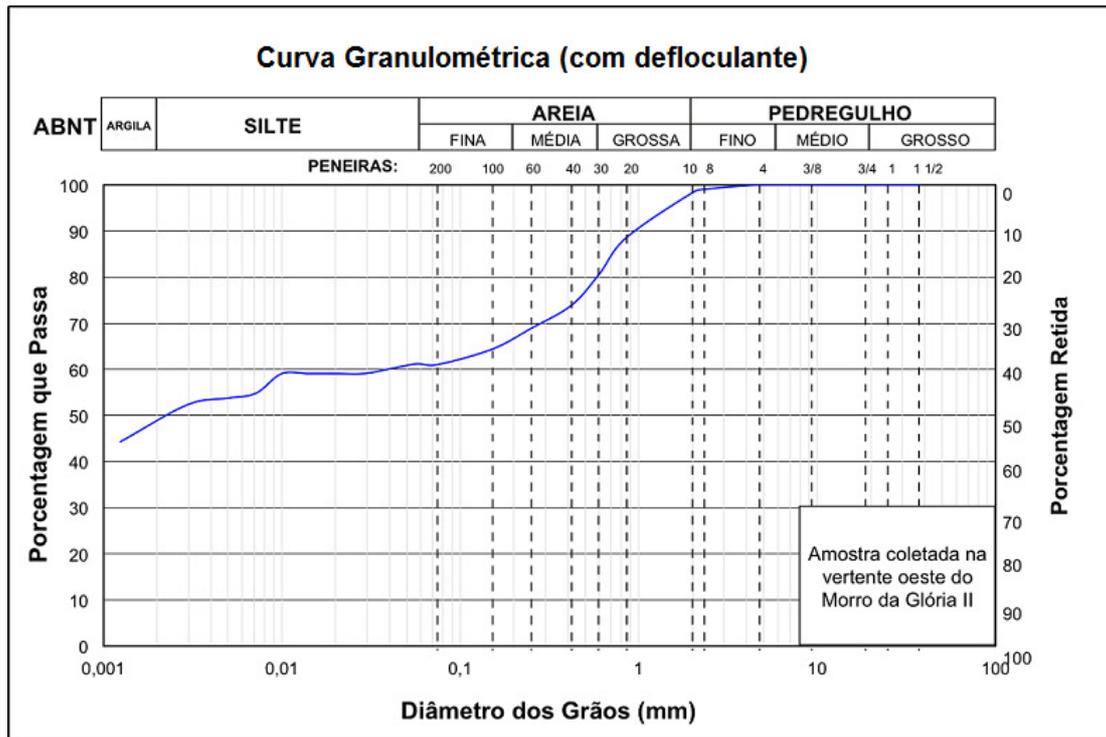


Figura 4.3 – Curva granulométrica (com defloculante) da amostra AM-4 (COPPETEC, 2011)

De acordo com a composição granulométrica, trata-se de um silte areno-argiloso. Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, o solo da amostra AM-4 é classificado como argila de alta plasticidade (CH).

Os resultados dos ensaios de caracterização com a amostra representativa da encosta analisada no presente trabalho (vertente oeste) estão apresentados na Figura 4.4, indicando tratar-se de uma argila areno-siltosa. Comparando-se as amostras das duas vertentes, observa-se que as mesmas apresentam frações finas (partículas que passam na peneira #200) similares, sendo 62% para a amostra da vertente oeste e 57% para a amostra da vertente leste, apesar de diferirem no percentual de argila e silte. Os percentuais de areia fina, média e grossa também são similares.



Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
49	11	6	14	18	2

Figura 4.4 – Curva granulométrica (com defloculante) da amostra coletada na vertente oeste do Morro da Glória II

Diante das características geológicas e geomorfológicas do trecho estudado, e da comparação entre os resultados dos ensaios de caracterização, julgou-se que seria adequado considerar os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento da amostra da vertente leste para as análises da vertente oeste.

4.2. Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado em 4 corpos de prova de seção transversal quadrada com 36,0 cm² de área e altura inicial de 2,50 cm, retirados da amostra AM-4 (COPPETEC, 2011), conforme mostrado nas Figuras 4.5 e 4.6. Os corpos de prova foram mantidos submersos por um período de 24 horas antes da realização do ensaio.



Figura 4.5 – Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto (COPPETEC, 2011)



Figura 4.6 – Corpo de prova moldado para o ensaio de cisalhamento direto (COPPETEC, 2011)

Durante o ensaio, foram aplicadas as seguintes tensões normais totais iniciais de adensamento (σ_n): 50, 100, 200 e 600 kPa. A velocidade de deslocamento horizontal (0,044 mm/min) foi mantida constante até que ocorresse a ruptura do corpo de prova, de forma a promover um cisalhamento drenado. A Figura 4.7 apresenta os 4 corpos de prova cisalhados.



Figura 4.7 – Corpos de prova rompidos (COPPETEC, 2011)

As características dos corpos de prova ensaiados estão apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Características dos corpos de prova (COPPETEC, 2011)

Amostra	C.P.	σ_n (kPa)	h_0 (%)	γ_n (kN/m ³)	e_0	S_0 (%)	h_f (%)	δ_v (cm)
AM - 4	1	50	25,1	17,00	0,940	72	35,5	0,071
	2	100	24,9	16,64	0,978	68	34,2	0,225
	3	200	24,3	16,22	1,021	64	30,9	0,463
	4	600	24,3	17,24	0,901	72	29,1	0,536

Onde:

σ_n - Tensão normal

h_0 - Teor médio de umidade inicial (antes da inundação do corpo de prova)

γ_h - Peso específico aparente úmido

e_0 - Índice de vazios inicial

h_f - Teor de umidade final

S_0 - Grau de saturação Inicial (antes da inundação do corpo de prova)

δ_v - Deformação total após aplicação da tensão normal

O comportamento da tensão cisalhante em relação ao deslocamento horizontal pode ser observado no gráfico apresentado na Figura 4.8.

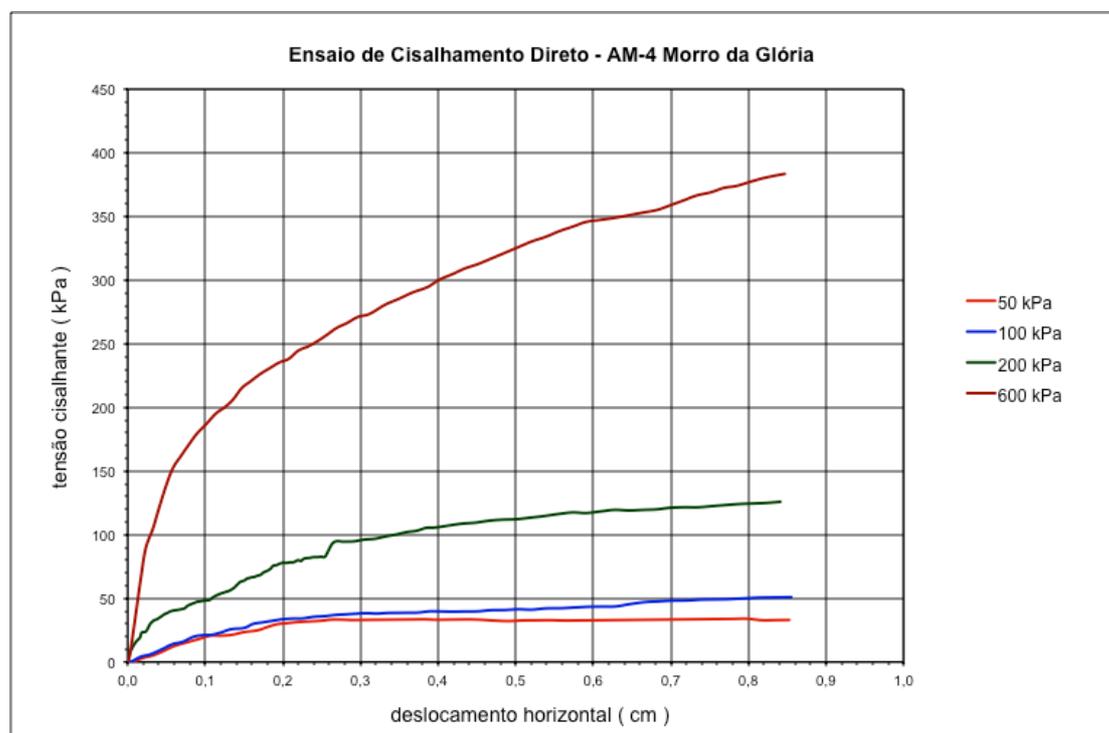


Figura 4.8 - tensão cisalhante normalizada x deslocamento horizontal

No decorrer do ensaio, conforme a parte superior da caixa de cisalhamento se desloca, ocorre um aumento da tensão normal sobre o corpo de prova, devido à diminuição da área sobre a qual a força normal está atuando. Para se considerar o efeito desse aumento da tensão normal na variação da tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal, calcula-se a tensão cisalhante normalizada, dada pela razão entre a tensão cisalhante determinada durante o ensaio e a sua respectiva tensão normal. O gráfico de tensão cisalhante normalizada x deslocamento horizontal está apresentado na Figura 4.9.

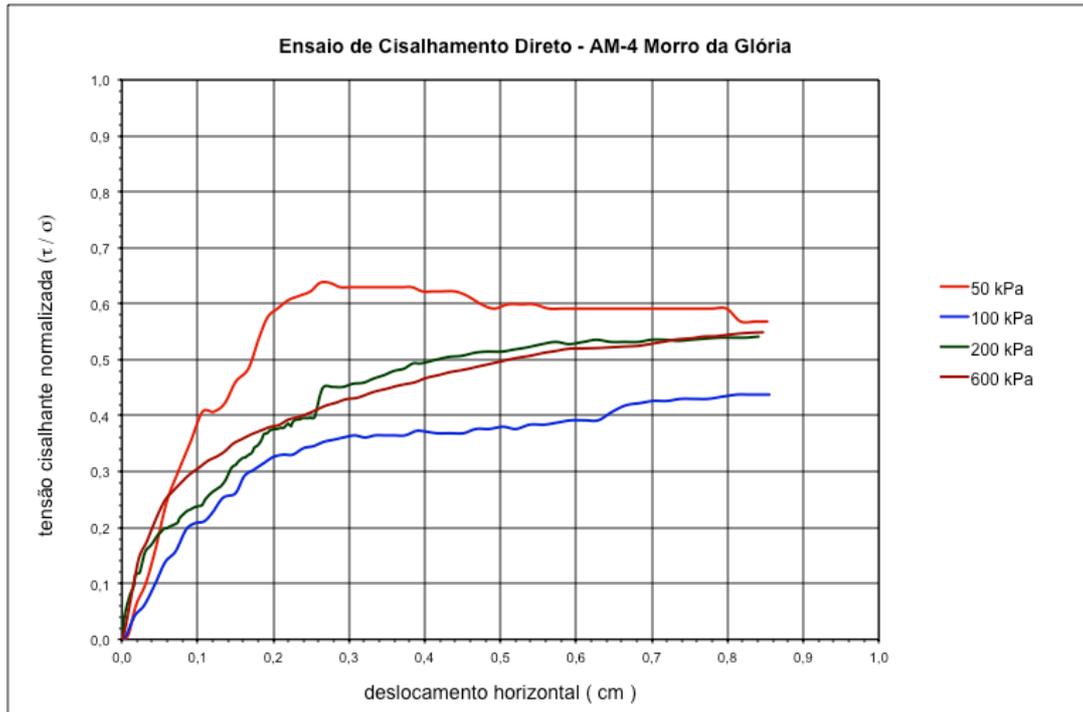


Figura 4.9 - tensão cisalhante normalizada x deslocamento horizontal

Os gráficos de deslocamento vertical x deslocamento horizontal está apresentado na Figura 4.10.



Figura 4.10 - deslocamento vertical x deslocamento horizontal

A Figura 4.11 apresenta a envoltória traçada com os resultados obtidos do ensaio.



Figura 4.11 - Envoltória de resistência do ensaio de cisalhamento direto

Observa-se que a envoltória de resistência apresentou um R^2 bastante satisfatório (aproximadamente 1), da onde pode-se verificar que, segundo o ensaio na condição embebida, o intercepto de coesão (c') é igual a zero e que o valor do ângulo de atrito (ϕ') é de aproximadamente $28,7^\circ$.

