



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

LEANDRO PESSI ORIGE

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PROPOSTA DE
SOLUÇÃO DE UM TALUDE NO BAIRRO
PANTANAL/FLORIANÓPOLIS – SC**

Florianópolis
2016

Leandro Pessi Orige

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PROPOSTA DE
SOLUÇÃO DE UM TALUDE NO BAIRRO
PANTANAL/FLORIANÓPOLIS – SC**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado no curso de
Engenharia Civil, na
Universidade Federal de Santa
Catarina para a obtenção do
título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador:

Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Orige, Leandro Pessi

Análise de estabilidade e proposta de solução de um talude no bairro Pantanal/Florianópolis - SC / Leandro Pessi Orige ; orientador, Marciano Maccarini - Florianópolis, SC, 2016.
82 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade de taludes. 3. Método de Bishop simplificado. 4. Tirantes. 5. Método brasileiro. I. Maccarini, Marciano. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Leandro Pessi Orige

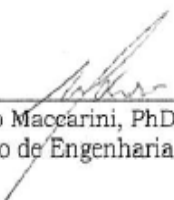
**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PROPOSTA DE
SOLUÇÃO DE UM TALUDE NO BAIRRO
PANTANAL/FLORIANÓPOLIS - SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Florianópolis, 01 de julho de 2016.

Prof. ° Luis Alberto Gomez, Dr.
Coordenador do Curso de Engenharia Civil - UFSC

Banca Examinadora:



Prof. Marciano Macçarini, PhD. - Orientador
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Eng. Ângela Grando, M.Sc
Doutoranda do PPGECC - UFSC

Este trabalho é dedicado
aos meus pais e aos meus
queridos irmãos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela sabedoria e pela oportunidade de crescimento profissional e pessoal.

Aos meus pais e irmãos pelo carinho e apoio que, mesmo longe de mim, sempre manifestaram afeto.

Ao professor Marciano Maccarini pelo conhecimento durante a graduação e pelo tema proposto, os quais auxiliaram para o meu crescimento. A sua atenção e altruísmo são qualidades admiráveis e que servem de modelo.

Aos colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos pela ajuda na elaboração deste trabalho, em especial a Doutoranda Ângela Grando, que sempre esteve disposta a me auxiliar mesmo quando eu cometia erros, e a Mestranda Cândida Bernardi que esteve junto comigo desde o primeiro dia que entrei no laboratório.

A California State University Fullerton que, mesmo pelo curto período de intercâmbio, me fez compreender que a minha maior limitação é a minha mente.

Aos meus amigos e amigas que tive oportunidade de conhecer durante a graduação, aos quais tirei lições valiosas. Em especial ao meu amigo Pedro Ivo Oliveira Almeida pelo seu jeito brincalhão e instigante que me fez prosseguir. E, também a Crislaine Flor, pelo seu jeito delicado e carinhoso.

A todas as pessoas da UFSC, quer seja de modo direto ou indireto, que contribuíram para a minha jornada, meu muito obrigado.

“Estou contigo, para te guardar onde quer que fores, e te reconduzirei a esta terra, e não te abandonarei sem ter cumprido o que te prometi.”

(Gênesis 28,15)

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo a análise de estabilidade de um talude rompido na cidade de Florianópolis. A análise da estabilidade de taludes é um dos tópicos mais antigos da Mecânica dos Solos, pois a falta de estabilidade causa os desastres naturais e antrópicos que atingem a população e causam prejuízos diretos e indiretos. Neste sentido, foi realizado um estudo prévio das características da área de estudos e posterior cálculo da estabilidade com o auxílio do método de Bishop simplificado. O cálculo foi comparado utilizando uma planilha eletrônica e um programa computacional comumente utilizado na engenharia geotécnica. Após, foi escolhida a solução de contenção do talude empregando tirantes. Por fim, o dimensionamento dos tirantes pelo método brasileiro foi realizado. Este estudo teve como base as normas relacionadas aos respectivos tópicos.

Palavras-chave: estabilidade, taludes, Bishop simplificado, tirantes, método brasileiro.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Queda de blocos.....	22
Figura 2. Tombamentos.....	22
Figura 3. Escorregamentos.....	23
Figura 4. Expansão lateral.....	23
Figura 5. Escoamentos.....	24
Figura 6. Zona fraca, cisalhada e superfície de cisalhamento.....	28
Figura 7. Fatia.....	39
Figura 8. Forças que atuam em cada fatia.....	40
Figura 9. Polígono de forças para o equilíbrio.....	42
Figura 10. Variação de $m_{a(n)}$ com α_n e $\text{tg}\phi'/FS$	43
Figura 11. Círculos de iguais fatores de segurança.....	45
Figura 12. Esquema de drenos sub-horizontais e verticais utilizados na coleta da água subterrânea.....	47
Figura 13. Indicação dos dispositivos de drenagem superficial.....	47
Figura 14. Esquema do retaludamento.....	48
Figura 15. Muros de arrimo.....	50
Figura 16. Solo Grampeado.....	51
Figura 17. Estabilidade global.....	52
Figura 18. Detalhes de um tirante.....	53
Figura 19. Ilha de Santa Catarina.....	57
Figura 20. Descrição do local.....	58
Figura 21. Vista da Servidão Crescêncio Francisco Mariano.....	58
Figura 22. Visita ao local.....	59
Figura 23. Visita ao local.....	59
Figura 24. Segundo escorregamento.....	60
Figura 25. Seção de análise.....	61
Figura 26. Vista do terceiro escorregamento.....	61
Figura 27. Inclinação do gabião e amarração na berma.....	62
Figura 28. Vista da berma e detalhe da canaleta.....	62
Figura 29. Efeito do terceiro escorregamento.....	63
Figura 30. Terceiro escorregamento.....	63
Figura 31. Seção transversal analisada.....	64
Figura 32. Vista do terceiro escorregamento.....	65
Figura 33. Descrição do talude com o muro de gabião.....	66
Figura 34. Descrição do talude com os tirantes.....	67
Figura 35. Método de Culmann – Estabilidade local.....	69
Figura 36. Cálculo da superfície crítica pelo GeoSlope/W.....	74
Figura 37. Cálculo da superfície a jusante do muro da Igreja.....	76
Figura 38. Solução final.....	78
Figura 39. Cortina atirantada executada.....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Mecanismos deflagadores de instabilização.....	27
Tabela 2. Parâmetros de análise em solo saturado.	29
Tabela 3. Métodos do equilíbrio limite.	33
Tabela 4. Grau de segurança do talude.	36
Tabela 5. Equações e incógnitas das fatias.	38
Tabela 6. Parâmetros geotécnicos iniciais.	64
Tabela 7. Parâmetros geotécnicos adotados.....	65
Tabela 8. Parâmetros geotécnicos.	70
Tabela 9. Ancoragens mais utilizadas no Brasil.	72
Tabela 10. Coeficiente K e Diâmetro do tricône.....	72
Tabela 11. N_{spt} em função da consistência da argila.	72
Tabela 12. Resultados obtidos por planilha eletrônica para superfície crítica	75
Tabela 13. Cálculo do ângulo do plano de ancoragem θ'	77

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	MOTIVAÇÃO DA PESQUISA.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	20
1.2.1	OBJETIVO GERAL	20
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	MOVIMENTOS DE MASSA	21
2.2	MECANISMO DE RUPTURA DE UM TALUDE.....	26
2.3	CISALHAMENTO	28
2.4	TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS.....	29
2.5	MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	29
2.5.1	ANÁLISES PROBABILÍSTICAS	30
2.5.2	ANÁLISES DETERMINÍSTICAS	31
2.6	ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	37
2.6.1	MÉTODO COMUM DAS FATIAS	38
2.6.2	MÉTODO DAS FATIAS SIMPLIFICADO DE BISHOP	41
2.6.3	MÉTODO DAS FATIAS SIMPLIFICADO DE BISHOP CONSIDERANDO A PERCOLAÇÃO	44
2.7	OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	45
2.7.1	DRENAGEM	46
2.7.2	RETALUDAMENTO	48
2.7.3	IMPERMEABILIZAÇÃO SUPERFICIAL	48
2.7.4	SOLOS REFORÇADOS.....	49
2.7.5	MUROS DE ARRIMO.....	50
2.7.6	SOLOS GRAMPEADOS	51
2.7.7	CORTINA ATIRANTADA.....	51
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	54
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL	54
3.2	DIAGNÓSTICO DEFINITIVO E CONCEPÇÃO DO PROJETO	56
3.2.1	ESTUDO DE CASO	57
3.2.2	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	64
3.2.3	CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE	66
3.2.4	DIAGNÓSTICO DA INSTABILIDADE	66
3.2.5	ESCOLHA DO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO.....	67
3.3	MÉTODO BRASILEIRO DE CÁLCULO DOS TIRANTES – MÉTODO DE CULMANN.....	68
3.3.1	CÁLCULO DO NÚMERO DE TIRANTES (NA VERTICAL)	71
3.3.2	DEFINIÇÃO DO PLANO DE ANCORAGEM	71
3.3.3	CÁLCULO DO COMPRIMENTO DO TIRANTE.....	71
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
4.1	CÁLCULO DA SUPERFÍCIE CRÍTICA.....	73
4.2	CÁLCULO DA SUPERFÍCIE A JUSANTE	76
4.3	DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES PELO MÉTODO DE CULMANN	76
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	80
	REFERÊNCIAS	81

1 INTRODUÇÃO

O problema da estabilidade de encostas naturais tem afetado muito a população brasileira. De acordo com Massad (2010) é notável a queda de barreiras nas rodovias, ou as tragédias sobre os habitantes das periferias de algumas das maiores cidades, por ocasião de chuvas intensas e prolongadas, em grande parte pela ocupação desordenada de encostas e morros.

As causas dos escorregamentos naturais, originam uma tendência na natureza a planização, isto é, os solos das encostas tendem a descer para atingir um nível de base. Assim, pode-se dizer que os coeficientes de segurança das encostas naturais estão, em geral, próximos de 1, bastando uma chuva atípica, ou uma pequena intervenção do homem que a estabilidade esteja comprometida e os escorregamentos desencadeados. Por sua vez, a ação do homem é a outra causa desses escorregamentos, através da ocupação irregular, tubulações, sobrecargas, entre outros.

Para garantir a estabilidade das encostas, sejam modificadas pelo homem ou não, são estudadas e implementadas diferentes soluções considerando as características técnicas e econômicas, entretanto a natureza deve ser respeitada por suas características globais em uma implantação de obras de estabilização.

O conhecimento dos solos e dos mecanismos dos escorregamentos permite projetar obras seguras, com a preservação do meio ambiente, inclusive no que se refere à erosão e demais desastres ambientais.

Cada vez mais, o estudo dos processos de instabilização de taludes e suas formas de contenção tornam-se necessários, devido a desastrosas consequências que os escorregamentos acarretam.

1.1 Motivação da pesquisa

A Mecânica dos Solos surgiu para analisar e explicar os fenômenos de instabilidade de taludes, entre outros

assuntos, e ainda hoje esses fenômenos são estudados no que se refere aos aspectos teóricos da previsão do seu mecanismo de evolução com o tempo, correta quantificação dos parâmetros dos materiais e a exata análise dos esforços solicitantes e resistentes (CAPUTO, 2000).

Florianópolis é formada por áreas planas e elevações e, portanto, o crescimento urbano poderá expandir-se para locais onde a inclinação da encosta é elevada e, dependendo dos materiais e dos eventos climáticos ocorridos, pode levar a algum dos processos de movimento de massa e desestabilização da encosta. Neste caso, conhecer e solucionar os problemas de estabilidade de encostas auxilia na prevenção de danos materiais e de vidas humanas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho visa investigar a análise de estabilidade de um talude e dimensionar os tirantes de acordo com o método brasileiro.

1.2.2 Objetivos específicos

- Descrever e caracterizar a área de estudos por retroanálise;
- Avaliar pelo método de Bishop a estabilidade sem contenção;
- Comparar resultados calculados pela planilha eletrônica e por um programa computacional de engenharia geotécnica;
- Apresentar o Fator de Segurança (FS) mínimo;
- Dimensionar os tirantes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os temas que deram embasamento à pesquisa, abordando assuntos como: movimentos de massa, mecanismos de ruptura, resistência ao cisalhamento, tensões totais e efetivas, métodos de análises de estabilidade, obras de estabilização de taludes e concepção de projeto. Além disso, foi dada ênfase aos parâmetros de projeto para a construção da cortina atirantada.

O presente estudo aborda um escorregamento de terra ocorrido em Florianópolis e sua posterior estabilização por tirantes. Para isso, será necessário revisar alguns conceitos de Mecânica dos Solos para a posterior avaliação da situação.

2.1 Movimentos de massa

“O movimento dos maciços de terra depende, principalmente, da sua resistência interna ao escorregamento” (TERZAGHI, 1925 *apud* MARANGON, 2006).

De acordo com Das (2011) uma superfície de solo exposta formando um ângulo com o plano horizontal é chamada de talude. Os taludes podem ser naturais ou construídos pelo homem e podem romper de várias formas. Cruden e Varnes (1996) *apud* Das (2011) classificaram as rupturas em taludes nas cinco categorias principais relacionadas a seguir:

1. Queda. É o desprendimento de solo e/ou fragmentos de rocha que caem de um talude (Figura 1).

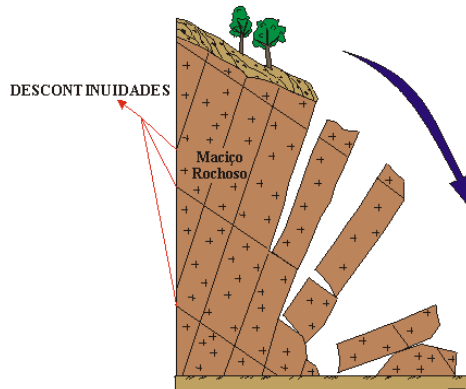
Figura 1. Queda de blocos.