No entanto, como já mencionado anteriormente, por se tratar de um solo residual não saturado, os parâmetros de resistência encontrados através do referido ensaio não devem representar a envoltória de resistência real deste solo, já que o mesmo foi realizado com o solo embebido, portanto, reduzindo ou eliminando a sucção do solo existente em seu estado não saturado natural.

Apesar de Fontoura e Del Touro (1983), apud Campos (1984), demonstrarem que o fato dos corpos de prova estarem inundados não garante a sua saturação, é necessário levar em consideração a influência do aumento do grau de saturação devido ao embeбimento na resistência ao cisalhamento do solo.

Conforme exposto no item 2.3.3, o ângulo de atrito (ϕ') é pouco afetado pelo grau de saturação do solo, logo, o valor encontrado no ensaio ($\phi' = 28,7^\circ$) pode ser considerado próximo do real. Entretanto, não se pode considerar a coesão total como nula, uma vez que existe uma coesão aparente provocada pela existência de sucção matricial (poropressão negativa), aumentando a sua resistência ao cisalhamento.

Essa teoria é reforçada pelo fato de se tratar de um solo com elevada fração de material fino (57% passando na peneira #200 - Figura 4.2). Como pode ser observado no gráfico da Figura 4.12, esse tipo de solo tende a apresentar um maior desenvolvimento da sucção, quando em comparação com solos mais grossos (Fredlund e Xing, 1994 apud Boszczowski, 2008).

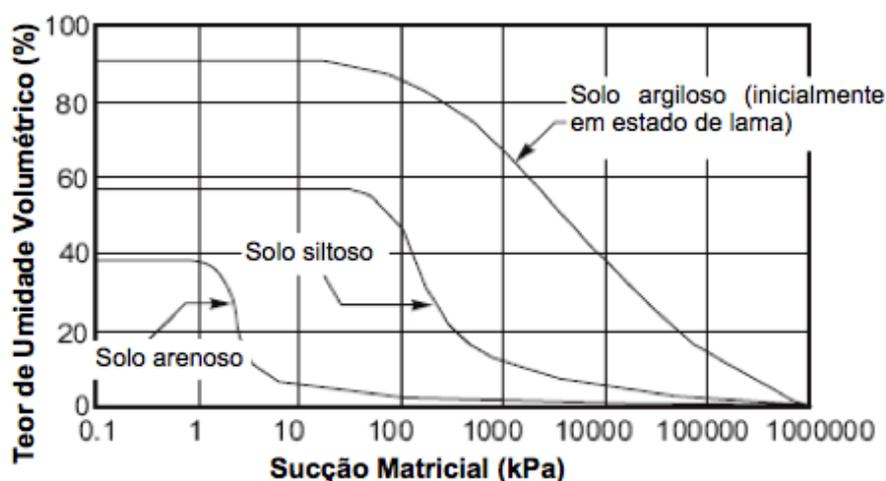


Figura 4.12 – Comportamento da curva característica para diferentes tipos de solo (Fredlund e Xing, 1994 apud Boszczowski, 2008)

5. Desenvolvimento do Projeto Geotécnico para Estabilização da Encosta do Morro da Glória II

5.1. Diretriz para Elaboração do Projeto de Estabilização da Encosta

Para a elaboração do projeto de estabilização de uma encosta, faz-se necessário conhecer a geometria da encosta, o perfil do subsolo e os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais que constituem as camadas do subsolo. Entretanto, não foram realizados sondagens, bem como ensaios de resistência ao cisalhamento no local de estudo.

Diante das informações obtidas e relatadas anteriormente, o projeto de estabilização da encosta estudada no presente trabalho baseou-se nas seguintes considerações:

- O perfil de subsolo é constituído por uma massa de solo saprolítico espesso, relativamente homogêneo;
- O fator de segurança (FS) da encosta atual, em períodos de chuvas intensas, é de aproximadamente 1,1;
- A superfície com o menor fator de segurança (FS) encontra-se na camada de solo saprolítico e acima do nível d'água;
- O solo da região por onde passa a superfície de ruptura pode ser representado pela amostra coletada, relatado em COPPETEC (2011), cujos parâmetros de resistência na condição inundada foram $c' = 0$ e $\phi' = 28,7^\circ$.

5.2. Análises de Estabilidade no Morro da Glória II

Com base no mapa topográfico e nos indícios de movimentos observados em campo (abatimento do solo), foi escolhida a seção da encosta do Morro da Glória II para ser analisada, indicada nas Figuras 5.1 e 5.2.

Todas as análises de estabilidade foram realizadas utilizando o *software* SLOPE/W, admitindo-se as seguintes condições:

- Perfil de solo saprolítico homogêneo;
- Não foi considerado nível d'água;

- Divisão da massa de solo instável em 30 fatias;
- Pesquisa da superfície de ruptura desde onde foram observados os sinais de abatimento a montante até o pé do talude;
- Foi utilizado o Método de Spencer (1967) em todas as análises.



Figura 5.1 – Vista aérea do Morro da Glória II e indicação da seção escolhida para a realização das análises



Figura 5.2 - Vista do Morro da Glória II e indicação da seção escolhida para a realização das análises

Primeiramente foi realizada uma análise de estabilidade da encosta, considerando a situação atual e os parâmetros de resistência obtidos com o ensaio de cisalhamento direto inundado ($c' = 0$ kPa e $\phi' = 28,7^\circ$ – vide item 4.2).

Através da função *Safety Map* do *software* SLOPE/W, foi possível distribuir os fatores de segurança (FS) para diferentes faixas de superfícies consideradas, conforme apresentado na Figura 5.3.

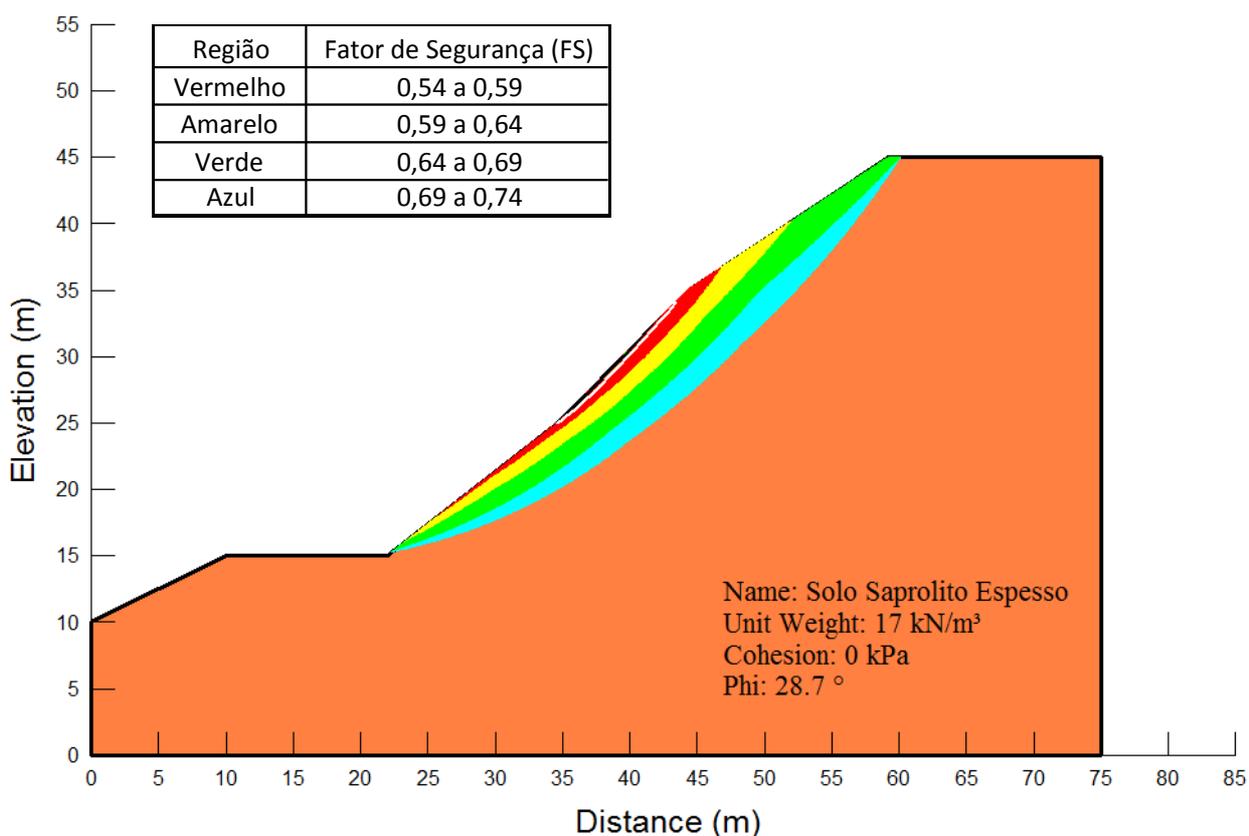


Figura 5.3 – Distribuição dos valores do fator de segurança (FS)

Os limites das regiões de segurança foram determinados a partir de 4 incrementações de 0,05, iniciando-se com o menor valor do FS encontrado na análise. Estes valores de FS menores que 1 não representam a realidade, posto que não houve ruptura apesar de terem ocorrido deformações excessivas.

De acordo com os indícios observados em campo, espera-se que a superfície de menor FS seja bastante extensa e esteja em uma profundidade de 3 a 6 metros. Considerando os parâmetros $c' = 0$ kPa e $\phi' = 28,7^\circ$, o FS estaria entre 0,65 e 0,68 para esta faixa de profundidades (Figuras 5.4 a 5.6).

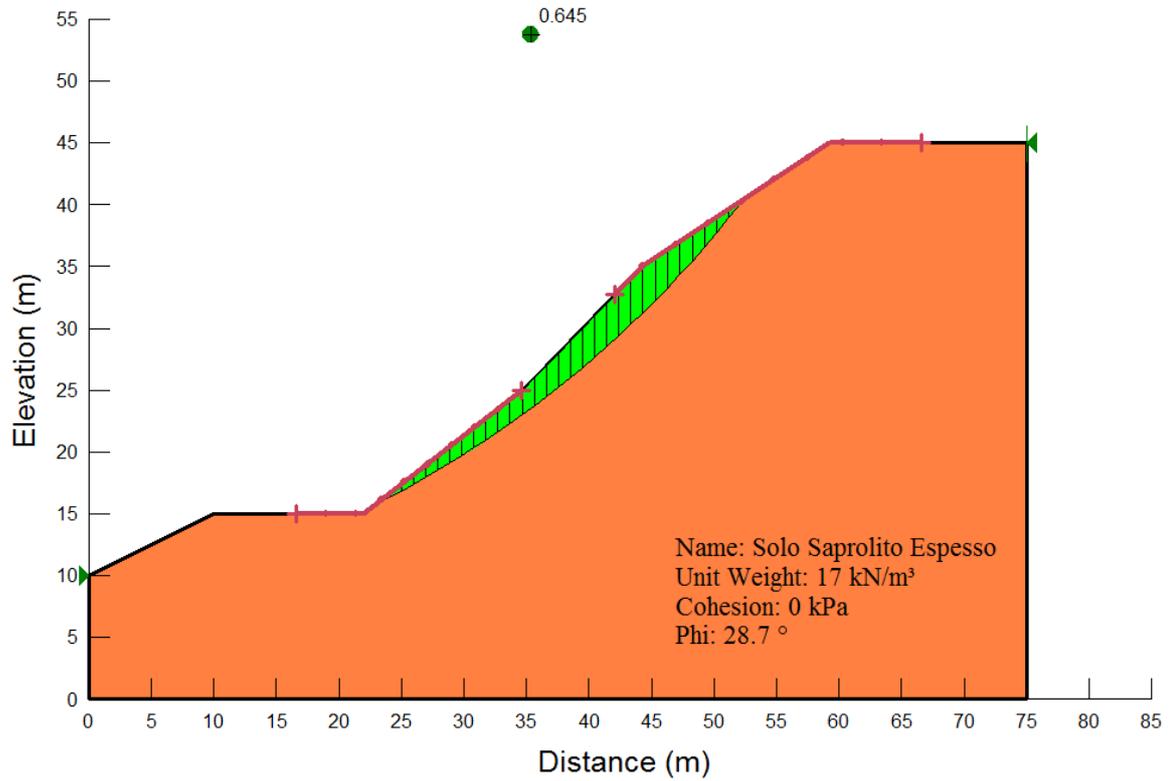


Figura 5.4 – Superfície 1: FS = 0,645

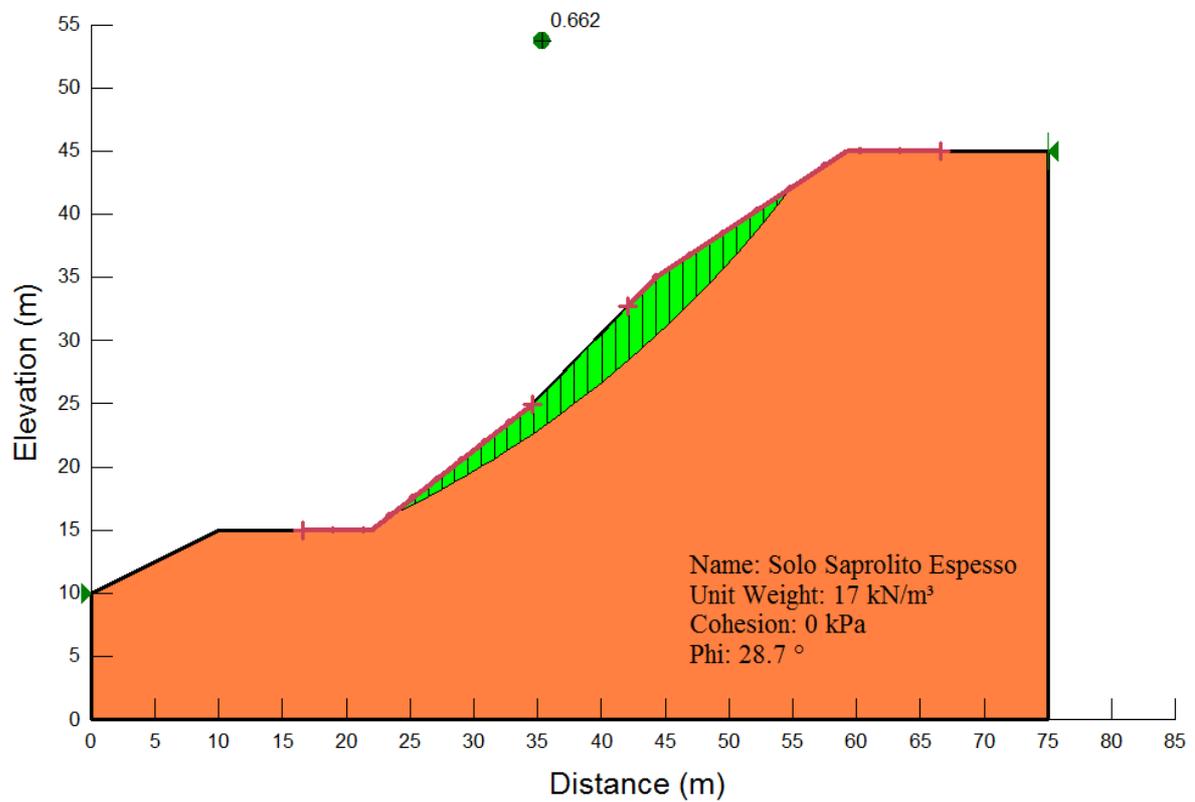


Figura 5.5 – Superfície 2: FS = 0,662

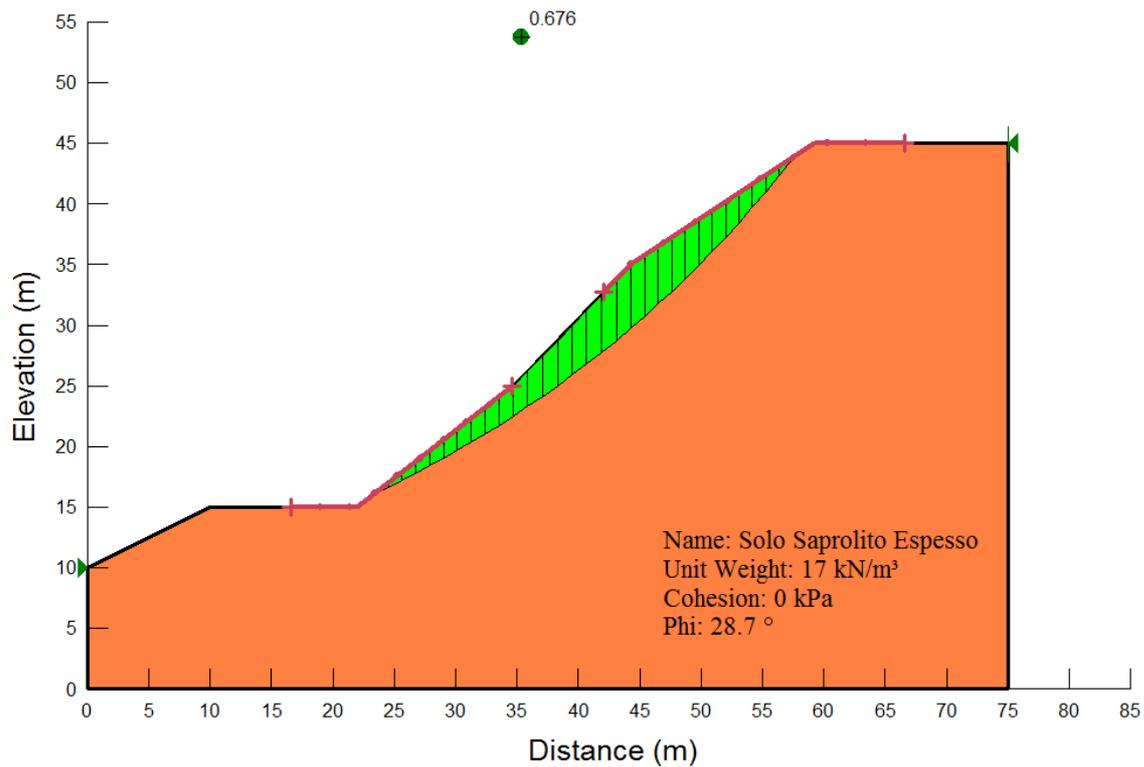


Figura 5.6 – Superfície 3: FS = 0,676

Como já mencionado no Capítulo 4, de acordo com Campos (1984), os parâmetros de resistência encontrados através do ensaio de cisalhamento direto realizado em amostras de solos embebidas não representam a envoltória de resistência real do solo, uma vez que não é considerada a influência da sucção gerada pela não saturação do solo.

Enquanto o ângulo de atrito (ϕ') é pouco afetado, permanecendo aparentemente constante, a coesão total do solo é diretamente influenciada pela sucção matricial. Jugou-se, no presente trabalho, que a não consideração da parcela de coesão devida à sucção foi a razão para ter sido encontrado um FS muito abaixo de 1,0 nas análises.

Para a estimativa do valor da coesão aparente do solo (c), foi realizada uma retroanálise considerando que a encosta encontra-se com um fator de segurança em torno de 1,1. Este valor é justificado pelo fato de não ter ocorrido a ruptura do solo, e sim deformações excessivas.

Devido a pouca influência do grau de saturação e, conseqüentemente, da sucção no valor do ângulo de atrito (ϕ'), este foi mantido constante. As figuras 5.7 a 5.9

apresentam as retroanálises realizadas para as 3 superfícies de ruptura escolhidas anteriormente.