Fonte: UALG (2016).

2. Tombamentos. É o movimento de rotação à frente do solo e/ou de massas rochosas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada (Figura 2).

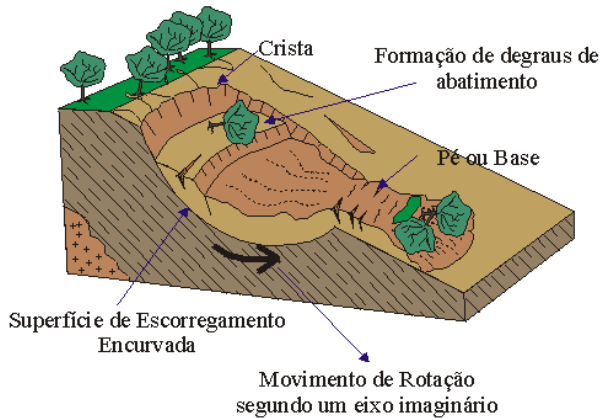
Figura 2. Tombamentos.



Fonte: UNESP (2016).

3. Escorregamentos (ou deslizamentos). É o movimento descendente de uma massa de solo. Ocorre na superfície da ruptura (Figura 3).

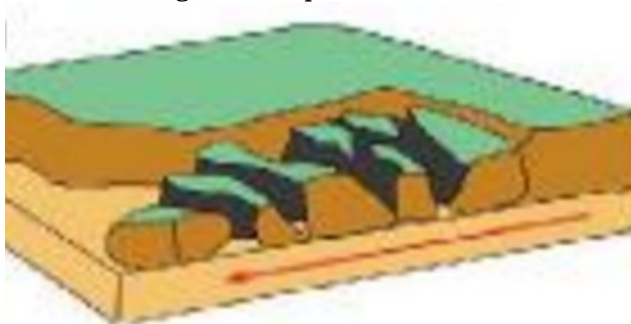
Figura 3. Escorregamentos.



Fonte: UNESP (2016).

4. Expansões laterais (ou espalhamento). É uma forma de deslizamento (Figura 4) que ocorre por translação. Ocorre através do “movimento súbito de uma fração de areia ou silte recoberta por argila retentora de água ou sobrecarregada por aterro” (CRUDEN e VARNES, 1996 apud DAS, 2011).

Figura 4. Expansão lateral.



Fonte: Geobook (2016).

5. Escoamentos. É o movimento, ladeira abaixo, da massa de solo, de forma similar à de fluidos viscosos (Figura 5).

Figura 5. Escoamentos.



Fonte: J. J. Aumond (2016) *apud* Oliveira (2011).

Para Selby (1993) *apud* Kobiyama et al. (2006) escorregamento (ou deslizamento) é o movimento coletivo de massa e/ou material sólido encosta abaixo, como solos, rochas e vegetação, sob a influência direta da gravidade. Estes movimentos podem ocorrer principalmente com elevados volumes de precipitação e/ou terremotos. Tanto chuvas intensas de curta duração quanto de longa duração (chuvas contínuas) fornecem condições propícias para a diminuição da resistência do solo, atuando como um dos principais agentes deflagradores de movimentos de encostas em ambientes tropicais úmidos (GUIDICINI e IWASA, 1976 *apud* KOBİYAMA et al, 2006).

Os escorregamentos propriamente ditos, como os rotacionais e os translacionais, são movimentos rápidos com velocidades médias a altas (m/h a m/s), de curta duração e de elevado poder destrutivo, em função do material transportado encosta abaixo (rocha, solo, detritos, árvores, etc.). Por ser um fenômeno bastante comum em todo mundo, a sociedade busca entender a dinâmica do fenômeno (modelagem) e mapear as áreas de risco, com a intenção de evitar grandes danos e prejuízos (GUIDICINI e NIEBLE, 1993; AUGUSTO FILHO, 1994 *apud* KOBİYAMA et al., 2006).

Apesar dos danos causados pelos escorregamentos, este fenômeno é um processo natural e faz parte da evolução

da paisagem. Bigarella et al. (1996) *apud* Kobiyama et al. (2006) menciona que é o mais importante processo geomorfológico modelador da superfície terrestre. Portanto, viver com esse fenômeno é inevitável. Entretanto, o aumento da população nas áreas urbanas pode agravar esta situação devido a ocupação de áreas inadequadas. Casseti (1991) *apud* Kobiyama et al. (2006) cita que, a partir do momento em que o homem se apropria de uma encosta, através dos desmatamentos, cortes e aterros, alterando sua estabilidade, aumenta-se a probabilidade de desencadear um escorregamento. Zêzere et al. (1999) *apud* Kobiyama et al. (2006), analisando os eventos ocorridos na região norte de Lisboa (Portugal), chegaram à conclusão que, dos 597 escorregamentos ocorridos, 484 (81%) ocorreram em virtude da interferência humana direta (desmatamentos, estradas, cultivos) ou indireta (áreas de regeneração), sendo que 20% dos escorregamentos foram induzidos pelos cortes de encostas para a construção de casas e estradas. Com relação a áreas edificadas, Fernandes et al. (1999) *apud* Kobiyama et al. (2006), analisando o processo de ocupação no Maciço da Tijuca (RJ), verificaram que cerca de 50% dos 242 escorregamentos existentes no maciço ocorreram em favelas, que cobrem somente 4,6% da área total do maciço. Os autores explicam que esta elevada frequência de escorregamentos está intimamente relacionada com o aumento dos cortes para a construção de barracos e outros fatores (esgotos, fossas, etc.), em encostas íngremes situadas no sopé de afloramentos rochosos.

Dentre os fenômenos naturais extremos, os escorregamentos têm sido responsáveis por inúmeras vítimas fatais e grandes prejuízos materiais, com destaque para os eventos ocorridos em 1967, na Serra das Araras (RJ) e Caraguatatuba (SP), que resultaram em 1.320 mortes e destruição de centenas de edificações (AUGUSTO FILHO, 1994 *apud* MASATO, 2006). Os estados brasileiros mais afetados são: Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Rio de Janeiro, Minas Gerais, Espírito Santo, Bahia, Sergipe, Alagoas, Pernambuco e Paraíba. Com o avanço das geotecnologias (SIG, GPS, sensoriamento remoto, etc.), o mapeamento de áreas de risco de escorregamento vem

sendo cada vez mais popular (MARCELINO, 2003 *apud* KOBIYAMA et al., 2006).

2.2 Mecanismo de ruptura de um talude

Caputo (2000), menciona que geralmente constituem causas de um escorregamento o aumento de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material. As primeiras classificam-se como externas e as segundas, como internas.

A concomitância desses fatores nas estações chuvosas ou pouco depois – onde a saturação aumenta o peso específico do material e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento pelo aumento da pressão neutra – explica a ocorrência da maioria dos escorregamentos nesses períodos de grande precipitação pluviométrica.

Um talude pode ser considerado como potencialmente instável a partir do momento em que as tensões cisalhantes originárias de esforços instabilizadores sejam ou possam vir a ser maiores que as resistências ao cisalhamento do material disponíveis em uma zona do maciço, que permita definir uma região potencial de ruptura. Assim sendo, fatores que tendam a aumentar ou introduzir tensões cisalhantes, ou fatores que tendam a diminuir a resistência ao cisalhamento do maciço, constituem causas potenciais de instabilização de taludes.

Varnes (1978) *apud* Gerscovich (2009) divide os mecanismos deflagradores em 2 grupos. A Tabela 1 propõe uma classificação adaptada.

A cobertura vegetal pode produzir efeitos favoráveis ou desfavoráveis na estabilidade das encostas, por exemplo:

- O sistema raticular pode atuar como reforço e/ou caminho preferencial de infiltração;
- A presença da copa das árvores reduz o volume de água que chega à superfície do talude;
- Os caules das árvores geram um caminho preferencial de escoamento de água;
- A cobertura vegetal aumenta o peso sobre o talude.

Tabela 1. Mecanismos deflagradores de instabilização.

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão
		Escorregamentos
		Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo etc.
		Acúmulo natural de material (depósitos)
		Peso da vegetação
	Sollicitações dinâmicas	Construção de estruturas, aterros etc.
		Terremotos, ondas, vulcões etc.
		Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas
Congelamento		
Material expansivo		
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material,
		Tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito
		Variação das poropressões

Fonte: Gerscovich (2009).

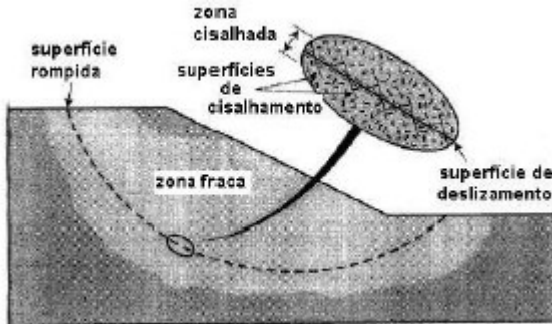
Apesar dos efeitos contrários, a retirada da cobertura vegetal é indiscutivelmente um poderoso fator de instabilização. Com relação à ação antrópica, as principais modificações indutoras dos movimentos gravitacionais de massa são:

- Remoção da cobertura vegetal;
- Lançamento e concentração de águas pluviais e/ou servidas;
- Vazamentos na rede de abastecimento, esgoto e presença de fossas;
- Execução de cortes com geometria incorreta (altura/inclinação);
- Execução deficiente de aterros (geometria, compactação e fundação);
- Lançamento de lixo nas encostas/taludes.

A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o

processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 6.

Figura 6. Zona fraca, cisalhada e superfície de cisalhamento.



Fonte: LEROUEIL (2001) *apud* GERSCOVICH (2009).

Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, como nos escorregamentos de taludes.

2.3 Cisalhamento

Das (2011) menciona que a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior.

Existem vários métodos de laboratório disponíveis atualmente para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (isto é, c , ϕ , c' e ϕ') em corpos de prova.

O ensaio de cisalhamento direto e o ensaio com célula triaxial são as duas técnicas normalmente utilizadas para a determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento.

2.4 Tensões totais e efetivas

Gerscovich (2009) explica que a análise em termos efetivos é teoricamente a mais correta pois a resposta do solo a qualquer tipo de sollicitação depende da tensão efetiva. Quando se opta por análises em termos totais, o projetista está automaticamente assumindo que as poropressões geradas na obra são idênticas às desenvolvidas nos ensaios.

A Tabela 2 resume as condições críticas e sugere os parâmetros e tipos de ensaios adequados a cada tipo de análise, para análises em solo saturado.

Tabela 2. Parâmetros de análise em solo saturado.

Situação crítica	Tipo de análise	Parâmetros	Ensaio de laboratório
Final de construção (não drenado)	Tensões efetivas	c', ϕ' e $(u_0 + \Delta u)$	Triaxial CU com medida de poropressão
	Tensões totais ($\phi=0$)	s_u	Triaxial UU
Longo prazo (drenado)	Tensões efetivas	c', ϕ' e u_0	Triaxial CD
			Cisalhamento Direto
			Triaxial CU com medida de poropressão
			Ensaio de Torção

Fonte: Gerscovich (2009).

É importante observar que um solo não saturado sujeito a processo de umedecimento perde a contribuição da parcela de sucção, sendo a saturação completa a condição mais crítica.

2.5 Métodos de análise de estabilidade

De acordo com CESEC/UFPR (2016) os objetivos da análise de estabilidade são:

1. Averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de sollicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;

2. Averiguar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando-se a influência de modificações propostas. Análise de

sensibilidade. Estudo da influência relativa de parâmetros, como por exemplo, de resistência, variando-se as condições de fluxo;

3. Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se subsídios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais, ou seja, a retroanálise da estabilidade;

4. Executar projetos de estabilização de taludes já rompidos, investigando as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;

5. Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais ou decorrentes da ação do homem, tais como, terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas, execução de obras, etc.;

6. Entender o desenvolvimento e forma de taludes naturais e os processos responsáveis por diferenças em características naturais regionais. Retrabalhamento da crosta terrestre.

As técnicas de análise de estabilidade podem ser divididas em dois grandes grupos: a análise probabilística e as análises determinísticas.

2.5.1 Análises probabilísticas

Requer conhecimento das distribuições de probabilidade ou das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias associadas ao problema. O número de dados disponíveis e o grau de dispersão dos mesmos em relação a uma média afetam sensivelmente a probabilidade calculada.

A interdependência de fatores, como exemplo, o grau de intemperismo x resistência; a intensidade de chuva x tipo de solo x variações de resistência; a inclinação do talude x tipo de solo x condições de drenagem; etc. juntamente com números pequenos de informações tornam as análises probabilísticas, no momento, restritas do ponto de vista de aplicação prática na previsão de problemas de ruptura de um modo geral. Porém, com o progresso dos estudos nos últimos anos, estas análises encontram-se em expansão. As

análises probabilísticas são essenciais para a confecção de Mapas de Potencial de Ruptura, Mapas de Risco de Ruptura, Mapas de Ocupação/Aproveitamento de solos, e outros (CESEC/UFPR, 2016).