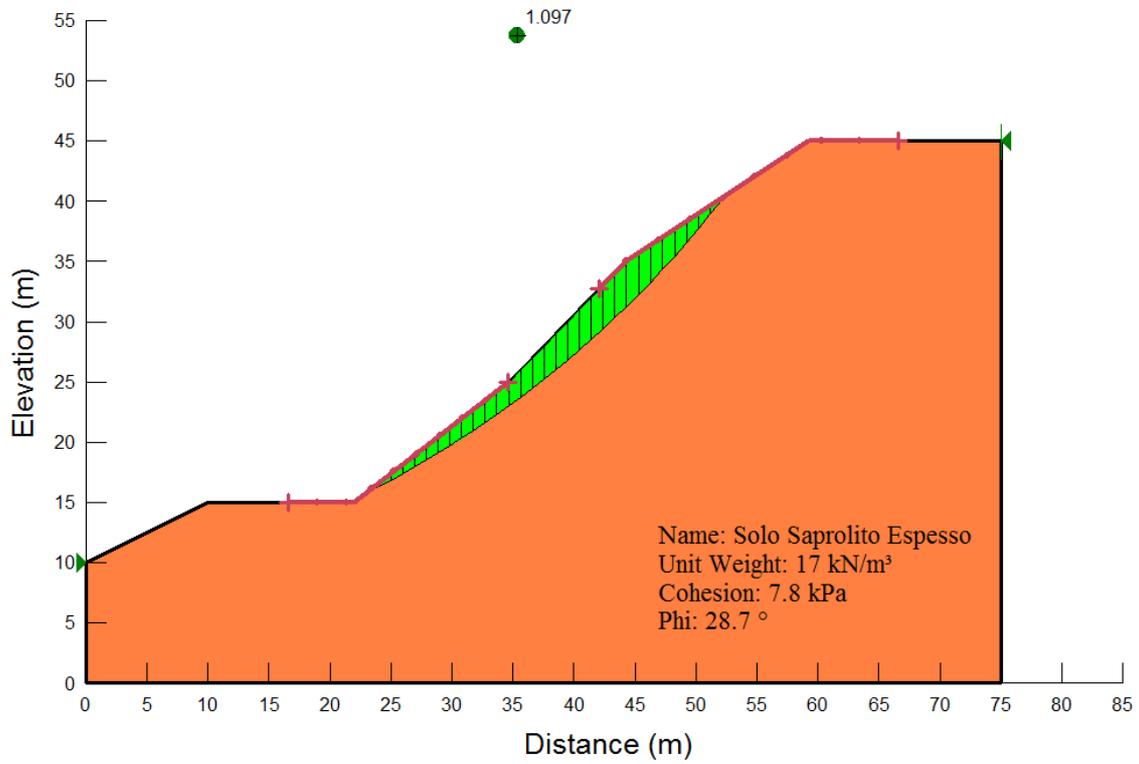


Figura 5.7 – Superfície 1: $c = 7,8$ kPa

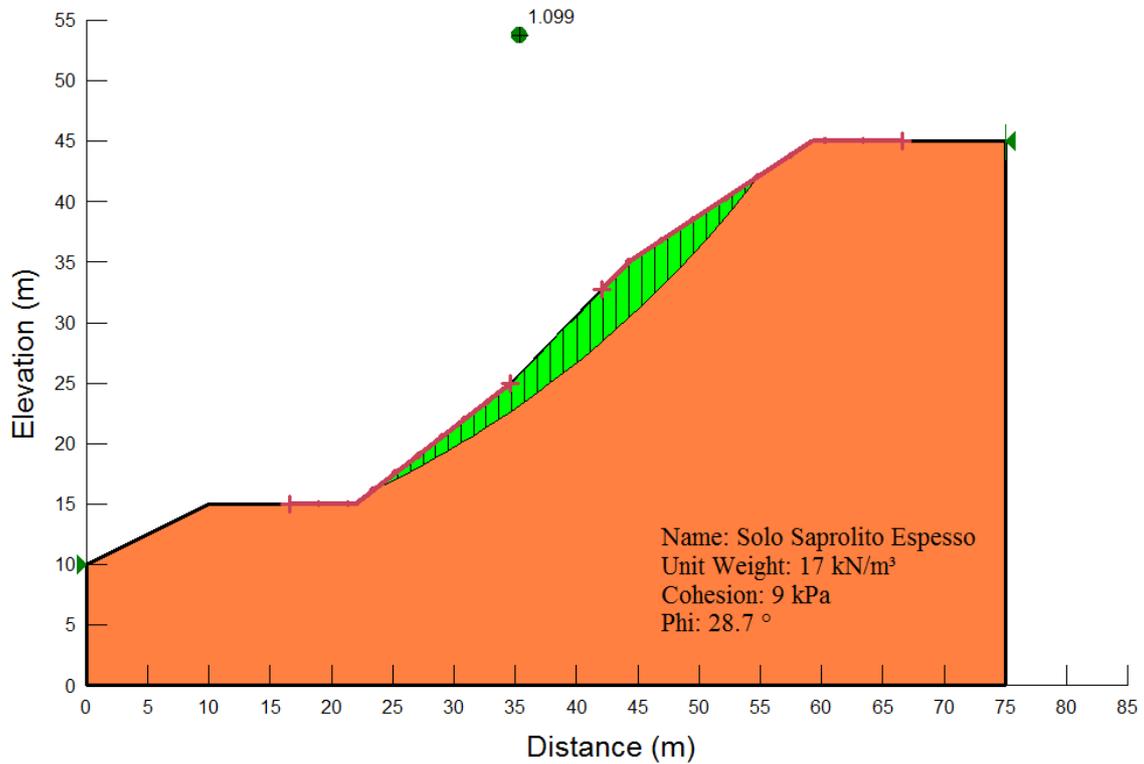


Figura 5.8 – Superfície 2: $c = 9,0$ kPa

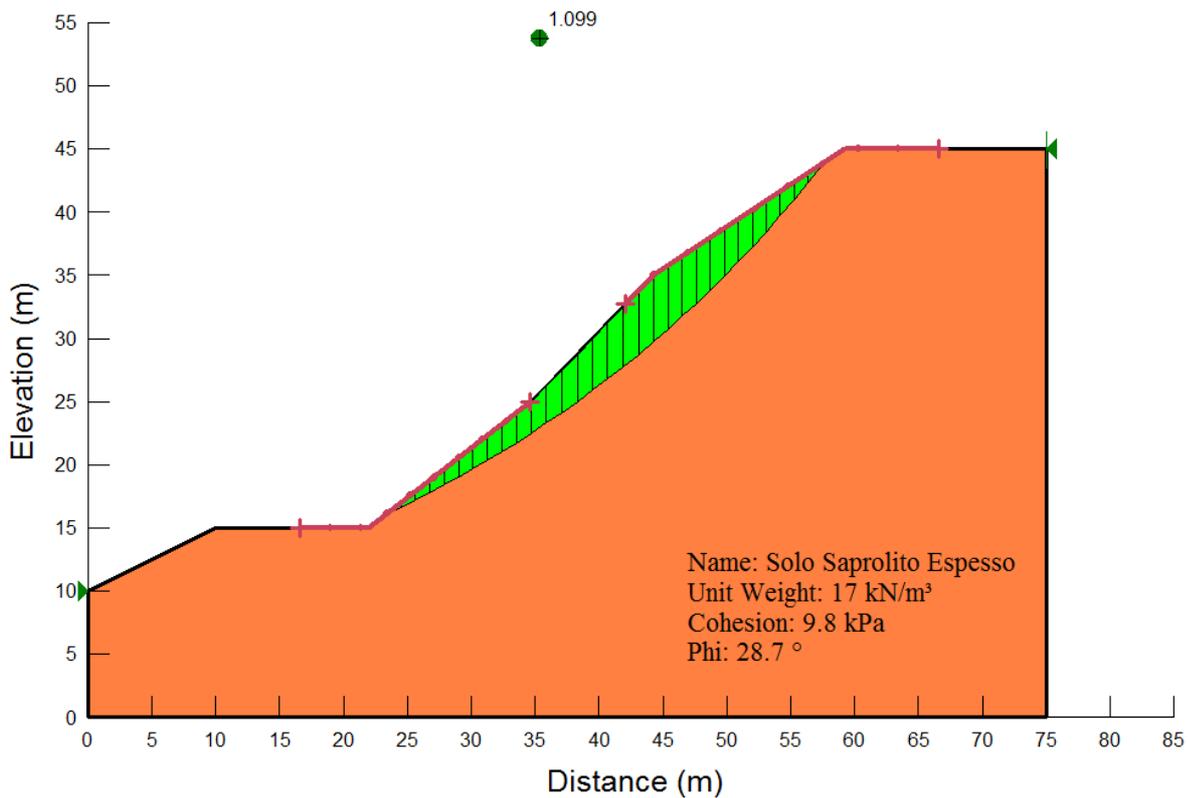


Figura 5.9 – Superfície 3: $c = 9,8 \text{ kPa}$

Conforme os resultados apresentados nas figuras 5.7 s 5.9, o valor da coesão aparente condizente com $FS \cong 1,1$ variou de 7,8 a 9,8 kPa (Tabela 5.1)

Tabela 5.1 – Resultados da retroanálise

Superfície	Fator de Segurança com $c' = 0$ e $\phi' = 28,7^\circ$	Coesão Aparente para $FS = 1,1$ e $\phi' = 28,7^\circ$
1	0,645	7,8 kPa
2	0,662	9,0 kPa
3	0,676	9,8 kPa

5.3. Definição do Projeto de Estabilização da Encosta

5.3.1. Definição dos Parâmetros Geotécnicos

De mão dos parâmetros de resistência do solo, foi possível dimensionar a obra de estabilização da encosta do Morro da Glória II. Diante das supostas superfícies potenciais de ruptura apresentadas anteriormente, julgou-se que as obras de estabilização que poderiam ser empregadas neste caso seriam a reconformação do

talude ou o emprego de estruturas que melhorassem a resistência da massa em profundidade (estruturas ancoradas ou solo grampeado), associadas a um sistema de drenagem superficial. Tendo em vista a presença de residências ao longo da encosta e, principalmente, na crista, optou-se por não executar a reconformação do talude. Dentre as estruturas de estabilização, optou-se pelo uso de cortinas ou placas ancoradas.

Conforme Campos et al. (1994), nos casos em que o mecanismo de ruptura está associado à perda de resistência pelo aumento do grau de saturação, e não pela geração ou elevação da poropressão positiva, os parâmetros de resistência obtidos com os ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova inundados são muito conservadores, implicando em obras de estabilização muito caras e, muitas vezes, inviáveis.

Campos et al. (1994) recomenda considerar a sucção no dimensionamento das obras de estabilização, contanto que se garanta a proteção e drenagem superficial da encosta, de modo a minimizar a infiltração de água no solo.

Diante do exposto, no dimensionamento das estruturas foi considerado uma coesão de 10 kPa, valor obtido pela retroanálise considerando que a encosta encontra-se com FS $\cong 1,1$.

A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros do solo considerados no dimensionamento da obra de estabilização.

Tabela 5.2 – Parâmetros do solo

Solo Saprolítico Espesso	
Peso específico (kN/m ³)	17,0
Ângulo de atrito (°)	28,7
Coesão (kPa)	10,0

5.3.2. Projeto Geotécnico das Estruturas de Contenção

A NBR 11682 apresenta os fatores de segurança mínimos a serem considerados para análises de estabilidade de encostas, correlacionando os níveis de segurança contra danos a vidas humanas e os níveis de segurança contra danos materiais e ambientais (Tabela 5.3). Devido à presença de casas na região e à existência de uma rua de pouco

movimento a jusante da encosta do Morro da Glória II, foi considerado o nível alto de segurança contra danos a vidas humanas, e nível baixo de segurança contra danos materiais e ambientais. Portanto, o fator de segurança mínimo preconizado para a estabilidade da encosta é de 1,4.

Tabela 5.3 - Fatores de segurança mínimos para encostas (NBR 11682)

Nível de segurança contra danos a vidas humanas Nível de segurança Contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Foram feitas análises de estabilidade da encosta considerando diferentes configurações de estruturas ancoradas, conforme as opções expostas a seguir:

a) 1 Cortina ancorada com 3 linhas de tirantes

A primeira intervenção consiste em um cortina ancorada de 6 metros de altura, com base na cota 94 m, com 3 linhas de tirantes com carga de trabalho igual a 350 kN, espaçados horizontalmente de 2 metros (Figura 5.10). Considerando que a área a ser contida possui 60 metros de comprimento, serão necessários 6 painéis de 10 metros cada (Figura 5.11).

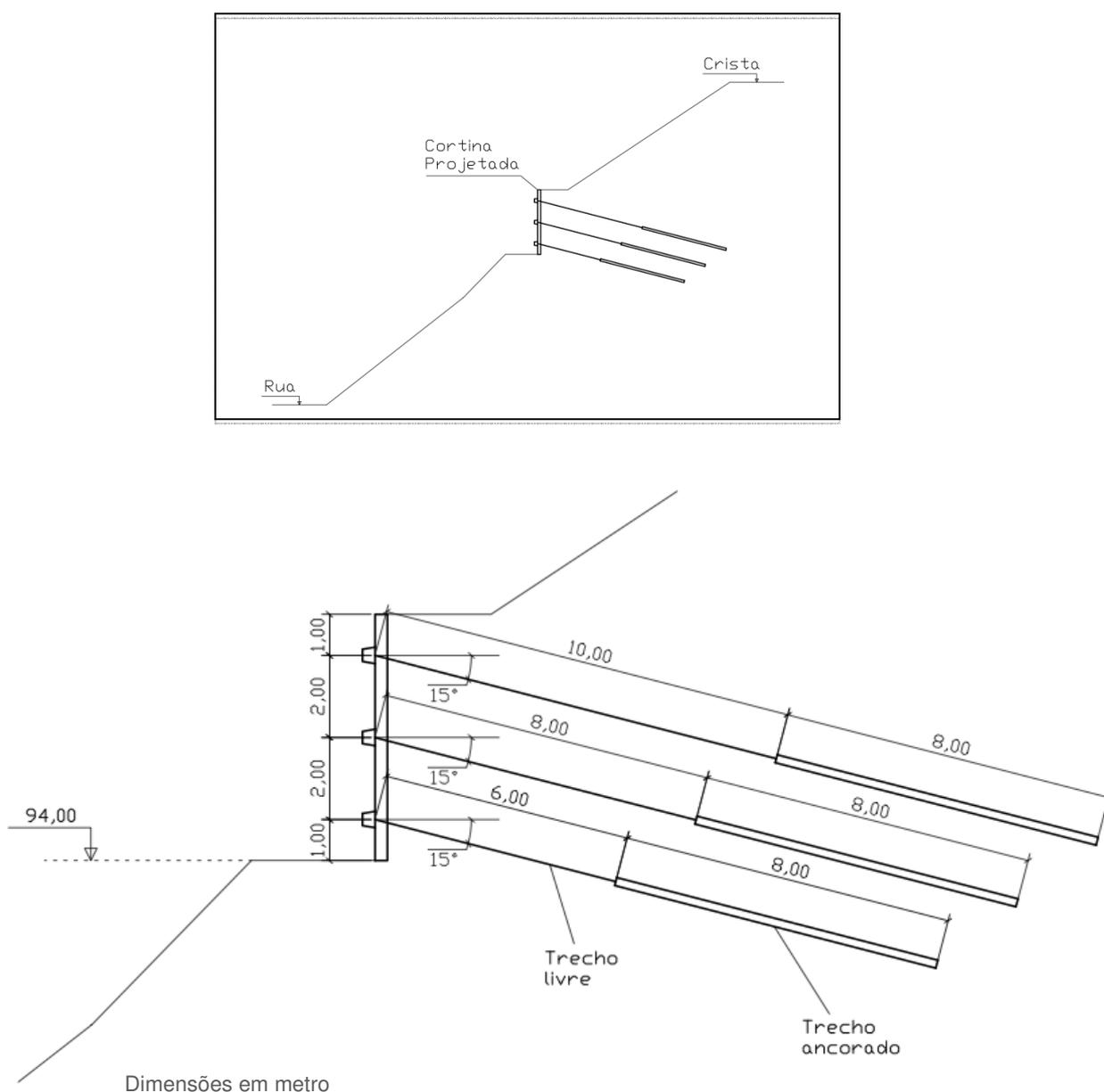


Figura 5.10 – Opção a – seção completa e seção em detalhes

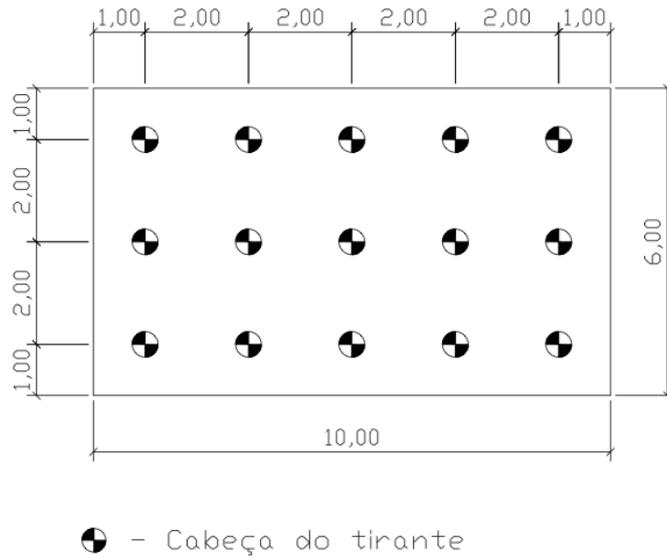


Figura 5.11 – Opção a: painel tipo da cortina ancorada (vista frontal - dimensões em metro)

A análise de estabilidade pelo método de Spencer indicou $FS = 1,23$, abaixo do FS desejado (Figura 5.12).

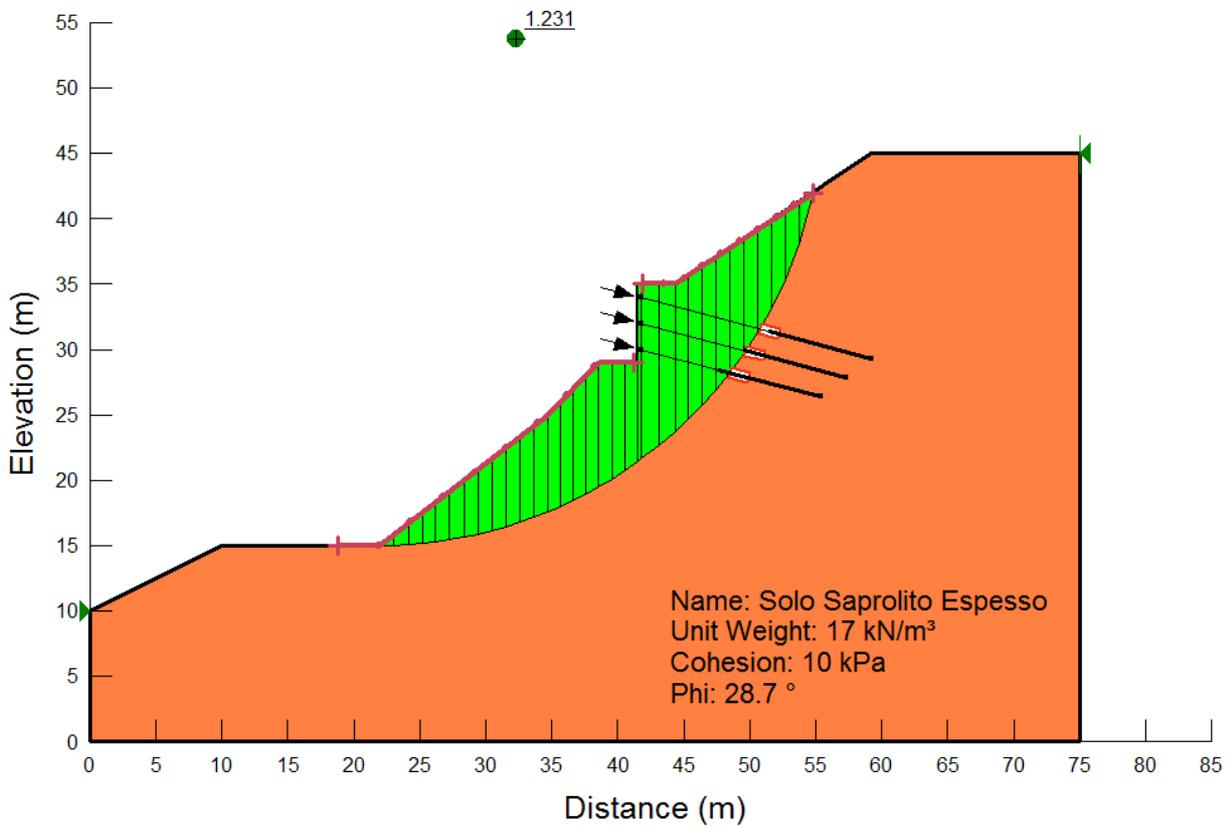


Figura 5.12 – Análise de estabilidade da opção a – $FS = 1,231$

b) 2 Cortinas ancoradas com 2 linhas de tirantes

A segunda intervenção consiste em duas cortinas ancoradas iguais de 6 metros de altura cada, com bases nas cotas 85 e 94 m, com 2 linhas de tirantes com carga de trabalho igual a 350 kN, espaçados horizontalmente de 2 metros (Figura 5.13). Considerando que a área a ser contida possui 60 metros de comprimento, serão necessários 6 painéis de 10 metros para cada uma das cortinas, totalizando 12 painéis (Figura 5.14).

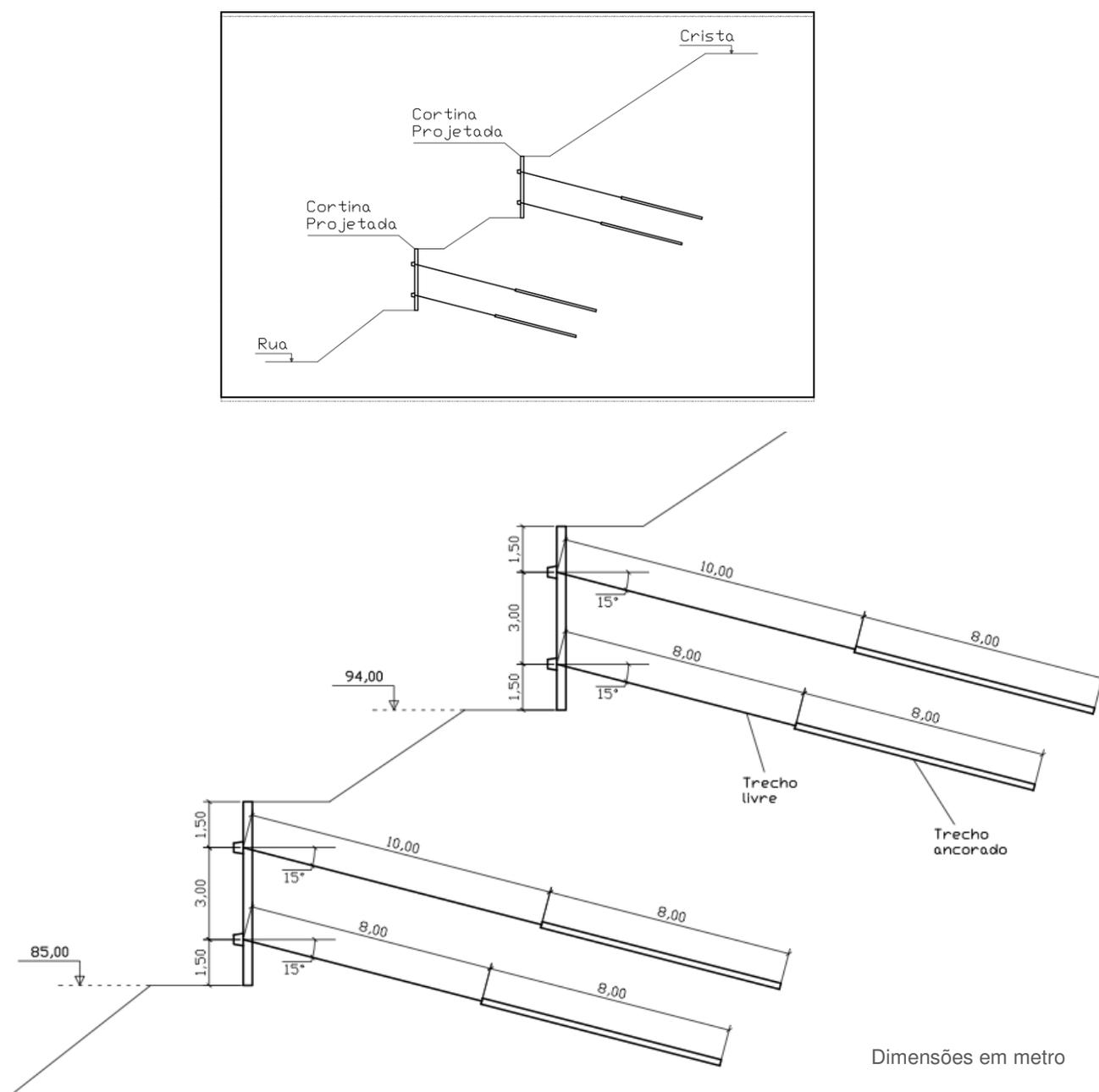


Figura 5.13 – Opção b - seção completa e seção em detalhes

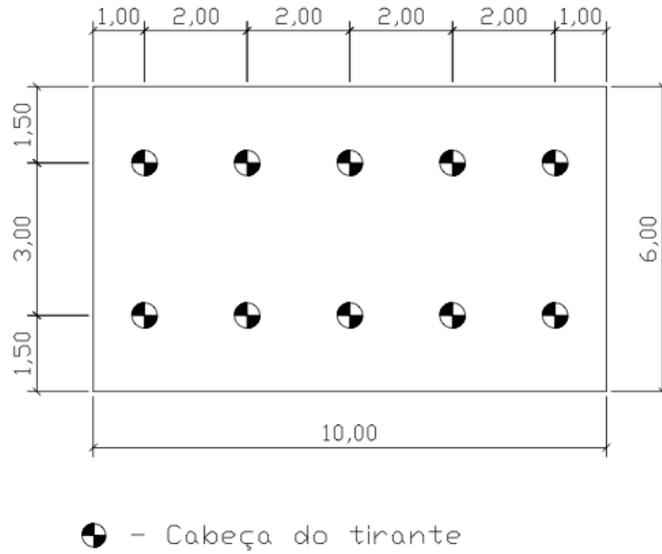


Figura 5.14 – Opção b: painel tipo das cortinas ancoradas (vista frontal - dimensões em metro)

A análise de estabilidade pelo método de Spencer apresentou $FS = 1,38$, o qual jugou-se satisfatório (Figura 5.15).

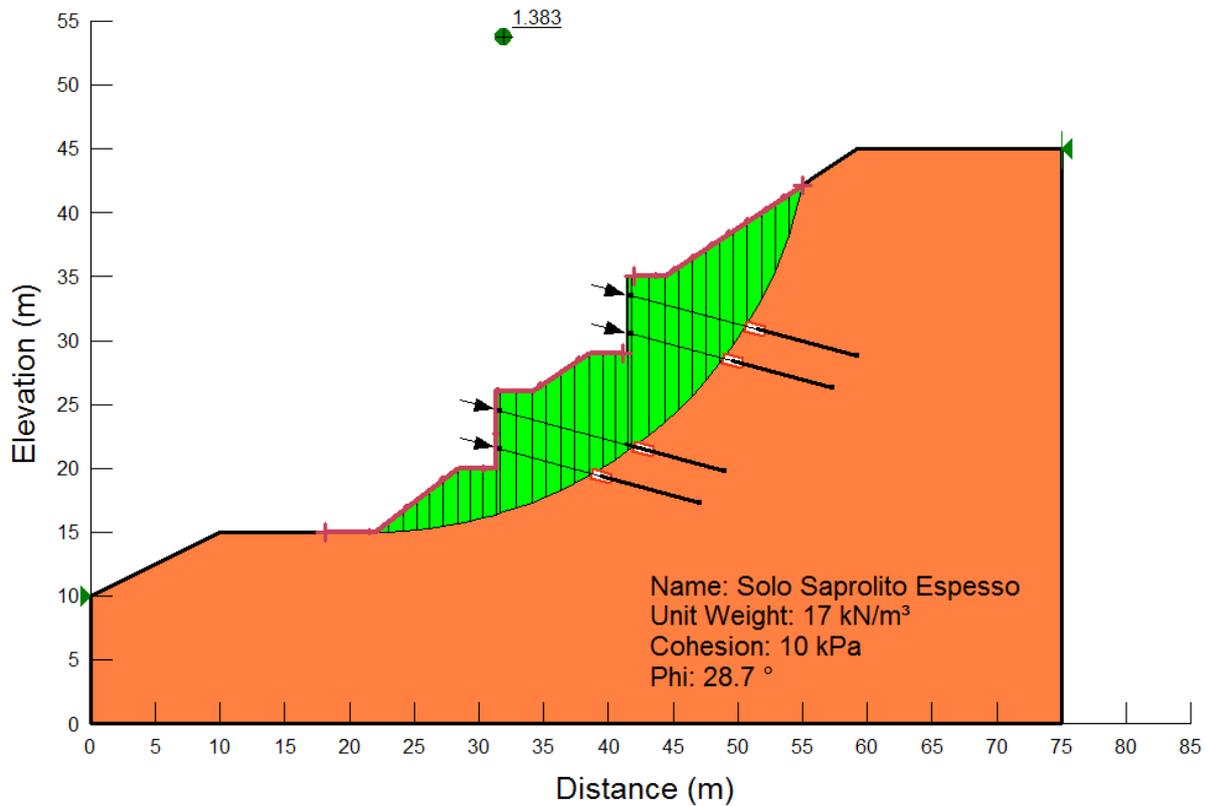


Figura 5.15 – Análise de estabilidade da opção b – $FS = 1,383$

c) 4 linhas de placas ancoradas

A terceira opção consiste em quatro linhas de placas ancoradas nas cotas 85, 90, 95, e 100 m. A ancoragem das placas será feita por tirantes com carga de trabalho igual a 350 kN, espaçados horizontalmente de 2 metros (Figura 5.16). Considerando que a área a ser contida possui 60 metros de comprimento, serão necessárias 30 placas por linha, ou seja, 120 placas no total (Figura 5.17).