2.5.2 Análises determinísticas

Realizadas em função do fator ou coeficiente de segurança (FS), que pode por sua vez ter diversas definições. Cada definição de FS pode implicar em um diferente valor (CESEC/UFPR, 2016):

a) Fator que minora os parâmetros de resistência ao cisalhamento (em termos de tensões efetivas), equação 1:

$$\tau = \frac{c'}{F_1} + \sigma' \cdot \frac{tg\phi'}{F_2}, \quad \text{com } F = F_1 = F_2 \quad (1)$$

b) Fator que minora a resistência ao cisalhamento (em termos de tensões totais), equação 2:

$$\tau = \frac{c}{F_3} + \sigma \cdot \frac{tg\phi}{F_4}, \quad \text{com } F = F_3 = F_4 \quad (2)$$

c) Relação entre momentos resistente (M_R) e atuante (M_A), (para superfície de ruptura circular), equação 3:

$$FS = \frac{M_R}{M_A} \quad (3)$$

d) Relação entre forças resistente (F_R) e atuante (F_A) (Fundações), equação 4:

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \quad (4)$$

e) Relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões cisalhantes atuantes no maciço, equação 5:

$$FS = \frac{(\text{Resistência ao Cisalhamento})}{(\text{Tensões Atuantes})} \quad (5)$$

As análises determinísticas envolvem os seguintes métodos: análise limite, análise em termos de tensão-deformação, e equilíbrio limite.

2.5.2.1 Análises limites

Baseiam-se no uso das teorias de limite inferior e superior da Teoria da Plasticidade. Os problemas envolvidos neste tipo de análise são:

- i. Limite Inferior: definição de campo de tensões admissíveis realísticos;
- ii. Limite Superior: definição de modo de ruptura “a priori” (forma da superfície de ruptura) realístico (CESEC/UFPR).

2.5.2.2 Tensão – deformação

Esta solução envolve métodos numéricos, sendo o MEF – Método dos Elementos Finitos – o mais comum. Esta solução requer:

- i. Perfil geotécnico (geometria do problema, incluindo estratigrafia);
- ii. Processo de formação do solo;
- iii. Determinação e modelagem das características de tensão – deformação (como esta geralmente é uma tarefa bastante complicada, a representatividade do modelo para solos naturais pode ficar prejudicada) (CESEC/UFPR, 2016).

2.5.2.3 Equilíbrio limite

Na classe de métodos de equilíbrio limite existem diversas variantes, conforme a Tabela 3 abaixo (MASSAD, 2010):

Tabela 3. Métodos do equilíbrio limite.	
Método do círculo de atrito	
Método das cunhas	
	Método de Fellenius
Método Sueco	Bishop simplificado
	Método de Morgenstern-Price

Fonte: MASSAD (2010).

CESEC/UFPR (2016) aponta que os métodos de equilíbrio limite partem dos seguintes pressupostos:

- a) assume-se a existência de uma superfície de ruptura bem definida;
- b) a massa de solo ou rocha encontra-se em condições de ruptura generalizada iminente (i.e., em um estado de equilíbrio limite);
- c) assume-se um critério de ruptura (em geral Mohr-Coulomb), o qual é satisfeito ao longo de toda a superfície de ruptura.

Massad (2010) acrescenta que:

- a) o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- b) as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- c) o coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

CESEC/UFPR (2016) especifica que o objetivo deste método é encontrar a superfície crítica de ruptura, ou seja, a que corresponde ao menor valor de FS. A análise por equilíbrio limite engloba os chamados métodos tradicionais, divididos em 2 grupos:

- Perfis homogêneos: para superfícies de ruptura circulares (hipótese compatível com a consideração de talude/fundação constituído por um único material). Geralmente utilizados para análises em termos de tensões totais. São métodos de análise expedita (sem justificativa atual para uso em projetos/retroanálises, pois são ultrapassados). Ex: Métodos de Taylor (1948) e Fröhlich (1955).

- Perfis quaisquer: englobam os chamados métodos de fatias.

a) Métodos Simplificados: Fellenius, Bishop, Janbu;

b) Métodos rigorosos: Spencer, Morgenstern e Price), Sarma.

Marangon (2006) explica que o fator de segurança pode variar com o tempo, conforme facilmente se verifica na prática, uma vez que um talude pode passar anos sem se deslizar e em um determinado momento ou situação ter as suas condições de estabilidade alteradas. O conceito e o significado do fator de segurança teria um significado maior (mais amplo e adequado) se fosse definido em termos probabilístico, em que se teria condições de definir os períodos de recorrência e um intervalo de confiança para o cálculo. Esta forma de abordagem começa agora a ser estudada com mais intensidade no Brasil.

De acordo com a NBR 11682/1991 a ruptura tende a ocorrer, em termos de observações gerais, ao que segue:

- a) No caso de solos razoavelmente homogêneos, sem estratos definidos, as rupturas tendem a formar superfícies cilíndricas, conchoidais ou mistas;
- b) Terrenos residuais em vários graus de intemperismo, em estratos bem definidos, tendem a rupturas planares (simples ou compostas);
- c) Solos com predominância de coesão tendem à formação de superfícies de rupturas mais profundas, enquanto os não-coesivos podem romper-se segundo superfícies mais próximas do talude;
- d) No caso de solos expansivos pela presença de minerais do grupo montmorilonita, deve ser considerado o efeito de colapsividade, com formação de “ruptura progressiva”.

Massad (2010) relata que os métodos para a análise de estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação

geral de “métodos de equilíbrio limite”. Com base no conhecimento das forças atuantes, determinam-se as tensões de cisalhamento induzidas, por meio das equações de equilíbrio. A análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão. A observação dos escorregamentos na natureza levou as análises a considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas (Método Sueco), ou em cunhas (Método das Cunhas).

A partir de 1916, motivados pelo escorregamento que ocorreu no cais de Stigberg, em Gotemburgo, os suecos desenvolveram os métodos de análise hoje em uso, baseados no conceito de "equilíbrio-limite", tal como foi definido acima. Constataram que as linhas de ruptura eram aproximadamente circulares e que o escorregamento ocorria de tal modo que a massa de solo instabilizada se fragmentava em fatias ou lamelas, com faces verticais. O conceito de "círculo de atrito" e a divisão da massa de solo em "lamelas" (ou fatias) já eram praticadas naquele tempo, e o que Fellenius fez, na década de 1930, foi estender a análise para levar em conta também a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, além de considerar casos de solo estratificado.

No estudo da estabilidade de taludes naturais define-se o coeficiente de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ_{mob}), esta última obtida por meio das equações de equilíbrio, isto é, equação 6, e τ , em termos de tensões efetivas, dada na equação 7.

$$FS = \tau / \tau_{mob} \quad (6)$$

$$\tau = c' + \sigma' tg\phi' \quad (7)$$

Evidentemente não se conhece a posição da linha de ruptura ou da “linha crítica”, isto é, da linha à qual está associado o coeficiente de segurança mínimo, o que se consegue por iterações. Atualmente essa tarefa é facilitada graças aos recursos computacionais. (MASSAD, 2010).

Gerscovich (2009) descreve que o fator de segurança admissível (FS_{adm}) de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil. A definição do valor admissível para o fator de segurança vai depender, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas.

Também, a NBR 11682/1991 explica que o grau de segurança necessário ao local resultará do julgamento das consequências que poderão advir da instabilidade de um talude, classificando-o em três grupos como:

- Alto grau de segurança, exigido no caso de proximidade de edificações habitacionais, instalações industriais, obras de arte, entre outros;
- Médio grau de segurança, possível em todos os casos citados anteriormente quando houver, entre o talude e o local a ser ocupado, espaço de utilização não permanente, considerado como área de segurança;
- Baixo grau de segurança, adotável desde que sejam instituídos procedimentos capazes de prevenir acidentes em rodovias, túneis em fase de escavação, minas, bacias de acumulação de barragens, canteiros de obra em geral.

Os modelos matemáticos utilizam os padrões relacionados na Tabela 4 para avaliação dos parâmetros de segurança, em função dos métodos empregados e do grau de segurança necessário ao local.

Tabela 4. Grau de segurança do talude.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio limite
	Acréscimo mínimo de segurança
alto	50%
médio	30%
baixo	15%

Notas: a) Valores diferentes devem ser justificados.

b) Aplicáveis a tipos de instabilidade com mecanismo definido.

Fonte: NBR 11682/1991.

Por fim, a NBR 11682/1991 também cita sobre a obra de proteção complementar, ou seja, para evitar a erosão:

a) no caso de adoção de revestimento protetor vegetal, é necessário que a espécie utilizada não invada as canaletas, para evitar o aumento do custo da manutenção;

b) o solo deve ser estudado do ponto de vista agrônomo, visando à adequação da espécie vegetal protetora e à previsão de técnicas para a melhoria da eficiência na implantação e na conservação do revestimento vegetal.

2.6 Análise da estabilidade

O método de Bishop é o mais utilizado na prática da engenharia. Sua popularidade se deve ao fato de que produz resultados confiáveis, sua precisão e ao esquema não muito complexo de cálculos (MANUAL DE GEOTECNIA, 1991). Caputo (2000) esclarece que os solos que possuem atrito e coesão ($\phi \neq 0$ e $c \neq 0$) aplica-se mais frequentemente o método das fatias.

Um balanço das forças atuantes e resistentes permite estabelecer o número de incógnitas e de equações disponíveis, no caso de haver n lamelas (MASSAD, 2010).

Examinando as incógnitas e equações disponíveis, observa-se que o problema é estaticamente indeterminado; isto é, o número de incógnitas ($6n-2$) é superior ao de equações ($4n$), como mostra a Tabela 5. Com isso, os diversos métodos aplicam hipóteses simplificadoras no sentido de reduzir o número de equações. Uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para $(5n-2)$. Assim sendo, os métodos indicam $(n-2)$ hipóteses de forma a tornar o problema estaticamente determinado (GERSCOVICH, 2009).

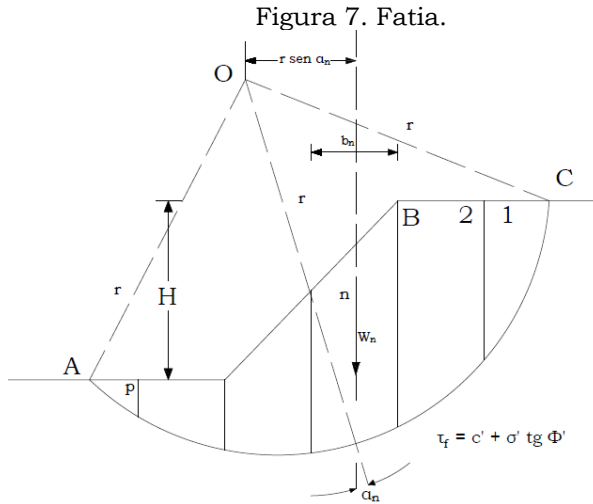
Tabela 5. Equações e incógnitas das fatias.

Equações	Condições
n	Equilíbrio de momento para cada fatia
2n	Equilíbrio de forças em duas direções (para cada fatia)
n	Relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal efetiva de Mohr-Coulomb
4n	Número total de equações
Incógnitas	Variáveis
1	Fator de Segurança
n	Força normal na base de cada fatia
n	Localização da força normal
n	Força de cisalhamento na base de cada fatia
n-1	Força entre fatias
n-1	Inclinação da força entre fatias
<u>n-1</u>	Localização da força entre fatias (linha de pressão)
6n-2	Número total de incógnitas

Fonte: Gerscovich (2009).

2.6.1 Método comum das fatias

Das (2011) deduz a equação do método comum das fatias. A análise de estabilidade pode ser explicada com o uso da Figura 7, na qual AC é um arco de círculo representando a superfície de ensaio de ruptura. O solo acima da superfície de ruptura é dividido em várias fatias verticais. A largura de cada fatia não precisa ser igual. Considerando um comprimento unitário (1m) perpendicular à seção transversal mostrada (Figura 7), as forças que atuam em uma fatia típica (enésima fatia) são mostradas na Figura 8. W_n é o peso da fatia.

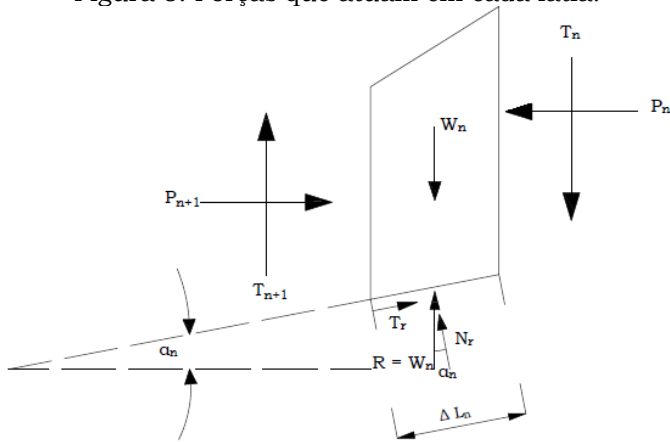


Fonte: Autor.

As forças N_r e T_r , respectivamente, são as componentes normal e tangencial da reação R. P_n e P_{n+1} são as forças normais que atuam nas faces da fatia. De forma similar, as forças de cisalhamento que atuam nas faces das fatias são T_n e T_{n+1} . Para simplificar, assume-se que o valor da poropressão é zero. As forças P_n , P_{n+1} , T_n e T_{n+1} são de difícil determinação. Entretanto, pode-se fazer uma estimativa aproximada de que as resultantes de P_n e T_n tem magnitudes iguais em relação às resultantes de P_{n+1} e T_{n+1} e que suas linhas de ação são coincidentes.

Esta simplificação, segundo Bishop, introduz um erro para mais no valor de FS da ordem de 15% em comparação com o método comum das fatias (CAPUTO, 2000).

Figura 8. Forças que atuam em cada fatia.



Fonte: Autor.

Considerando o equilíbrio na direção normal a base, tem-se a equação 8:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (8)$$

A força de cisalhamento de resistência pode ser expressa pela equação 9, sendo a tensão normal efetiva (σ') descrita como na equação 10:

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS} = \frac{1}{FS} [c' + \sigma' tg \phi'] \Delta L_n \quad (9)$$

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (10)$$

Para o equilíbrio da cunha tentativa ABC, o momento da força motriz em relação à O é igual ao momento da força de resistência, também em relação a O, descritos nas equações 11 ou 12:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} \left(c' + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} tg \phi' \right) (\Delta L_n) (r) \quad (11)$$

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c'\Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (12)$$

Nota-se que o valor de α_n pode ser positivo ou negativo. O valor de α_n é positivo quando a inclinação do arco estiver no mesmo quadrante que a inclinação do talude. Para encontrar o fator de segurança mínimo – ou seja, o fator de segurança para o círculo crítico – devem-se fazer várias tentativas mudando o centro do círculo de ensaio. Isso é chamado, geralmente, de método comum das fatias.

2.6.2 Método das fatias simplificado de Bishop

Das (2011) apresenta que em 1955 Bishop propôs uma solução mais refinada para o método comum das fatias. Nesse método, o efeito das forças nas faces de cada fatia é levado em conta só até certo ponto. Estuda-se este método fazendo referência à análise do talude apresentado na Figura 7. Sendo $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ e $T_n - T_{n+1} = \Delta T$ pode-se escrever a equação 13:

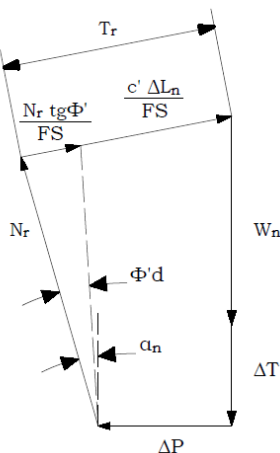
$$T_r = N_r (\operatorname{tg} \phi'_d) + c'_d \Delta L_n = N_r \left(\frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS} \right) + \frac{c' \Delta L_n}{FS} \quad (13)$$

A Figura 9 mostra o polígono de forças para o equilíbrio da n ésima fatia. Somando as forças na direção vertical, obtém-se as equações 14 e 15:

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \operatorname{tg} \phi'}{FS} + \frac{c' \Delta L_n}{FS} \right] \operatorname{sen} \alpha_n \quad (14)$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c' \Delta L_n}{FS} \operatorname{sen} \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{sen} \alpha_n}{FS}} \quad (15)$$

Figura 9. Polígono de forças para o equilíbrio.



Fonte: Autor.

Para o equilíbrio da cunha ABC (Figura 7), calculando os momentos em relação a O, tem-se as equações 16, 17 e 18:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \operatorname{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (16)$$

$$T_r = \frac{1}{FS} (c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi') \Delta L_n \quad (17)$$

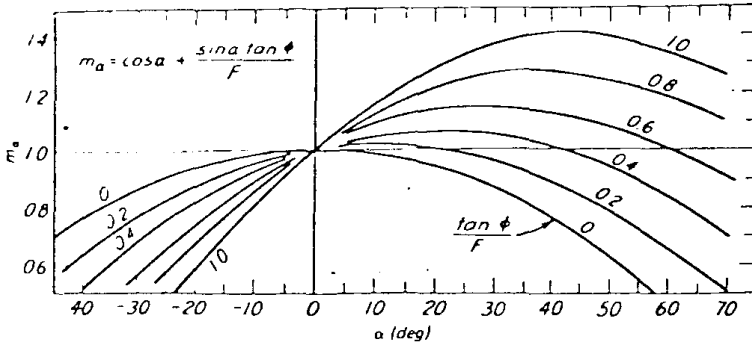
$$= \frac{1}{FS} (c' \Delta L_n + N_r \operatorname{tg} \phi') \quad (18)$$

A substituição das equações 15 e 18 na equação 16 fornece as equações 19 e 20:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \operatorname{tg} \phi' + \Delta T \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (19)$$

$$m_{\alpha(n)} = \operatorname{cosec} \alpha_n + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{sen} \alpha_n}{FS} \quad (20)$$

A Figura 10 mostra a variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $\operatorname{tg} \phi' / FS$.

Figura 10. Variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $\text{tg}\phi'/\text{FS}$.

Fonte: Gerscovich (2009).

Conforme Caputo (2000) uma solução aproximada consiste em admitir que R_{n-1} e R_{n+1} são iguais, da mesma direção e sentidos opostos. Esta é a hipótese simplificadora do procedimento devido a Petterson e Hultin, e posteriormente desenvolvido por Fellenius, que, como se verifica, despreza a ação mútua entre as fatias.

Para simplificar adota-se $\Delta T = 0$ sem maior prejuízo, pois o erro resultante no valor de FS, segundo Bishop, é da ordem de apenas 1%, comparado com o cálculo através do método de Bishop sem a simplificação. Assim, o método simplificado não considera as forças de cisalhamento entre as fatias e a equação 19 se torna a equação 21, (DAS, 2011):

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \text{tg} \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen} \alpha_n} \quad (21)$$

Observa-se que o termo FS está presente em ambos os lados da equação 19 e, então deve-se adotar um procedimento de tentativa e erro para encontrar o valor de FS, pois este método não é linear. Várias superfícies de ruptura devem ser investigadas para encontrar a superfície crítica que fornece o fator de segurança mínimo.

O método simplificado de Bishop é provavelmente o mais utilizado. Quando incorporado a programas de computador, na maioria dos casos apresenta resultados satisfatórios (DAS, 2011).

2.6.3 Método das fatias simplificado de Bishop considerando a percolação

Para a percolação em regime permanente através de taludes, que é a situação em muitos casos, a poro pressão deve ser levada em conta quando os parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento são utilizados.

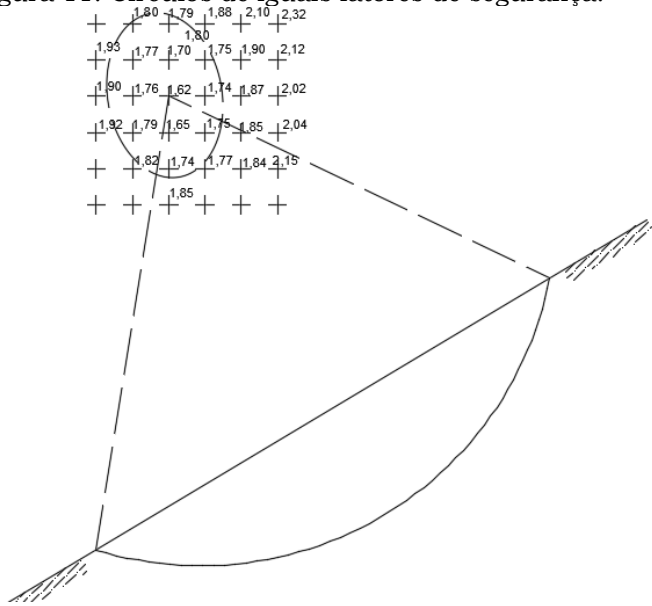
Considerando os efeitos da percolação em regime permanente, a equação 19 é, então, ligeiramente modificada e expressa por meio da equação 24:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' b_n + (W_n - u_n b_n) t g \phi'] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen} \alpha_n} \quad (22)$$

Marangon (2006) recomenda, como procedimento prático no cálculo através de planilhas eletrônicas, dividir o talude em cerca de dez lamelas; a partir deste valor há pouco ganho na precisão e um considerável aumento dos cálculos. Cada par de valores, centro e raio de um círculo hipotético, conduz a um valor de fator de segurança. O valor crítico será obtido por tentativas. Desenhado o talude em escala, determina-se uma malha de centros potenciais; em seguida, escolhe-se um centro e um raio que determinarão uma superfície de deslizamento e calcula-se o fator de segurança para esta superfície. Escolhe-se um novo centro e repetem-se os passos anteriores, até percorrer toda malha desejada.

Após a determinação dos valores mínimos de FS para cada centro, traçam-se curvas que unem os fatores de segurança iguais (como se faz com as curvas de nível de topografia) com o intuito de determinar a posição do centro que fornece o menor deles, conforme pode ser visto na Figura 11.

Figura 11. Círculos de iguais fatores de segurança.



Fonte: Marangon (2006).

2.7 Obras de estabilização de taludes

Conforme Massad (2010), na natureza, os coeficientes de segurança estão em torno de 1 para situações críticas, isto é, chuvas intensas e prolongadas, infiltração de água e saturação do solo, portanto, a intervenção do homem deve ser planejada para alterar o mínimo possível a geometria da encosta. Deve-se minimizar os cortes, valendo-se, quando possível, de níveis diferenciados de escavações, acompanhando a declividade da encosta ou seguindo o modelado do relevo da área.

Nos projetos de estabilização o fundamental é atuar sobre os mecanismos instabilizadores. Assim, atacando a causa com obras ou soluções de alto efeito não só se ganha em tempo como efetivamente em custo e segurança. Se a ação instabilizadora é a percolação interna do maciço, devem ser convenientes obras de drenagem profunda e/ou

impermeabilização a montante do talude; os efeitos da erosão podem ser combatidos com a proteção vegetal.

A NBR 11682/1991 relata que o uso de gramíneas, leguminosas e outras espécies para proteção contra a erosão é condicionado a sistemas radiculares densos, combinados com a rede de drenagem, sem obstrução. Se o deslizamento ocorrer por efeito de forças gravitacionais, o retaludamento deve ser a primeira opção a ser pensada devido ao seu custo e facilidade de execução. Nas obras de estabilização é importante considerar as soluções mais simples, às vezes, elas são as mais adequadas. As obras mais caras só se justificam quando o processo de instabilização não pode ser controlado pelas obras mais simples (MARANGON, 2012).

Há situações em que uma obra vai colocar em risco a estabilidade de uma encosta. Nesses casos, o projetista tem de pensar em uma solução de estabilização que permita a execução da obra de forma segura e econômica. Serão apresentados, a seguir, alguns dos processos de estabilização de encostas. Para a NBR 11682/1991, essas soluções são classificadas em dois grupos: obras e providências para proteção contra os processos indutores de estabilidade, e obras de estabilidade propriamente ditas (com ou sem elementos de contenção).

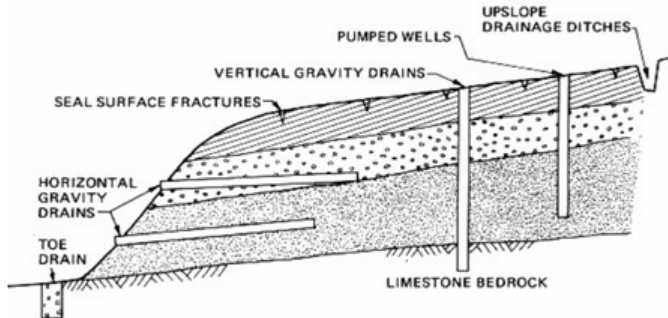
2.7.1 Drenagem

Gerscovich (2009) salienta que devido aos inúmeros efeitos que a água pode exercer sobre um maciço de solo ou de rocha (aumento do peso específico do material, aumento da poropressão e conseqüente diminuição da pressão efetiva, forças de percolação, subpressão e outros), é extremamente necessário que se tomem os cuidados recomendados quanto à drenagem adequada do terreno.

Devem ser instaladas no talude canaletas para recolhimento da água superficial. Quanto à água no interior do talude, a mesma poderá ser recolhida através de drenos. Os drenos podem ser basicamente de dois tipos: de subsuperfície, para drenar a água que se encontra logo atrás do paramento, e drenos profundos, para que água do

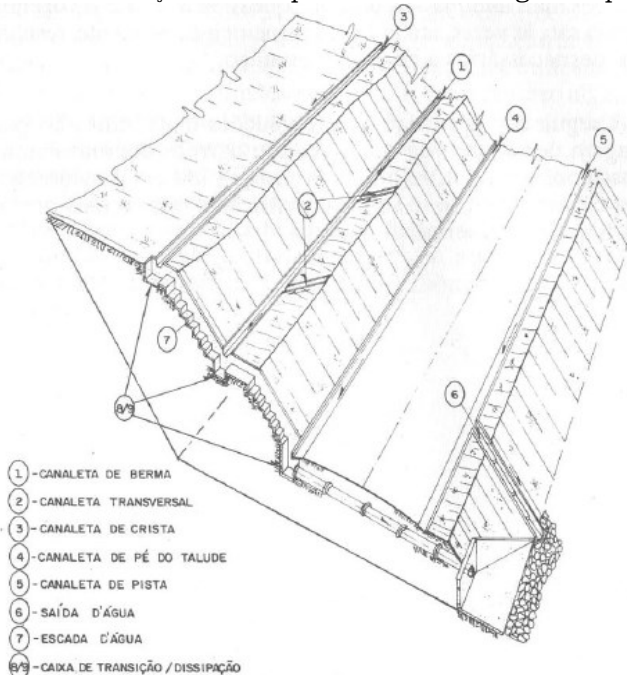
interior do maciço possa escoar para fora do mesmo (Figura 12 e Figura 13).

Figura 12. Esquema de drenos sub-horizontais e verticais utilizados na coleta da água subterrânea.



Fonte: CESEC/UFPR (2016).

Figura 13. Indicação dos dispositivos de drenagem superficial.



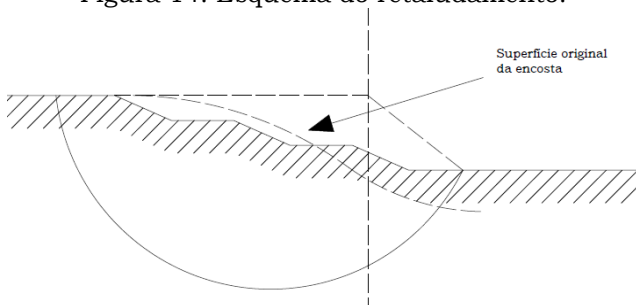
Fonte: Manual de Geotecnia (1991).