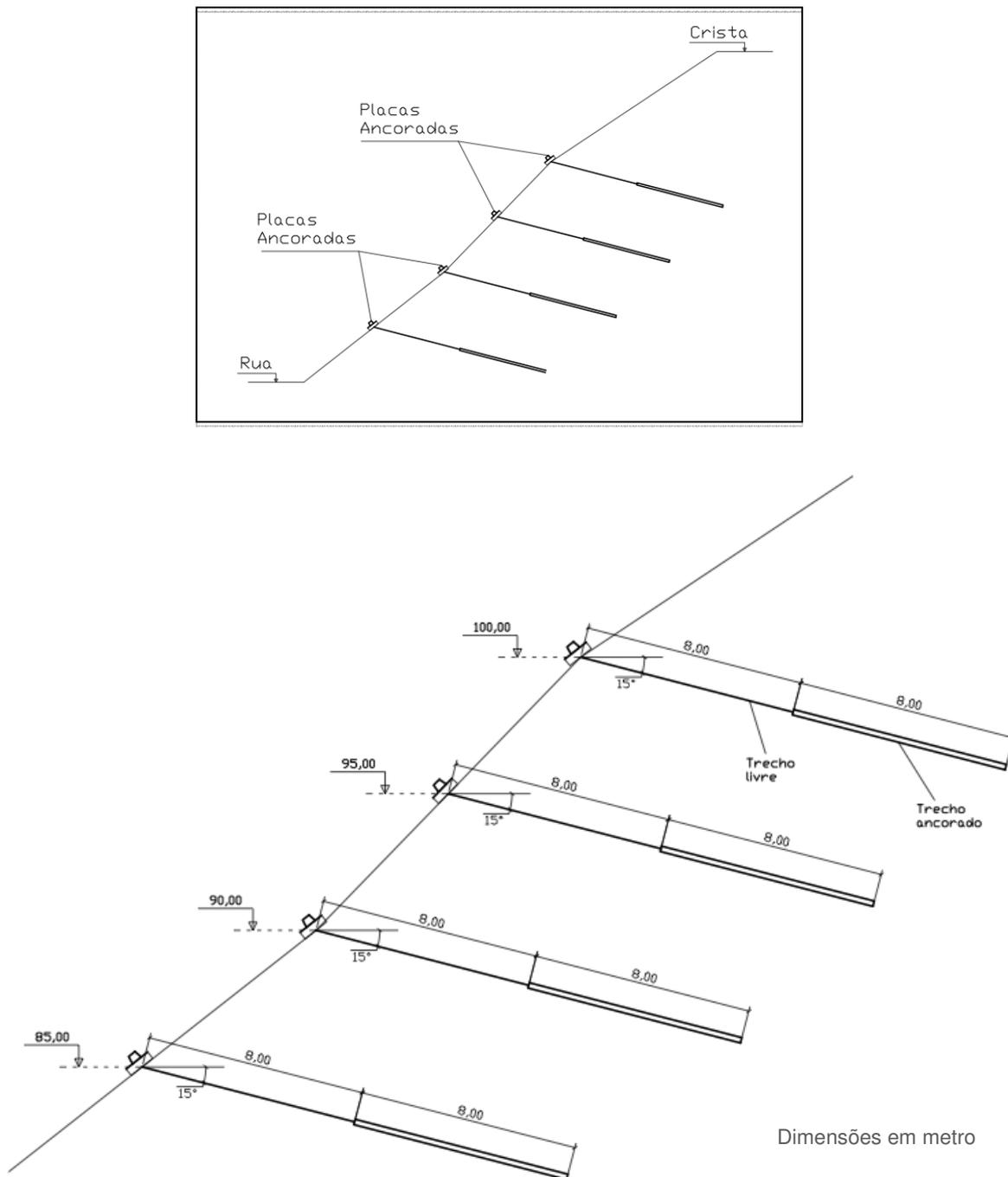
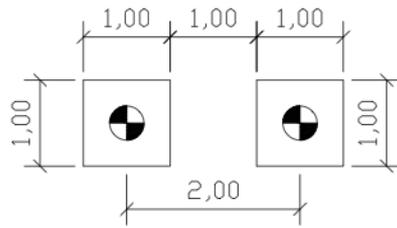


Figura 5.16 – Opção c - seção completa e seção em detalhes



⊕ - Cabeça do tirante

Figura 5.17 – Opção c: placas ancoradas por tirantes (Detalhe da vista frontal - dimensões em metro)

A análise de estabilidade pelo método de Spencer apresentou um FS = 1,39, o qual também pode ser considerado satisfatório (Figura 5.18).

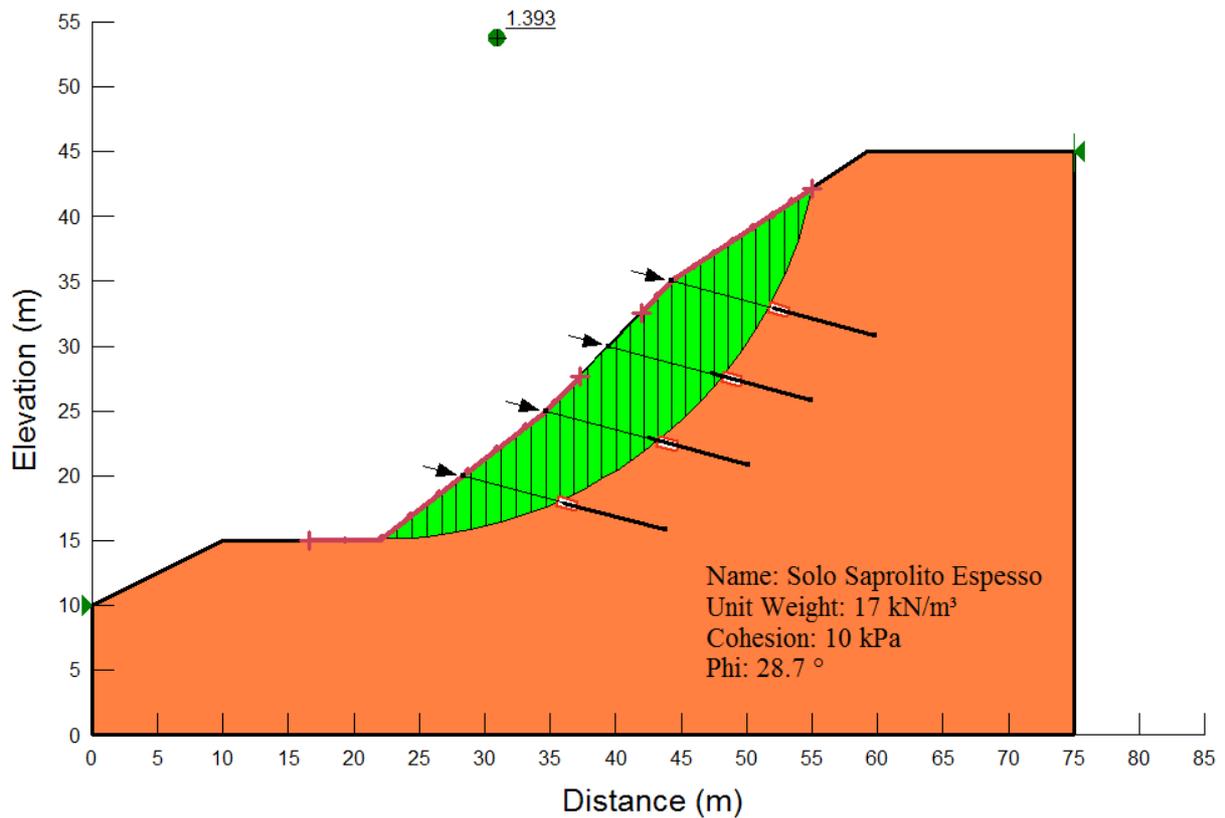


Figura 5.18 – Opção c: 4 linhas de placas ancoradas por tirantes – FS = 1.393

Segundo recomendação da Geo-Rio (1999), em todas as intervenções propostas o comprimento do bulbo de ancoragem foi de 8 metros, considerando que os mesmos serão executados em solo.

A Tabela 5.4 apresenta o resumo das intervenções propostas, seus quantitativos básicos e os respectivos fatores de segurança.

Tabela 5.4 – Resumo das intervenções propostas

Intervenção	Descrição	Quantitativos Básicos				Quantidade de tirantes	FS
		Área de concreto (m ²)	Movimentos de terra		Comprimento de perfuração (m)		
			Corte (m ³)	Aterro (m ³)			
a	1 cortina com 3 linhas de tirantes	360	336	198	1440	90	1,23
b	2 cortinas com 2 linhas de tirantes cada	720	594	762	2040	120	1,38
c	4 linhas de placas ancoradas por tirantes	120	-	-	1920	120	1,39

Jugou-se como melhor opção para a estabilização da encosta, a execução das 4 linhas de placas ancoradas (opção c) por não envolver um movimento de terra significativo e não exigir a remoção das moradias existentes na área.

5.3.3. Projeto do Sistema de Drenagem Superficial

a) Dimensionamento Hidráulico das Canaletas

O dimensionamento hidráulico de dispositivos de drenagem depende da vazão de contribuição de projeto, cujo valor é função de parâmetros como: área de captação, intensidade de precipitação, características geométricas, condições superficiais. Com base nesses parâmetros, o dispositivo de drenagem é dimensionado comparando-se a velocidade admissível com a velocidade de escoamento calculada.

- Cálculo da vazão de contribuição (Q)

Para o cálculo da vazão de contribuição, foi utilizado o método racional, onde a vazão é determinada a partir da seguinte expressão:

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3600} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (5.1)$$

c – coeficiente de escoamento superficial

i – intensidade de precipitação de projeto (mm/h)

A – Área de captação (m²)

No dimensionamento do sistema foram propostas 3 linhas de canaletas, sendo uma situada junto ao pé da cortina existente e duas novas à meia-encosta, com caimento para uma descida d'água em degraus no trecho central. Considerando esta configuração, a área de captação de cada canaleta foi determinada a partir do mapa topográfico da encosta do Morro da Glória II: $A = 400 \text{ m}^2$

O tempo de concentração de projeto, que é o tempo necessário para que toda a área de captação passe a contribuir para a vazão total de projeto, foi estimado com base na Tabela 5.5, voltada para áreas menores que 100 hectares.

Tabela 5.5 - Estimativa do tempo de concentração (Alcântara, 1962 apud Geo-Rio, 1999)

Natureza da area	Declividade (i)	
	i < 3%	i > 3%
Área de construção densa	10min	7min
Área residencial	12min	10min
Parques e jardins e campos	13min	12min

Como a encosta possui uma declividade superior a 3% e devido a existência de casas na região, adotou-se um valor de 10 minutos para o tempo de concentração.

Em função do tempo de concentração (10 min) e do tempo de recorrência considerado (100 anos), chegou-se ao valor de 160 mm/h (0,16 m/h) para a intensidade de precipitação de projeto (i) a partir do gráfico apresentado na Figura 5.19. No entanto, o gráfico pode subestimar a pluviometria, uma vez que se refere ao bairro Jardim Botânico e não à região estudada.