2.7.2 Retaludamento

Consiste em alterar a geometria do talude, quando houver espaço disponível, fazendo-se um jogo de pesos, de forma a aliviá-los junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude (Figura 14). Assim, uma escavação ou corte feito junto à crista do talude diminui uma parcela do momento atuante; analogamente, a colocação de um contrapeso (berma) junto ao pé do talude tem um efeito contrário, estabilizador.

Em certas situações, como por exemplo quando o horizonte instável é uma capa delgada de solo, é mais econômico e mais fácil alterar a geometria do talude pela remoção do material instável (MASSAD, 2010).

Figura 14. Esquema do retaludamento.



Fonte: Autor.

2.7.3 Impermeabilização superficial

A finalidade deste processo é evitar ou diminuir a infiltração das águas de chuvas, pela pintura com material asfáltico, por exemplo. Em áreas mais restritas, pode-se usar concreto projetado (gunita). O inconveniente dessa solução refere-se ao seu desagradável efeito estético: em vez do verde das plantas, passa-se a ter na paisagem a cor do asfalto ou do concreto. Além disso, requer manutenção, pois a pintura de recobrimento deteriora-se com o tempo, abrindo espaço para a passagem de água (MASSAD, 2010).

2.7.4 Solos reforçados

Quando se trata de recomposição de taludes rompidos, pode-se lançar mão de aterros compactados. Por vezes, esses taludes são íngremes, até mesmo verticais. Para garantir a estabilidade, pode-se reforçar o solo compactado com a inserção ou inclusão de materiais resistentes à tração. Esses materiais podem ser rígidos, como as tiras metálicas usadas na técnica da terra armada, ou extensíveis, como os chamados produtos geossintéticos. Dentre esses produtos, citam-se as mantas de geotêxtil e as geogrelhas. Qualquer tendência de movimento do maciço implicará a solicitação de reforços, por tensões cisalhantes no contato com o solo compactado. As tiras têm de se estender além da superfície crítica de escorregamento. A construção é feita de baixo para cima, com a inserção dos reforços entre camadas de solo compactado. Os custos são relativamente elevados, pois alguns desses reforços são importados ou patenteados.

A obra é concluída com a construção de um paramento de concreto armado, ou de elementos pré-fabricados, ou de concreto projetado, que forma, juntamente com o reforço, um verdadeiro muro de arrimo. Daí pode-se falar em muro de terra armada e muro de solo reforçado com geossintéticos. Cuidados devem ser tomados com a drenagem interna, através de barbacãs, e superficial, com canaletas convenientemente dispostas.

Esse campo de solos reforçados é muito fértil, pois está aberto à criatividade e à engenhosidade. Outros tipos de muros empregados, além dos citados são: a) muros de pedras argamassadas; b) muros de gabiões; c) muros de solo-cimento compactado ou ensacado; d) muros de solos compactados, reforçados com pneus.

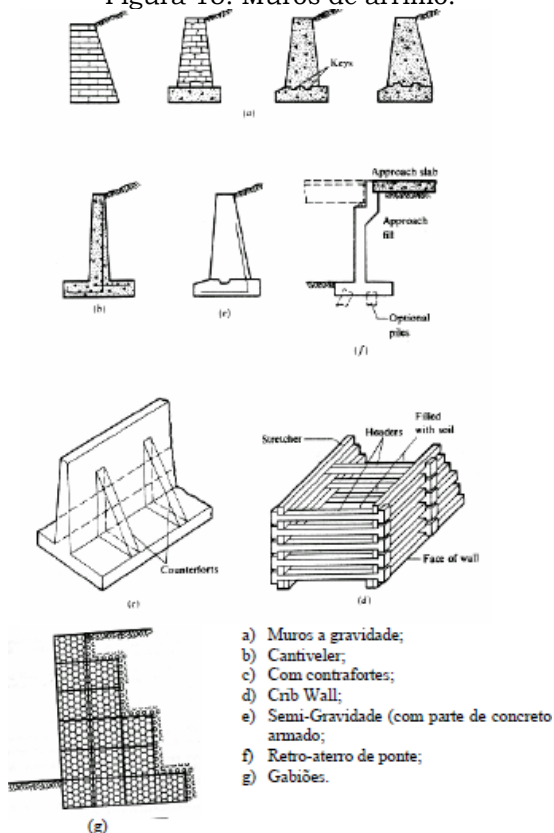
Para o caso de solos reforçados com tiras ou inserções extensíveis, procede-se inicialmente a uma verificação de estabilidade externa, como se faz com qualquer muro de arrimo, considerando os seguintes modos de ruptura: escorregamento, tombamento e ruptura de fundação. Em seguida, é feita a verificação de estabilidade

interna, visando garantir a segurança contra a ruptura e o arrancamento do reforço (MASSAD, 2010).

2.7.5 Muros de arrimo

São paredes que servem para conter massas de terra. Podem ser de diversos tipos e funcionar de diferentes maneiras (CESEC/UFPR, 2016).

Figura 15. Muros de arrimo.



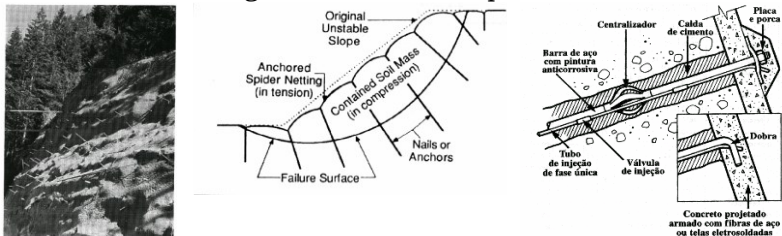
Fonte: CESEC/UFPR (2016).

2.7.6 Solos grampeados

Consiste na introdução de barras metálicas, revestidas ou não, em maciços naturais ou em aterros. Sua execução é composta das seguintes fases: perfuração do maciço, introdução da barra metálica no furo e preenchimento do mesmo com nata de cimento.

A cabeça do prego pode ser protegida, bem como a face do talude, com argamassa de cimento ou com concreto jateado. Os grampos não são protendidos, sendo solicitados somente quando o maciço sofre pequenos deslocamentos.

Figura 16. Solo Grampeado.



a) Talude grampeado – obra concluída;

b) Esquema de talude grampeado, com face protegida por geossintético;

c) Detalhes dos grampos.

Fonte: CESEC/UFPR (2016).

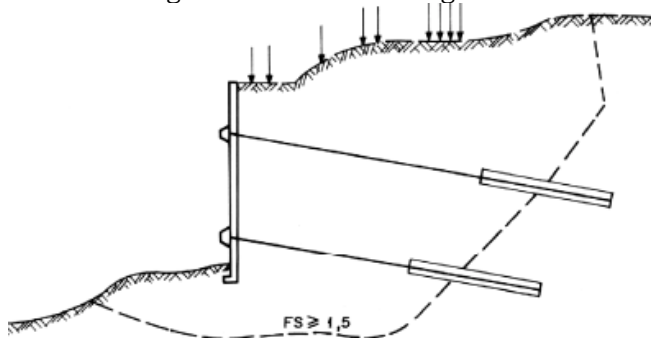
2.7.7 Cortina atirantada

Consiste numa parede de concreto armado, através dos quais o maciço é perfurado, sendo introduzidas nos furos barras metálicas (tirantes). Após o posicionamento destas barras, é introduzida nas perfurações nata de cimento a alta pressão, que penetra nos vazios do solo, formando um bulbo, e ancorando as barras metálicas. Passado o tempo de cura da nata de cimento, os tirantes são protendidos e presos na parede de concreto, o que faz com que esta estrutura seja “empurrada” contra o maciço (CESEC/UFPR, 2016).

Para Massad (2010) o processo executivo envolve, numa primeira fase, a perfuração do solo, a introdução do tirante e a injeção de nata de cimento para formar o bulbo de ancoragem. Numa segunda fase, após o endurecimento da nata de cimento, os cabos do tirante são protendidos e ancorados junto às placas de concreto (ancoragem ativa). Por vezes, é necessário associar a essas cortinas atirantadas um sistema de drenagem, para aliviar os efeitos das pressões neutras, ou então considera-las nos cálculos de estabilidade. Os custos são elevados e a execução demanda tempo e requer pessoal e equipamentos especializados. A permanência, ao longo do tempo, das cargas dos tirantes, bem como a corrosão do aço, são ainda assuntos de controvérsia. A proteção com tintas anticorrosivas visa a contornar essas dificuldades, as quais estão previstas na NBR 5629/1996.

A carga necessária nos tirantes pode ser determinada por equilíbrio estático, por métodos como o de Culmann, por exemplo, ou o de Bishop Simplificado. O comprimento dos tirantes deve ser tal que os seus bulbos estejam além do plano ou da superfície de escorregamento. A NBR 5629/1996 cita que o centro das ancoragens em solo deve ser colocado sobre ou além da superfície de deslizamento, de acordo com a Figura 17.

Figura 17. Estabilidade global.



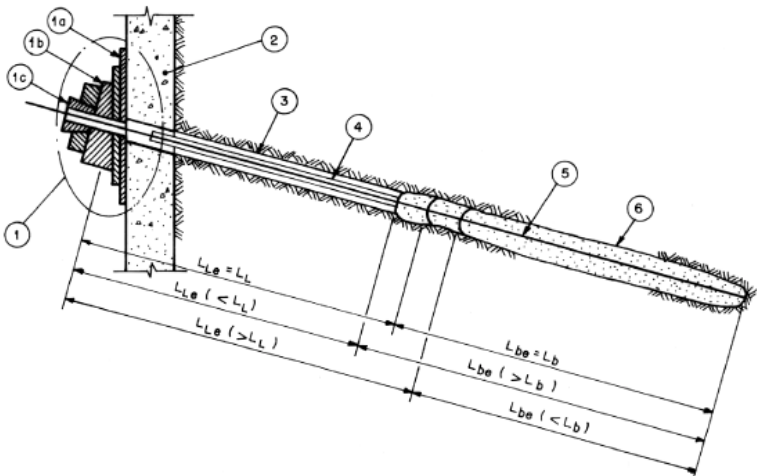
Fonte: NBR 5629/1991.

O comprimento do tirante como especificado pela NBR 5629/1996 foi resumido por Rodrigues (2011):

- comprimento livre mínimo: $l_1 = 3,00\text{m}$;
- altura do aterro mínima sobre o início ou ponto médio do trecho de ancoragem: $h_{\text{aterro}} \geq 5,00\text{m}$;
- recomenda-se espaçamento horizontal (e) $\geq 1,3\text{m}$.

Usualmente, a implantação de tirantes é adequada quando se deseja manter o comprimento horizontal do terreno, assim em algumas obras o alto custo pode gerar benefícios, quando não se dispõe de áreas úteis para adotar outras medidas.

Figura 18. Detalhes de um tirante.



- | | |
|--|---------------------------|
| 1 - Cabeça | 3 - Perfuração do terreno |
| 1a - Placas de apoio (uma ou mais chapas, groute, etc.) | 4 - Bainha |
| 1b - Cunha de grau (metálica, groute ou concreto armado) | 5 - Aço, fibra, etc. |
| 1c - Bloco de ancoragem (parafuso, cunha, etc.) | 6 - Bulbo de ancoragem |
| 2 - Estrutura ancorada | |
- Fonte: NBR 5629/1996 (2016).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Caracterização do local

A NBR 11682/1991 cita que as investigações preliminares têm como objetivo determinar:

- a) as características do local e o grau de segurança necessário;
- b) a conveniência de obra de estabilização, no caso de se tratar de terreno apresentando indícios de instabilidade, inclusive o diagnóstico preliminar desta;
- c) as investigações geotécnicas, geológicas, entre outras, abrange levantamentos geomorfológicos, topográficos e geoidrológicos.

Neste trabalho as características do solo foram feitas por retroanálise (coesão, ângulo de atrito e peso específico) em função de dados de solos similares já estudados.

Ainda, de acordo com a NBR 11682/1991:

- a) a fixação do grau de segurança adequado à estabilidade do talude, tendo em vista a sua localização e as consequências da ruptura (alto, médio ou baixo risco);
- b) a observação cuidadosa das condições locais, visando a aquilatar a necessidade de medidas de emergência. Estas têm por finalidade minorar as consequências de instabilidade muito graves, envolvendo áreas habitadas, instalações industriais, obras viárias, sistemas ecológicos, cursos d'água, bacias, reservatórios, etc.;
- c) o julgamento cuidadoso das condições locais e verificação da necessidade de obras de emergência para impedir-se a progressão do fenômeno no caso de instabilidade já deflagrada;
- d) o diagnóstico preliminar ou a elaboração das hipóteses mais prováveis das causas da instabilidade, já deflagrada ou em potencial, assim como o mecanismo de

desenvolvimento desta, sua forma, área e profundidade atingidas ou provavelmente envolvidas.

Para CESEC/UFPR (2016) não se pode normatizar o projeto de estabilização de taludes, pois cada problema é único, tendo-se em vista a natureza dos solos (materiais naturais) e o local onde se encontram. Para se poder projetar adequadamente um talude que seja estável, deve-se levar em consideração os dados de investigação de campo, ensaios de laboratório, análises de estabilidade efetuadas, a forma de execução da obra e sua manutenção. E, principalmente, o engenheiro deve utilizar sua experiência. Muitas vezes, com uma simples modificação de geometria do talude, pode-se torná-lo estável. Outras vezes, é necessária a execução de obras complexas de engenharia.

Assim, foi verificado com a Igreja a necessidade de preservar a área útil e adotou-se a solução com tirantes visto que a instabilidade poderia se agravar, colocando as crianças da escola em situação de risco. Não seria possível utilizar muros de gravidade ou outras estruturas que possuíssem muita massa, pois visto que as condições se agravaram devido as chuvas e inclinação natural acentuada, maior massa representaria maiores esforços instabilizantes. As condições exigiam medidas imediatas e eficazes.