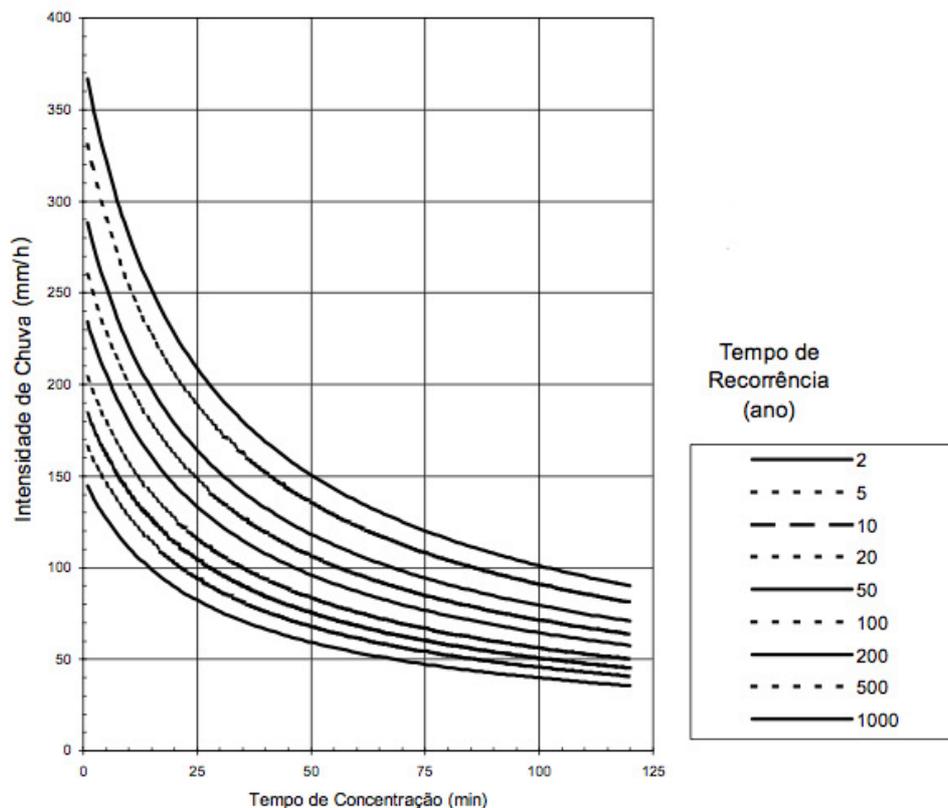


Figura 5.19 - Curvas relacionando intensidade de precipitação, tempo de duração e de recorrência com base em registros no Jardim Botânico (Geo-Rio, 1999)

Com base na Tabela 5.6 estimou-se um valor de 0,25 para o coeficiente de escoamento superficial (c).

Tabela 5.6 - Coeficientes de escoamento superficial (Tucci et al., 1995 apud Geo-Rio, 1999)

Ocupação do solo	C
Edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
Edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro de menor densidade de habitações, mas com ruas calçadas e pavimentadas	0,60 a 0,70
Edificação com poucas superfícies livres: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
Edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
Subúrbios com alguma pavimentação: partes de arredores e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Substituindo os valores dos parâmetros na equação (5.1), a vazão de contribuição do projeto pode ser calculada:

$$Q = \frac{0,25 \cdot 0,16 \cdot 400}{3600} \cong 4,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo da velocidade de escoamento (v)

A velocidade de escoamento foi calculada através da equação de Manning, posto que trata-se de um escoamento livre:

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot I^{1/2}}{n} \text{ (m/s)} \quad (5.2)$$

R – Raio hidráulico (m)

I – Gradiente longitudinal da canaleta (m/m)

n – Coeficiente de rugosidade de Manning

A Figura 5.20 apresenta o tipo de seção escolhida para as canaletas.

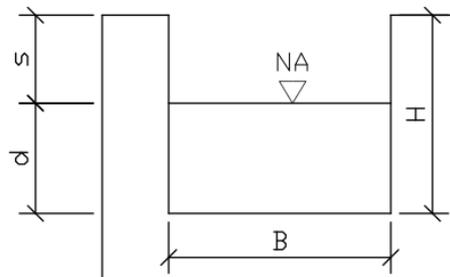


Figura 5.20 – Seção escolhida para as canaletas

Conforme a Tabela 5.7, o coeficiente de rugosidade de Manning (n) foi estimado em 0,013, considerando uma superfície da canaleta de argamassa de cimento em condições regulares.

Tabela 5.7 - Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning (n) (Neves, 1974 apud Geo-Rio, 1999)

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento; condutos e esgoto de tijolos	0,012	0,013	0,015	0,017
Superfície de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfície de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013	0,015
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014	0,016	0,018
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Calhas metálicas corrugadas (semicirculares)	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canais de terra, retílineos e uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de paredes de pedra irregulares e mal arrumadas e uniformes	0,035	0,040	0,045	

O raio hidráulico (R) é dado pela razão entre a área molhada (A) e o perímetro molhado (P), onde:

$$A = B \cdot d \text{ (m}^2\text{)} \quad (5.3)$$

$$P = B + 2d \text{ (m)} \quad (5.4)$$

Considerando uma canaleta com base (B) de 0,30 m e uma lâmina d'água (d) de 0,20 m:

$$A = 0,30 \cdot 0,20 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$P = 0,30 + 2 \cdot 0,20 = 0,70 \text{ m}$$

Logo, calcula-se o raio hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,06}{0,70} \cong 0,086 \text{ m}$$

Para o cálculo da velocidade de escoamento (v), foi considerado um gradiente longitudinal de 0,02 m/m:

$$v = \frac{0,086^{2/3} \cdot 0,02^{1/2}}{0,013} \cong 2,12 \text{ m/s}$$

A velocidade de escoamento (v) é menor que a velocidade máxima admissível de 4,50 m/s, a fim de evitar a erosão do material da canaleta (Tabela 5.8) e, portanto, satisfatória.

Tabela 5.8 - Velocidades máximas admissíveis para a água (DNER, 1990 apud Geo-Rio, 1999)

Cobertura superficial	Velocidade máxima (m/s)
Gramma comum firmemente implantada	1,5 - 1,8
Tufos de grama com solo exposto	0,6 - 1,2
Argila	0,8 - 1,3
Areia fina	0,3 - 0,4
Areia média	0,35 - 0,45
Cascalho fino	0,5 - 0,8
Alvenaria de tijolos	2,5
Concreto de cimento Portland	4,5
Aglomerados resistentes	2,0
Revestimento betuminoso	3,0 - 4,0

A vazão associada a esta seção ($B = 0,30$ m e $d = 0,20$ m) é então calculada:

$$Q = A \cdot v = 0,06 \cdot 2,12 \cong 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerou-se uma borda livre (s – Figura 5.20) de 0,10 m, resultando, então, em uma altura total (H) igual a 0,30 m.

A Tabela 5.9 apresenta recomendações para a espessura das canaletas. Como a vazão associada calculada é maior que a vazão de contribuição, a canaleta dimensionada (Figura 5.21) atende às condições de projeto.

Tabela 5.9 - Detalhes de dimensionamento de canaleta com proteção lateral (Geo-Rio, 1999)

Dimensões canaleta		
Altura nominal H (mm)	Espessura lateral t (mm)	Espessura base b (mm)
225 a 600	150	150
675 a 1200	175	225

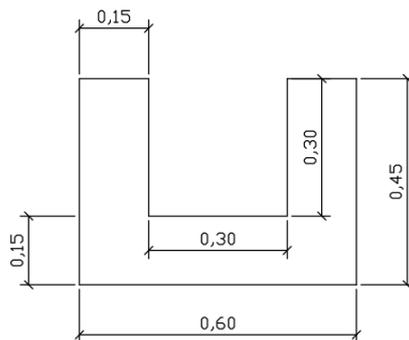


Figura 5.21 – Seção tipo das canaletas (dimensões em metro)

b) Dimensionamento Hidráulico da Canaleta de Descida em Degraus

- Cálculo da vazão de contribuição (Q)

Para o cálculo da vazão de contribuição, foi utilizado novamente o método racional, onde a vazão é determinada da expressão (5.1):

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3600} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (5.1)$$

c – coeficiente de escoamento superficial

i – intensidade de precipitação de projeto (mm/h)

A – Área de captação (m²)

A área de captação da canaleta de descida em degraus foi determinada a partir do mapa topográfico da encosta do Morro da Glória II: $A = 2400 \text{ m}^2$

Da mesma forma que para as canaletas (item a), o tempo de concentração de projeto foi estimado em 10 minutos (Tabela 5.5) e a intensidade de precipitação de projeto igual a 0,16 m/h (Figura 5.19).

Considerando $c = 0,25$ (Tabela 5.6), tem-se:

$$Q = \frac{0,25 \cdot 0,16 \cdot 2400}{3600} \cong 3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Definição das dimensões da canaleta de descida em degraus

Utilizando o método empírico proposto por DNER (1990, apud Geo-Rio, 1999) para o dimensionamento da canaleta de descida em degraus, fixa-se a largura (L) e determina-se a altura do canal (H) a partir da seguinte expressão:

$$Q = 2,07 L^{0,9} H^{1,6} (\text{m}^3/\text{s}) \quad (5.5)$$

Fixando uma largura (L) de 0,40 m:

$$0,03 = 2,07 \cdot 0,40^{0,9} \cdot H^{1,6}$$

Obtendo-se a altura média das paredes laterais da descida (H) igual a 0,12 m. Para o projeto adotou-se H = 0,20 m.

A Tabela 5.10 apresenta recomendações de espessura e borda livre para a canaleta de descida em degraus.

Tabela 5.10 - Detalhes de dimensionamento de canaleta de descida em degraus (Geo-Rio, 1999)

Dimensões canaleta em degraus			
Altura nominal H (mm)	Espessura lateral t (mm)	Espessura base b (mm)	Borda livre s (mm)
225 a 600	150	150	200
375 a 675	150	150	350
750 a 900	125	200	400

Considerando uma borda livre de 0,20 m, adotou-se 0,40 m para a altura (a partir do degrau). A Figura 5.22 apresenta a seção tipo para a canaleta de descida em degraus e a Figura 5.23 apresenta a representação em planta do projeto do sistema de drenagem superficial.

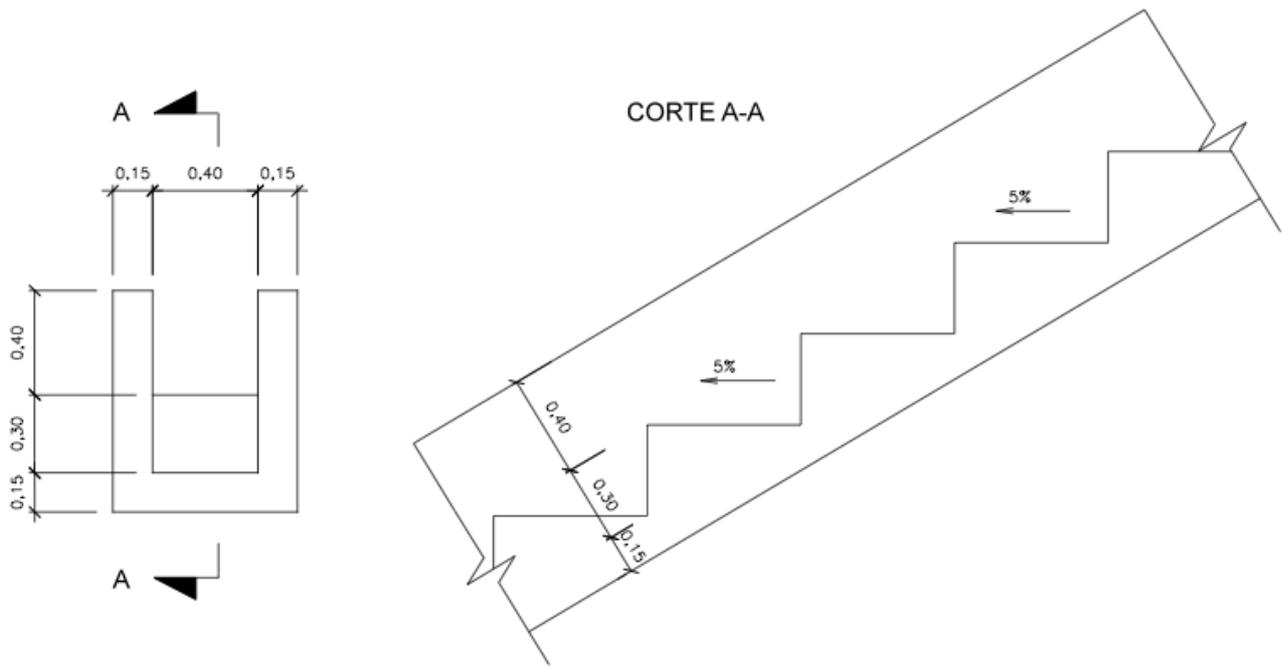


Figura 5.22 – Seção tipo da canaleta de descida em degraus (dimensões em metro)

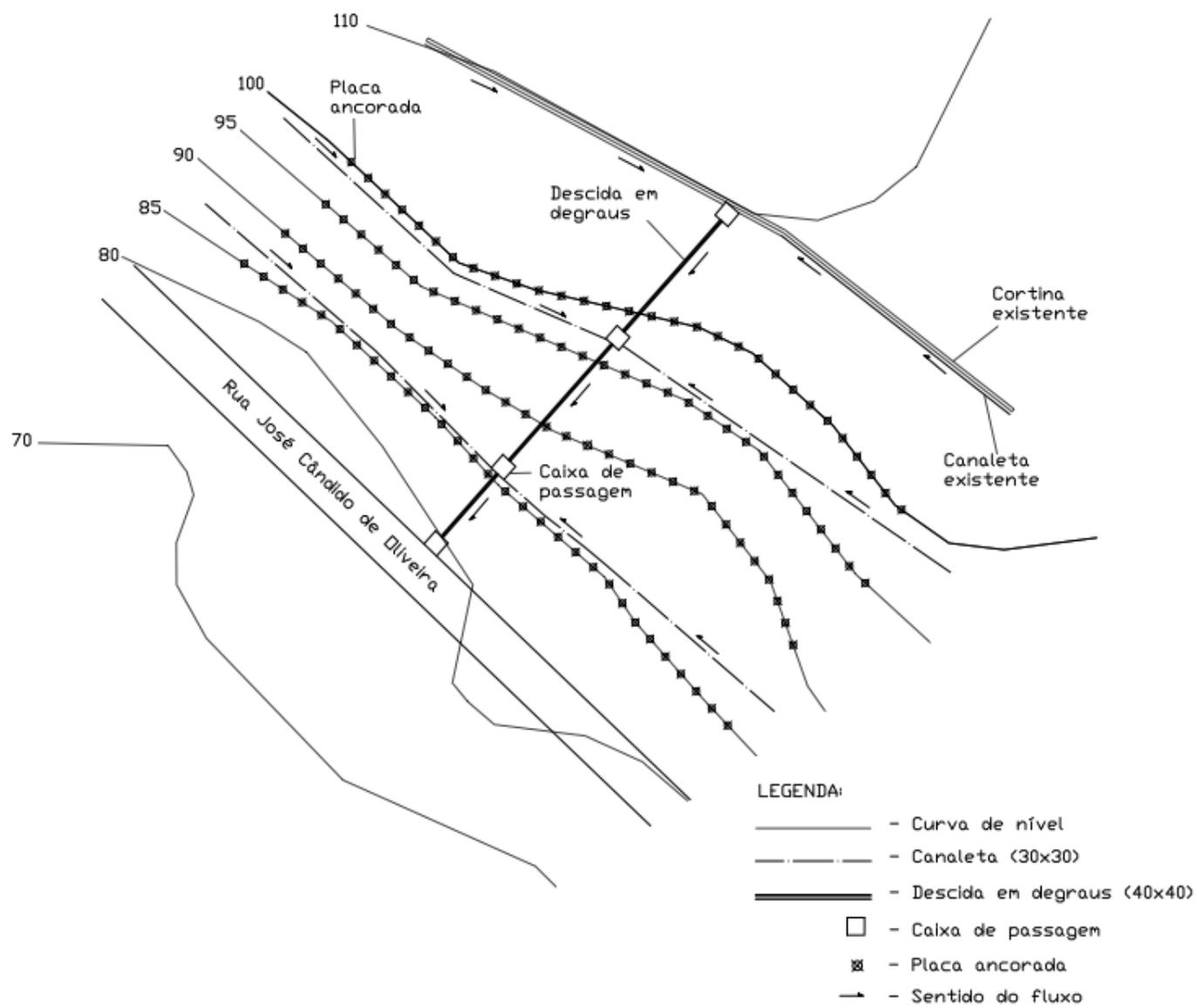


Figura 5.23 – Representação em planta do projeto do sistema de drenagem superficial

6. Conclusões e Considerações Finais

A partir do estudo realizado no presente trabalho, destacam-se as seguintes conclusões:

- Observou-se um abatimento considerável do solo na encosta sudoeste do Morro da Glória II após intensas chuvas em 2010, indicando movimentação da massa de solo residual que constitui a encosta. A partir das características do solo residual, que supõe-se se encontrar na condição não saturada, e de observações em campo, inferiu-se que o abatimento está relacionado à redução de coesão aparente (sucção) do solo, provocada pela infiltração de água da chuva, gerando um aumento do seu grau de saturação.
- Os parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova inundados ($\phi' = 28,7^\circ$ e $c' = 0$) são considerados bastante conservadores, pois foram obtidos na condição saturada. Enquanto o ângulo de atrito (ϕ') pode ser considerado próximo do valor real, a coesão nula não condiz com a condição da encosta, o que pode ser comprovado com as análises de estabilidade, que forneceram valores para o fator de segurança (FS) muito menores que 1.
- Através de retroanálise considerando um fator de segurança (FS) de 1,1, já que não ocorreu a ruptura e sim uma deformação excessiva, chegou-se a um valor de coesão aparente dentro da faixa de 7,8 a 9,8 kPa. Valor este que, mesmo considerado baixo, é suficiente para manter a encosta estável, uma vez que após o período de chuvas, não foram observados novos indícios de movimentação.
- No dimensionamento da obra de estabilização da encosta, o valor de coesão utilizado, considerando a sucção no solo, foi de 10 kPa. Este valor foi considerado constante para qualquer profundidade, uma vez que não se dispõe de sondagens no local, que permitiriam um melhor conhecimento dos parâmetros do subsolo da encosta. Este valor, apesar de razoável, pode ser ainda conservador, uma vez que se esperaria uma melhora dos parâmetros de resistência do solo com o aumento da profundidade.

- Após avaliação de 3 opções de intervenção com estruturas ancoradas para estabilização da encosta, buscando elevar seu fator de segurança (FS) para 1,4, concluiu-se que a utilização de placas ancoradas é a melhor solução, já que não envolve grandes movimentos de terra, possibilita evitar a remoção das moradias do local, além de ser a solução mais econômica.
- Destaca-se a importância da implantação de um sistema de drenagem superficial eficiente, que minimize a infiltração de água no solo durante os períodos chuvosos, permitindo assim, a manutenção da condição não saturada e, conseqüentemente, a existência de uma coesão suficiente para a estabilidade da encosta.

Ressalta-se que o presente trabalho tem uma finalidade meramente acadêmica. Para a definição do projeto das obras de estabilização da encosta do Morro da Glória II seria necessária um melhor conhecimento das camadas do subsolo da encosta, através de sondagens, bem como de seus parâmetros de resistência. Além disso, seriam necessárias medições do teor de umidade e de sucção presente no solo e sua variação de acordo com a pluviosidade. Destaca-se, ainda, a importância da instrumentação na encosta, através de inclinômetros e tensiômetros, para um acompanhamento de eventuais movimentações e das tensões atuantes.

7. Referências Bibliográficas

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W., 1987, *Special problems soils - General Report*, In: 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3 p: 1087-1146, Dublin, Irlanda,

ASSUMPÇÃO, A. R., 2011, *Políticas Públicas e Movimentos de Massa Gravitacionais em Angra dos Reis*, I Seminário Espaços Costeiros, Instituto de Geociências UFBA, Salvador, Brasil.

AVELAR, A. S., 2012, Comunicação pessoal.

AUGUSTO FILHO, O., 1992, *Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: Uma Proposta Metodológica*, 1ª COBRAE, Vol. 2 p: 721-733, Rio de Janeiro, Brasil.

BOSZCZOWSKI, R. B., 2008, *Avaliação de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Perfil de Alteração de Granito-gnaiss de Curitiba, PR*, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, Brasil.

CAMPOS, L. E. P., 1984, *Influência da Sucção na Estabilidade de Taludes Naturais em Solos Residuais*, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, Brasil.

CAMPOS, L. E. P.; MENEZES, M. S. S.; PRESA, E. P., FONSECA, E. C., 1994, *Considerações sobre a Análise de Estabilidade de Taludes em Solos Não Saturados*, 2º Simpósio Sobre solos não saturados, p: 249-252, Recife, Brasil.

COPPETEC, 2011, *Ensaio Geotécnicos de Laboratório*, Relatório Final, Rio de Janeiro, Brasil.

COPPETEC, 2012, *Mapeamento de Áreas de Risco, Frente aos Deslizamentos de Encostas no Município de Angra dos Reis*, Relatório Final, Rio de Janeiro, Brasil.

CRAIG, R. F., 2007, *Mecânica dos Solos*, LTC, Rio de Janeiro, Brasil.

DIAS F. D.; HERRMANN. M. L. P., 2002, *Análise da Susceptibilidade a Deslizamentos no Bairro Saco Grande, Florianópolis - SC*, In: Revista Universidade Rural, Série Ciências Exatas e da Terra, Vol. 21 (1) p: 91-104, Rio de Janeiro, Brasil.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P., 2003, *Movimentos de Massa: Uma Abordagem Geológico- geomorfológica*, In: Guerra, A. J. T.; Cunha, S. B., Geomorfologia e meio ambiente, Ed. Bertrand Brasil, 4ª edição, Rio de Janeiro, Brasil.

FERNANDES, N. F.; GUIMARÃES, R. F.; GOMES, F. A. T.; VIEIRA, B. C.; MONTGOMETY, D. R.; GREENBERG, H., 2001, *Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Suscetíveis*, Revista Brasileira de Geomorfologia, Vol. 2 (1): 51-71, Brasil.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A., 1978, *The Shear Strength for Unsaturated Soils*, In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15 (3) p: 313-321, Canadá.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Ed. John Wiley and Sons, New York, EUA.

GEO-RIO, 1999, *Manual Técnico de Encostas*, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

GERSCOVICH, D. M. S., 2012, *Estabilidade de Taludes*, Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

GOOGLE EARTH, 2012, Programa de Imagens por Satélite, Versão 6.2.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M., 1983, *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*, Ed. Blucher, 2ª edição, São Paulo, Brasil.

HACHICH, W. et al., 1998, *Fundação: Teoria e Prática*, Ed. Pini, 2ª edição, São Paulo, Brasil.

HUTCHINSON, J. N., 1968, *Mass Movement*, In: *Encyclopedia of Geomorphology*, Ed. Fairbridge, R. W., 2ª edição, Reinhold Book Co., New York, EUA.

INFANTI JR., N.; FORNASARI FILHO, F., 1998, *Processos de Dinâmica Superficial*, Geologia de Engenharia, Oliveira, A. M. S. e Brito, S. N. A., Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

MARINHO, F. A. M., 1997, *Medição de Sucção em Solos*, In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol. 2 p: 373-397, Rio de Janeiro, Brasil.

MASSAD, F., 2003, *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

MOLITERNO, A., 1994, *Caderno de Muros de Arrimo*, Ed. Blucher, 2ª edição, São Paulo, Brasil.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M., 1993, *Experiência com Solo Grampeado No Brasil – 1970-1993*, Revista Solos e Rochas, ABMS, Vol. 16: 291-304, São Paulo, Brasil.

PASTORE, E. L.; FORTES, R. M., 1998, *Caracterização e Classificação de Solos*, In: Geologia de Engenharia, 1ª edição, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), São Paulo, Brasil.

PINTO, C. de S., 2000, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

PMAR - Prefeitura Municipal de Angra dos Reis, 2012, disponível em: <<http://www.angra.rj.gov.br>>, acesso em 31 de agosto de 2012.

SOARES, R. M., 2005, *Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ*, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, Brasil.

SUZUKI, S., 2004, *Propriedades Geomecânicas de Alguns Solos Residuais e Coluviais ao Longo do Oleoduto Curitiba-Paranaguá*, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

TOZATTO, J. H. F., 2000, *Estruturas de contenção de baixa altura em solo residual*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.