Ressalta-se pela NBR 11682 que a retroanálise de processos de instabilidade visa à determinação das causas da instabilidade e de parâmetros equivalentes de resistência do terreno. Deve ser desenvolvida considerando-se as investigações procedidas, a geometria e o mecanismo de ruptura. Deve haver a condição de instabilidade ainda existente, da possibilidade de progressão da ruptura do talude ou de movimentação de massa, isto é, a determinação do grau de risco remanescente.

Usando-se os métodos matemáticos de análise, baseados no equilíbrio-limite, pode-se adotar o fator de segurança "1" se, por meio de controle efetuado, verificar-se que houve diminuição da velocidade de deslizamento (segundo as superfícies de ruptura ou de movimentação de massa de terreno) a valores indicativos de que foi atingido

um estágio de equilíbrio transitório. Este estágio será admitido como de equilíbrio-limite.

Em qualquer método de análise adotado, deve ser pesquisada a influência do regime geoidrológico na geometria, mecanismos e causas de instabilidade. Devem ser consideradas também condições severas que possam ter ocorrido na deflagração do processo: poropressão, pressão piezométrica devida a rede de percolação interna, assim como efeitos de subpressão na massa a partir de superfícies preferenciais de percolação em estratos subjacentes.

No caso analisado, pelas fotos obtidas no local, é possível verificar a instabilidade, sua progressão ao longo do tempo e a necessidade de contenção. Ficou evidente que a análise por equilíbrio limite era satisfatória devido ao grau transitório do deslizamento, tendo a flecha do contraforte como a sua indicação. O grau de segurança a adotar é alto, pois está próximo de uma escola com crianças. Antes de ocorrer o terceiro escorregamento em um período de menos de dois dias (meados de maio de 2010), ocorreu uma chuva com intensidade de 257mm. A análise do lençol levou em conta a visita realizada logo após o escorregamento: não sendo possível verificar nenhuma saída de água pelo talude concluiu-se que o lençol freático deveria estar abaixo do pé do talude. Ensaios não foram possíveis de se realizar devido a necessidade de medidas rápidas, pois o solicitante exigia urgência não permitindo tempo para coleta de amostras e análise dos dados.

Guidicini e Iwasa (1976) afirmam que com “índices de pluviosidade acima de 250-300 mm em 72 horas os movimentos em vertente são generalizados tanto em áreas alteradas pela ocupação humana quanto em áreas virgens”.

3.2 Diagnóstico definitivo e concepção do projeto

O diagnóstico definitivo e a concepção de projeto seguem as premissas da NBR 11682/1991. No caso de obras de estabilização em local com instabilidade já ocorrida, devem ser consideradas as seguintes etapas de estudos:

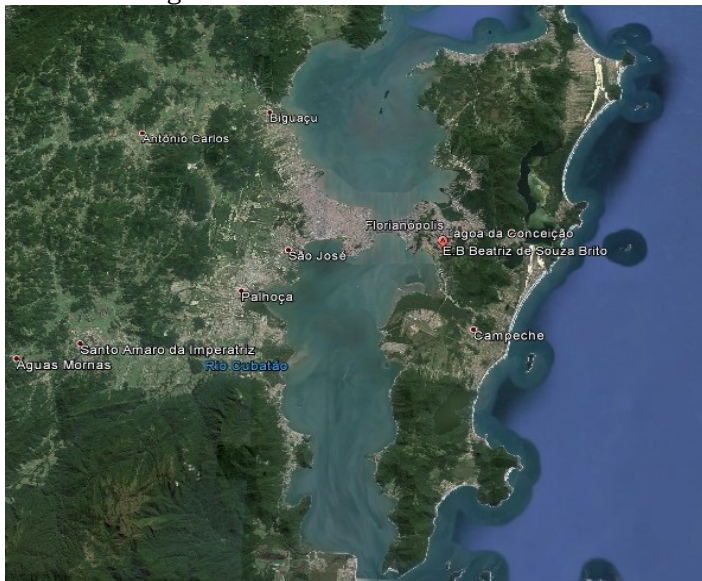
- a) a definição do tipo, geometria e mecanismo de instabilidade;
- b) a retroanálise da instabilidade;
- c) a definição de alternativas de solução;
- d) a avaliação dos parâmetros e índices auxiliares de segurança, de acordo com o grau de segurança necessário ao local, segundo métodos com base em modelos matemáticos com avaliação dos parâmetros de segurança.

3.2.1 Estudo de caso

Este tópico versará sobre o escorregamento do talude do Pantanal, exemplificando as condições do terreno e as medidas adotadas.

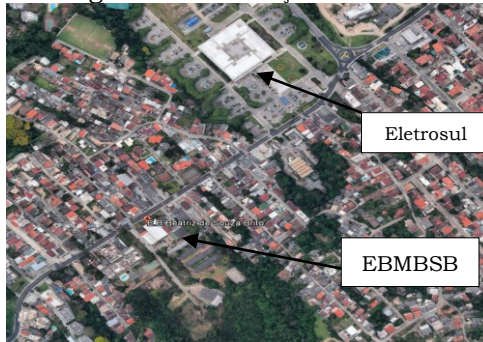
A Escola Básica Municipal Beatriz de Souza Brito (EBMBSB) está situada na Rua Deputado Antônio Edu Vieira, 600, perpendicular à Servidão Crescêncio Francisco Mariano, no bairro Pantanal, na cidade de Florianópolis (Figura 19, Figura 20 e Figura 21).

Figura 19. Ilha de Santa Catarina.



Fonte: Google Earth (2016).

Figura 20. Descrição do local.



Fonte: Google Earth (2016).

Figura 21. Vista da Servidão Crescêncio Francisco Mariano.



Fonte: Google Earth (2016).

Foram realizadas visitas ao local pelo autor sendo possível verificar a cortina atirantada, os gabiões e a berm de equilíbrio (Figura 22), além de se notar a elevada inclinação da Servidão (Rua).

Figura 22. Visita ao local.



- a) Gabião e berma: detalhe da canaleta na base. b) Cortina atirantada.

Fonte: Autor.

Ainda, nota-se que a vegetação já se desenvolveu no local. Por meio do terreno da Igreja foi possível ver os detalhes da drenagem: barbacãs e canaleta de crista (Figura 23).

Figura 23. Visita ao local.



- a) Visão pelo terreno da Igreja de Santo Agostinho da solução de contenção. b) Detalhe da drenagem superficial e profunda.

Fonte: Autor.

Esta estabilidade de taludes foi resolvida com soluções aplicadas em etapas, devido aos diferentes momentos/períodos de ocorrências:

a) Primeiro escorregamento: aconteceu em função das fortes chuvas ocorridas no mês de novembro de 2008. Em um período de cerca de três dias choveu o equivalente a

260mm. A massa deslizante chegou a atingir a parede dos fundos de um dos blocos da EBMBSB, mas sem causar dano material algum; este evento foi agravado devido a drenagem incorreta. Logo após esse evento, foi realizado um projeto, através do qual foi proposta a construção de um muro de gabião. O mesmo foi construído alguns meses após.

b) Segundo escorregamento: esse escorregamento aconteceu no início de 2009, portanto, após a construção do muro de gabião. Foi um evento de pequenas proporções, entretanto o material deslizante foi depositado, sem causar danos materiais (Figura 24).

Figura 24. Segundo escorregamento.



a) Vista frontal do talude; b) Vista ampla.

Fonte: Maccarini (2010).

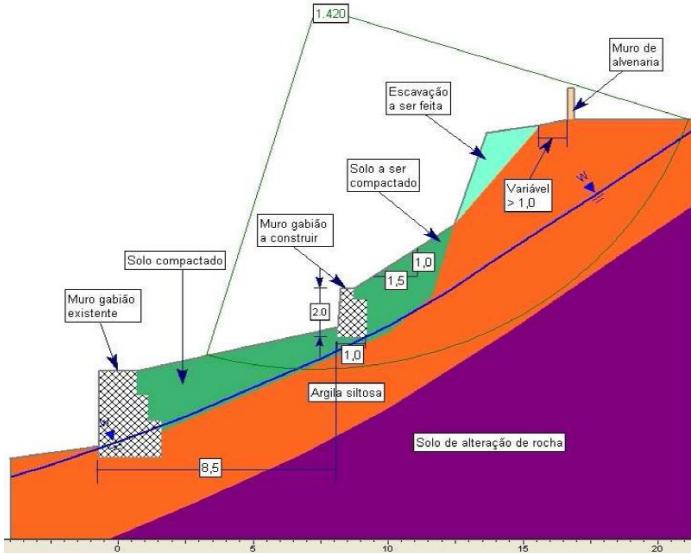
Em função da instabilidade ocorrida, foi proposta uma segunda solução. A mesma consistia na associação de um pequeno muro de gabião à montante do muro existente e um retaludamento da parte entre esse segundo muro e o muro de alvenaria da Igreja (Figura 25).

Nesta figura é possível verificar o coeficiente de 1,420 de estabilidade e a solução adotada.

O processo administrativo da Prefeitura Municipal de Florianópolis para a construção do segundo muro estava em pleno andamento quando ocorreu, em um período de menos de dois dias (meados de maio de 2010), uma chuva com

intensidade de 257mm, a qual causou um deslizamento maior (terceiro escorregamento) e que agravou um pouco mais a situação.

Figura 25. Seção de análise.



Fonte: Maccarini (2009).

c) Terceiro escorregamento: atingiu a fundação do muro de alvenaria pertencente a Igreja (Figura 26).

Figura 26. Vista do terceiro escorregamento.



a) Massa de bloco;
Fonte: Maccarini (2010).



b) Base do muro.

Em seguida, foi verificada a ocorrência de um deslizamento de solo do talude que sobrecarregou o muro de gabião, aumentando a espessura de solo sobre o mesmo e esse veio a sofrer um leve “embarrigamento” e uma leve inclinação (Figura 27).

Figura 27. Inclinação do gabião e amarração na berma.



Fonte: Autor.

O mesmo também apresentou um pequeno deslizamento da sua base. O muro gabião possui uma altura da ordem de 3m no ponto objeto de estudo. Posteriormente, foi providenciado um descarregamento do excesso de peso do talude. Parte do material retirado foi colocada no pé do muro gabião, formando uma espécie de berma de equilíbrio.

A berma foi limitada em todo o seu perímetro por um pequeno muro construído de concreto (Figura 28).

Figura 28. Vista da berma e detalhe da canaleta.



Fonte: Autor.

A massa deslizante foi de pequena proporção e ficou acumulada à montante do muro de gabião existente causando uma flecha horizontal no centro de um dos trechos retos, como mostra a Figura 29.

Figura 29. Efeito do terceiro escorregamento.



a) Vista lateral ampla;
Fonte: Maccarini (2010).



b) Detalhe da flecha.

Do ponto de vista estrutural do muro gabião existente, essa flecha não proporciona insegurança, pois uma característica do gabião é permitir certa deformação, sem perder suas funções estruturais.

O terceiro escorregamento foi mais abrangente comparado aos outros anteriores. O bloco de solo natural, que fica à direita da abertura causada pelo escorregamento, deslizou e provocou um vazio entre o mesmo e ao muro de alvenaria da Igreja (Figura 30).

Figura 30. Terceiro escorregamento.



a) Bloco de solo que deslizou;
Fonte: Maccarini (2010).



b) Vista ampla do talude.

3.2.2 Parâmetros geotécnicos adotados

Na primeira determinação dos parâmetros geotécnicos, ou seja, após o segundo escorregamento, foi determinada uma seção transversal do talude (Figura 31) e avaliada por meio de retroanálise e devido a obras similares próximas a esse escorregamento.

Figura 31. Seção transversal analisada.



Fonte: Maccarini (2010).

A seção escolhida teve como base a maior inclinação. A Figura 31 revela que a inclinação vai diminuindo à medida que se vai para os lados.

Tabela 6. Parâmetros geotécnicos iniciais.

Tipo de solo	Peso específico natural (γ_{nat})	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ($^\circ$)
Argila siltosa natural	20,0	20,0	28,0
Solo compactado	19,0	5,0	27,0
Solo de alteração	22,0	50,0	35,0

Fonte: Maccarini (2010).

O terceiro escorregamento possibilitou uma visão mais detalhada dos solos envolvidos na estabilidade do talude. Foi possível observar, por exemplo, a existência de superfícies com menor resistência, as quais não foram

possíveis de ser detectadas anteriormente no local. A estratigrafia dos solos do talude é bastante variável, como pode ser observado *in situ*. Os mesmos apresentam diversas colorações, de um modo geral, são bastante fissurados (Figura 31) e de resistência variável.

Figura 32. Vista do terceiro escorregamento.



Fonte: Maccarini (2010).

Após o terceiro escorregamento foi capaz de se ter uma visão mais detalhada dos solos envolvidos. Foi possível observar, por exemplo, a existência de superfícies com menor resistência, as quais não foram presumíveis de ser detectadas anteriormente no local. Dessa forma, os parâmetros geotécnicos dos solos foram revisados em relação aos parâmetros utilizados nas análises para o segundo muro, conforme a Tabela 7.

Tabela 7. Parâmetros geotécnicos adotados.

Tipo de solo	Peso específico natural (γ_{nat})	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ($^{\circ}$)
Argila siltosa natural ou solo residual jovem	18,0	10,0	31,0
Solo compactado	20,0	1,0	29,0
Solo de alteração de rocha	20,0	15,0	35,0
Pedra muro gabião	22,0	10,0	45,0
Rocha alterada	21,0	40,0	38,0

Fonte: Maccarini (2010).

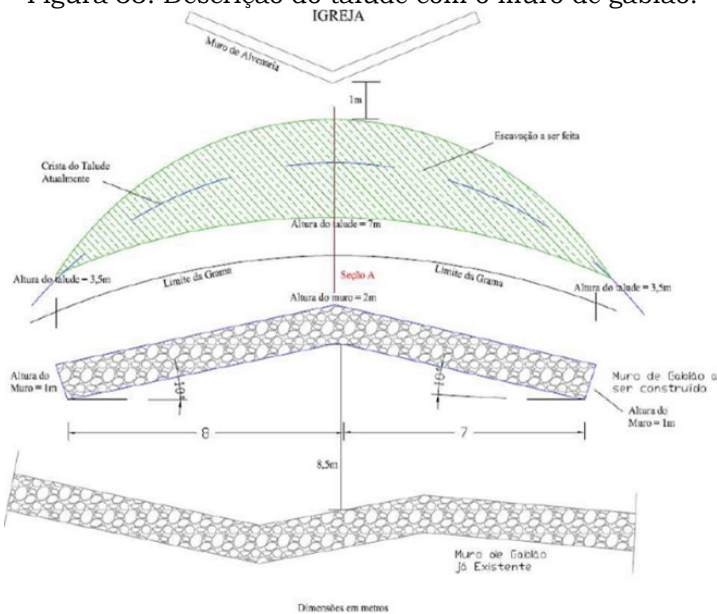
Estes valores serão considerados pelo cálculo através do GeoSlope/W e da planilha eletrônica. A determinação dos

parâmetros geotécnicos teve como base uma retroanálise do talude, considerando-se as condições anteriores e atuais do mesmo, assim como a adoção de parâmetros de solos similares de outras obras.

3.2.3 Caracterização geométrica do talude

A caracterização geométrica do talude foi obtida através do levantamento planialtimétrico da área de estudo pela Prefeitura Municipal de Florianópolis. Com este levantamento foi possível uma análise da região para melhor compreensão e identificação das causas da desestabilização e elaboração da solução adotada (Figura 33).

Figura 33. Descrição do talude com o muro de gabião.



Fonte: Maccarini (2009).

3.2.4 Diagnóstico da instabilidade

1. Geometria desfavorável (90°);

2. A água penetrou por fendas preferenciais;
3. O solo é residual jovem, com presença de blocos com planos verticais preferenciais com baixa coesão.

3.2.5 Escolha do método de estabilização

A solução adotada para estabilizar o talude foi o tirante (Figura 34), considerando os aspectos: prazo de execução; proximidade da escola; método executivo; viabilidade econômica e questões geotécnicas.

Figura 34. Descrição do talude com os tirantes.



Fonte: Maccarini (2010).

Dentro as soluções analisadas e levando em consideração os limitantes do projeto, as soluções que melhor se aplicam é o tirante ou solo grampeado. Dentre as obras de contenção de encostas destacam-se, como as de maior eficácia, versatilidade e segurança, as cortinas e os muros atirantados. O uso de estruturas de contenção atirantadas exige uma única premissa básica: a presença de horizontes suficientemente resistentes e estáveis para ancoragem dos tirantes, a profundidades compatíveis. Este tipo de obra pode ser utilizado em qualquer situação

geométrica, quaisquer materiais e condições hidrológicas (MANUAL DE GEOTECNIA, 1991).

A NBR 5629/1996 acrescenta que o trecho de ancoragem do tirante não pode ser executado em solos coesivos com N_{SPT} menor que 4, ou seja, solo mole. Neste caso, por não se tratar de solo mole, foi estipulado, de modo conservador, o N_{SPT} de 6,5.

A Igreja de Santo Agostinho, de acordo com o consultor, não queria perder terreno. Outro muro de contenção do tipo gabião instabilizaria ainda mais o talude devido ao peso. A medida exigia rapidez na execução. A parte econômica ficou ao encargo do poder público sendo que, como o talude está próximo de crianças, viabilizou a solução com caráter de urgência.

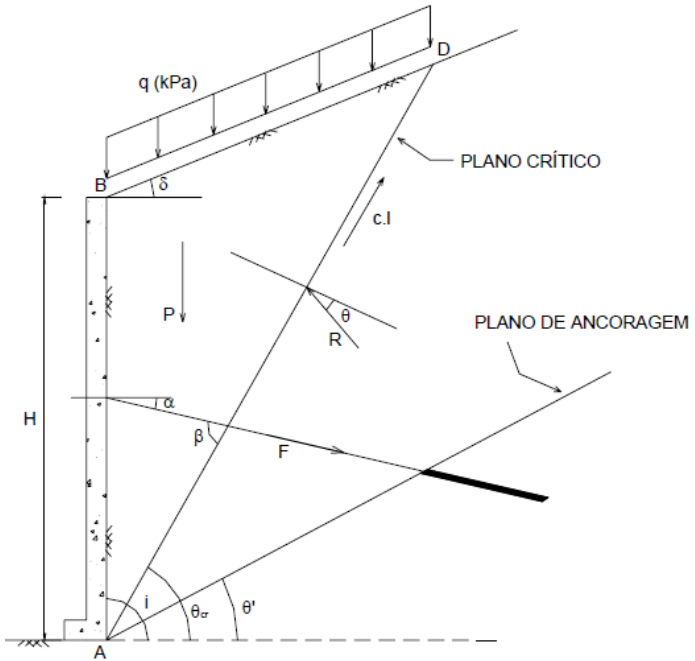
Antes do terceiro escorregamento as condições de estabilidade do talude e do muro de gabião existente eram diferentes. No segundo escorregamento foi proposto a construção de um pequeno muro de gabião que permitiria a diminuição da inclinação do talude, facilitando o plantio e crescimento de vegetação, impedindo a ação dos processos erosivos. Foi recomendado também revestir o talude, imediatamente após a conclusão das obras, com vegetação e, providenciar uma calha de drenagem no topo do talude para orientar a água para fora do mesmo e assim impedir a erosão. Porém, devido às chuvas e as consequências que ela acarreta para resistência e ao peso próprio, a construção do segundo gabião foi abortada.

Após o terceiro escorregamento foi decidido a construção da cortina, tendo em vista que mais uma forte chuva poderia tornar as condições mais desfavoráveis ainda e podendo causar acidentes com os usuários do espaço da escola.

3.3 Método brasileiro de cálculo dos tirantes – Método de Culmann

Rodrigues (2011) demonstra a rotina de cálculo do método brasileiro (Figura 35), com os parâmetros geotécnicos que constam na Tabela 8:

Figura 35. Método de Culmann – Estabilidade local.



Fonte: Rodrigues (2011).

$$\theta_{CR} = \frac{i + \phi}{2} \quad (23)$$

$$FS_{mín} = \frac{c.l.\cos\phi}{P.\text{sen}(\theta_{CR} - \phi)} \quad (24)$$

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{mín}} \quad (25)$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\text{sen}(\theta_{CR} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (26)$$

Tabela 8. Parâmetros geotécnicos.

Sigla	Parâmetros	Unidade	Equação
c	Coesão	kPa	24, 28
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo	graus	23, 24, 26, 28
γ	Peso específico do solo	kN/m ³	28
q	Sobrecarga	kPa, kgf/cm ² , tf/m ²	-
θ_{CR}	Ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento)	graus	23, 24, 26
θ	Ângulo formado pela horizontal com um plano qualquer de possível deslizamento	graus	-
i	Inclinação do talude com a horizontal	graus	23, 28
θ'	Ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem	graus	28
δ	Ângulo formado pela horizontal com a inclinação do terreno acima da cortina	graus	-
α	Ângulo formado pelos tirantes com a horizontal	graus	-
β	Ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento	graus	$\beta = \alpha + \theta_{CR}$
P	Peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária. Em taludes sujeitos a sobrecarga, esta deverá ser incluída no valor de P	kN/m	24
R	Reação do maciço terroso sobre a cunha ABD	kN/m	-
l	Comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento	m	24
c.l	Força de coesão necessária para manter a cunha ABD em equilíbrio	kN/m	24
F.S.	Coeficiente de segurança ao deslizamento	1	28, 30
F.S. mín	Coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento)	1	24, 25
F.S. p	Coeficiente de segurança obtido com as forças de coesão (adotado como 1,5)	1	24, 28
F	Força de protensão necessária para obtenção do fator de segurança F.S.p = 1,5 à cunha ABD (com dimensão transversal unitária)	kN/m	26, 27
H	Altura da estrutura de arrimo	m	28

Fonte: Rodrigues (2011).

3.3.1 Cálculo do número de tirantes (na vertical)

O número de tirantes na vertical (N_t) é obtido multiplicando a força de protensão (F) pelo espaçamento horizontal (e) e dividindo pela carga de trabalho (Q_w) obtida no catálogo do fabricante. Neste caso o tirante será permanente (equação 27):

$$N_t = \frac{e \cdot F}{Q_w} \quad (27)$$

3.3.2 Definição do plano de ancoragem

Fixando o valor de FS em 1,5 determina-se o ângulo do plano de ancoragem (θ'), com a equação 28.

$$FS = \frac{\frac{2c}{\gamma H} \cdot \text{sen} i \cdot \cos \phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)} \quad (28)$$

3.3.3 Cálculo do comprimento do tirante

Será utilizado o método proposto por Joppert Jr. (2016), dado pela equação 29:

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (29)$$

O valor de R_{rup} é calculado considerando a carga de trabalho, que é função do tipo de tirante (Tabela 9), conforme a equação 30:

$$R_{rup} = Q_w \cdot FS \quad (30)$$

O valor de FS é tomado como 1,75, pois o tirante será permanente.

Para o presente estudo será adotado os valores dos tirantes em barra DYWIDAG st 85/105 ϕ 32mm. O espaçamento será admitido de 2 metros.

Os valores de K, N_{spt} e do ϕ serão dados em função do tipo de solo, de acordo com a Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 9. Ancoragens mais utilizadas no Brasil.

Tipo	Diâmetro nominal ou efetivo (ϕ) (mm)	Diâmetro min. de perfuração recomenda do (mm)	Carga limite (Q_{lim})	Ancoragens		
				Provisória F.S=1,5 (Qw) (kN)	Definitiva F.S=1,75 (Qw) (kN)	
Aço doce	CA-50	25	75	194	130	110
	CA-50	32	100	258	172	147
	CA-60	22	75	178	118	102
	CA-60	25	75	232	154	132
	CA-60	28	100	294	196	168
DYWIDAG	ST-50/55	32	100	300	200	170
	ST-85/105	32	100	606	404	346

Fonte: Rodrigues (2011).

Tabela 10. Coeficiente K e Diâmetro do tricône.

Tipo de Solo	K (t/m ²)	Φ Tricône (mm)
Argila	1,00	110 a 150
Argila siltosa	0,60	110 a 150
Argila pouco arenosa	0,40	110 a 150
Silto arenoso	0,40	130 a 150
Areia	0,30	130 a 180

Fontes: Joppert Jr (2016) e Rodrigues (2011).

Tabela 11. N_{spt} em função da consistência da argila.

Consistência da argila (IC)	N_{spt}
Muito mole	<2
Mole	3-4
Média	5-8
Rija	9-15
Muito rija	16-30
Dura	>30

Fonte: Terzaghi e Peck (1948) *apud* Ribeiro (2012).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção serão demonstrados os cálculos efetuados através de uma planilha eletrônica e também por meio do software computacional GeoSlope/W, relativas ao terceiro escorregamento.

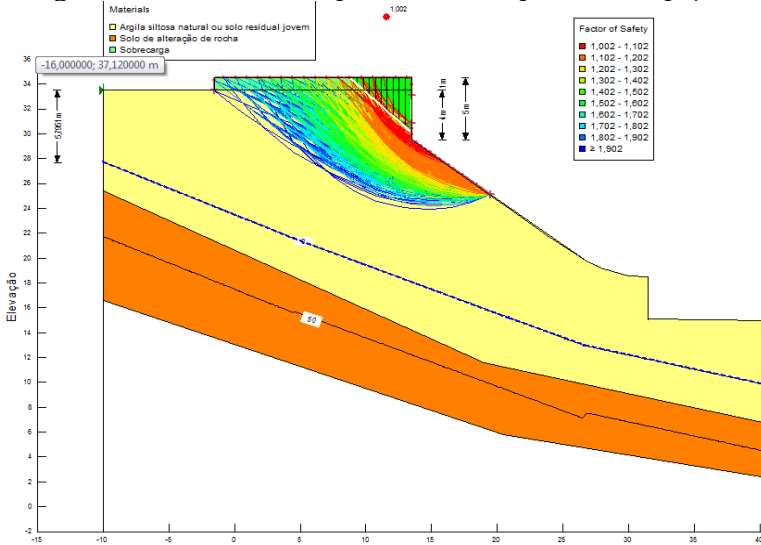
4.1 Cálculo da superfície crítica

O método de Bishop requer iterações, assim é extremamente prático o uso de planilhas eletrônicas para as estimativas de cada superfície de ruptura. Primeiramente foi utilizada a seção transversal sem contenções e considerando uma sobrecarga de 17KN/m no topo do talude, considerando o caso de um caminhão estacionar no terreno da Igreja, ou seja, o caso mais desfavorável representativo da construção da cortina.

Foi modelada a superfície de ruptura no programa GeoSlope/W com os dados da retroanálise (incluindo a seção transversal). A seção transversal foi escolhida pois apresenta a maior inclinação, ou seja, a situação crítica para análise (Figura 31).

Para a consideração da sobrecarga que representa, por exemplo, o estacionamento de um caminhão, foi adicionado 1 metro de aterro de um solo imediatamente acima, sem coesão e ângulo de atrito. Isto foi realizado pois a versão gratuita não permite a consideração de sobrecarga bem como a aplicação de estruturas de reforço. Essa simplificação auxilia no cálculo pela planilha pois assim não será necessário modificar a equação 21 para inserir a parcela da sobrecarga. Com isso, tem-se:

Figura 36. Cálculo da superfície crítica pelo GeoSlope/W.



Fonte: Autor.

Para a verificação do programa, foi feito o cálculo por planilha eletrônica da superfície crítica, afim de validar o uso. A Tabela 12 mostra a planilha de cálculo utilizada, com as parcelas divididas em cada coluna.

Os dados do programa e da planilha não apresentaram diferenças consideráveis, portanto validando o GeoSlope/W. A planilha obteve um FS de 1,00 enquanto o GeoSlope/W obteve 1,001, para a mesma superfície de ruptura (crítica).

Pode-se verificar que o talude está em iminente ruptura. Conforme Cardoso (2002), nos solos não coesivos (areias) o ângulo de um talude natural praticamente coincide com o ângulo de atrito interno, e nos solos coesivos (argilas), que são bastante impermeáveis, teoricamente equivale a 90° . No entanto, a presença de fissuras devido à retração por molhagem e secagem acaba permitindo a entrada de água no corpo do talude, que leva à sua instabilização, ou seja, o solo “movimenta-se”. Como consequência, o ângulo de talude natural de solos coesivos situa-se em torno dos 40° .

Tabela 12. Resultados obtidos por planilha eletrônica para superfície crítica

Fatias	A* [m ²]	γ^* [kN/m ³]	Pn [kN]	α^* [°]	sen (α)	cos (α)	Pn. sen(α)	γ^w [kN/m ³]	h^w * [m]	U [kPa]	U. cos(α)	c* [kPa]	\emptyset^* [°]	Δl^* [m]	FS2	Σ
1	0,13	18	2,37	43,92	0,69	0,72	1,64	9,8	0	0	0	0,1	0	0,73	1	0,07
2	0,39	18	7,07	43,61	0,69	0,72	4,88	9,8	0	0	0	0,1	0	0,72	1	0,07
3	0,54	18	9,66	43,33	0,69	0,73	6,63	9,8	0	0	0	10	31	0,61	1	8,99
4	0,72	18	12,94	43,07	0,68	0,73	8,84	9,8	0	0	0	10	31	0,61	1	10,69
5	0,91	18	16,37	42,81	0,68	0,73	11,12	9,8	0	0	0	10	31	0,61	1	12,50
6	1,09	18	19,63	42,55	0,68	0,74	13,27	9,8	0	0	0	10	31	0,60	1	14,21
7	1,27	18	22,83	42,30	0,67	0,74	15,37	9,8	0	0	0	10	31	0,60	1	15,88
8	1,45	18	26,06	42,04	0,67	0,74	17,45	9,8	0	0	0	10	31	0,60	1	17,56
9	1,84	18	33,19	41,77	0,67	0,75	22,11	9,8	0	0	0	10	31	0,68	1	21,79
10	2,07	18	37,22	41,49	0,66	0,75	24,65	9,8	0	0	0	10	31	0,67	1	23,87
Σ[Pn.sen(α)]							125,96								$\Sigma\Sigma$ 125,64	
fs1=							1,00	→ Condição de iminente instabilidade								

Fonte: Autor. *Dados retirados das fatias da superfície crítica.

Onde:

α : ângulo do ponto médio da base de cada fatia com a vertical que passa pelo raio do círculo de ruptura;

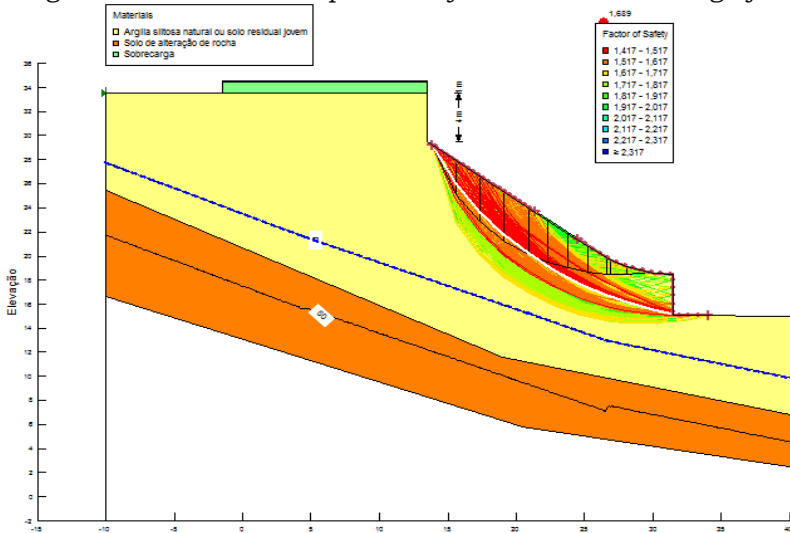
U: pressão hidrostática;

Pn: peso de cada fatia.

4.2 Cálculo da superfície a jusante

Calculou-se também a estabilidade a jusante do muro da Igreja para verificar se haverá outra instabilidade além da ocorrida (Figura 37).

Figura 37. Cálculo da superfície a jusante do muro da Igreja.



Fonte: Autor.

Constata-se que com o FS de 1,689 esta parte da encosta não se instabilizará.

4.3 Dimensionamento dos tirantes pelo método de Culmann

Através do método de Culmann será visto o ângulo crítico (θ_{CR}) e também o ângulo de ancoragem (θ'), equação 28.

$$\theta_{CR} = \frac{90+31}{2} = 60,5^\circ \quad (31)$$

O FSp é admitido como 1,5 e então variando os valores de Φ é encontrado o valor de θ' , considerando o H = 5m para incluir a sobrecarga, como descreve a equação 28 e valores constantes Tabela 13.

Tabela 13. Cálculo do ângulo do plano de ancoragem θ' .

θ'	Equação 28
40	1,05968
41	0,96897
42	0,89554
43	0,83513
44	0,78476

Fonte: Autor.

Interpolando encontra-se o θ' como $40,5^\circ$. Pela equação 32, que é a aplicação da equação 24.

$$FS_{min} = \frac{10.4.60.cos31}{(18.\frac{4.2.263}{2}+17.2.263).sen(60,5-31)} = 0,668 \quad (32)$$

Concluiu-se que o solo não resistirá (FS<1,0). A força de ancoragem (F) necessária para elevar o FS para 1,5 é dada pela equação 34, utilizando a equação 26 e auxílio da equação 32, por meio da equação 33:

$$\lambda = \frac{1,5}{0,668} = 2,247 \quad (33)$$

$$F = \frac{2,247-1}{2,247} \cdot 119,94 \cdot \frac{sen(60,5-31)}{cos(70,5-31)} = 42,48 \text{ kN/m} \quad (34)$$

Considerando o espaçamento de 2 metros na horizontal e a carga de trabalho de 346kN, o número de tirantes foi encontrado por meio da equação 34, conforme a equação 27:

$$N_t = \frac{2.42,48}{346} = 0,246 \rightarrow 1 \text{ tirante de } 346 \text{ kN} \quad (35)$$

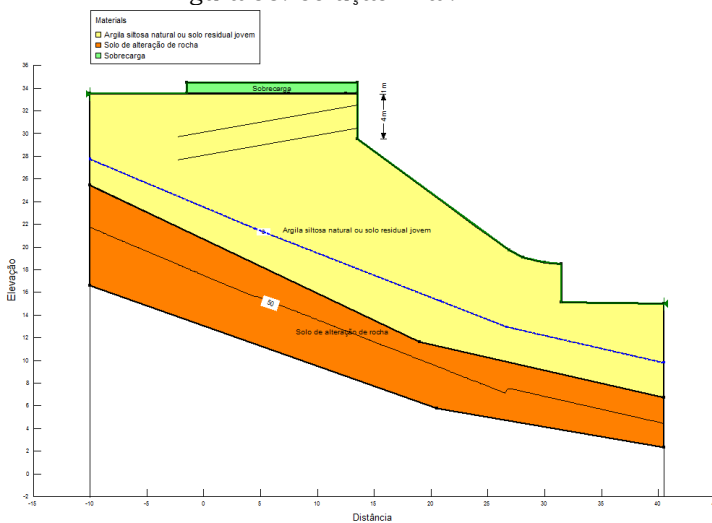
Para verificar a sua eficácia é necessário calcular o tirante no GeoSlope/W, ou seja, verificar a estabilidade global. No entanto isto só é possível na versão comercial.

Definindo o número de tirantes verifica-se o comprimento necessário do bulbo de ancoragem, por meio da equação 35, com auxílio da equação 29:

$$L = \frac{34,6 \cdot 1,75}{9,2, 6,5, 0,11, 0,60} = 15,33m \rightarrow 16m \quad (36)$$

Por fim, não se utiliza somente um tirante em cortinas atirantadas. Considerando-se como modelo de cálculo estrutural (viga contínua) o ponto de ligação do tirante com a cortina um apoio de primeira classe; pelo princípio de Arquimedes qualquer instabilidade local fará com que a cortina se desloque como uma alavanca. Para que se consiga um travamento, o ideal é o emprego de no mínimo dois tirantes na vertical. Logo, utiliza-se dois tirantes com menor carga de trabalho (Figura 38 e Figura 39).

Figura 38. Solução final.



Fonte: Autor.

Figura 39. Cortina atirantada executada.



a) Execução de cima para baixo pelo método brasileiro;



b) Solução com dois tirantes na vertical.

Fonte: Acervo fotográfico do Professor Marciano Maccarini.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Nota-se que a ocupação urbana em Florianópolis geralmente não segue um planejamento ou possui fiscalização. Assim, percebe-se que um problema frequente em regiões íngremes é a instabilidade de taludes, objeto clássico de estudo da Mecânica dos Solos.

Florianópolis possui um relevo de difícil ocupação, sendo visíveis as inclinações das ruas e servidões. É possível perceber a magnitude da inclinação ao se acessar alguns desses lugares, seja a pé ou de carro. A combinação de áreas acidentadas com a ocorrência de solos de menos resistência, a ocupação humana desordenada e chuvas intensas cria condições propícias para a ocorrência de deslizamentos.

Conforme exposto, verificou-se a instabilidade iminente de um talude que poderia ocasionar danos diretos e indiretos na Escola Básica Beatriz de Souza Brito. Na ocasião do projeto de recuperação foi solicitado ensaios geotécnicos para auxiliar no dimensionamento, entretanto devido a urgência isto não ocorreu. Ressalta-se que a estabilização torna-se mais precisa a partir da adoção de parâmetros do solo que advém de investigações geotécnicas de campo e laboratório.

A análise foi realizada por meio do método de Bishop, sendo o mais utilizado na prática em obras de engenharia geotécnica, produzindo resultados confiáveis.

Tendo em vista as pequenas dimensões do deslizamento e sua posição geográfica (área urbana), a solução através da construção de cortina ancorada é uma solução segura e com custo relativamente baixo.

É importante delimitar as áreas íngremes por meio de um planejamento urbano e evitar que edificações sejam implantadas nestes locais, pois problemas como este podem se tornar recorrentes, gerando perdas de vidas humanas, danos materiais, sociais e econômicos significativos.

O cálculo estrutural da cortina não é objeto desse trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 1991.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos**. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volumes 1 e 2, 1988.

CARDOSO, F. F. **Sistemas de Contenção**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

CESEC/UFPR. Centro de Estudos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná. **Noções de estabilidade de taludes e contenções**. Notas de Aula. Disponível em: <<http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf>>. Acesso em: 01/03/2016.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DER-SP. **Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: orientação para diagnóstico e solução de seus problemas**. São Paulo, 1991.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de Estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural**. Trabalho de Conclusão de Curso: UFRJ. Rio de Janeiro, 2013.

GEOBOOK. **Movimentos de ladeira: Natureza versus Homem**. Disponível em: <<https://geobookgeologia.wordpress.com/2015/10/30/movimentos-de-ladeira-natureza-versus-homem/>>. Acesso em: 01/04/2016.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTDA. **Stability Modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology**. Calgary, Canada, 2012, 367p.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Estabilidade de Taludes**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2009.

GOOGLE. **Google Earth**. Versão: Pro. Ano: 2016. Nota (Florianópolis). Disponível em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 05/03/2016.

GUIDICINI, Guido & IWASA, Oswaldo Yujiro. **Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical úmido**. São Paulo: IPT, 1976.

HIGASHI, R. A. R. **Notas de aula**. Florianópolis, 2011.

HORST, R. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. Trabalho de Conclusão de Curso. Ijuí, 2007.

JOPPERT Jr, I. **Tirantes Autoinjetáveis**. Disponível em: <<http://www.incotep.com.br/tirantes-autoinjetavel.php>>. Acesso em: 11/05/2016.

KOBIYAMA et al. **Prevenção de desastres naturais: conceitos básicos**. Curitiba: Organic Trading, 2006

MACCARINI, M. **Relatório Geotécnico**. Florianópolis, 2009; 2010.

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Juiz de Fora, 2006.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

OLIVEIRA, O. M. **Notas de aula**. Florianópolis, 2011.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 2ª edição**. São Paulo: Oficina de Texto, 2002.

RODRIGUES, J. M. de A. **Método de Culmann. Ancoragens e tirantes**. Apostila de Obras de Terra I. Escola Politécnica/UFRJ. Departamento de Construção Civil. Rio de Janeiro, 2011.

UNIVERSIDADE DO ALGARVE (UALG). **Movimentos de Massa**. Tipos de Movimentações de Massa. Disponível em: <http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA4_MovMassa/GA43_tipos/Tipos.html>. Acesso em: 01/04/2016.

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA (UNESP). **Geodinâmica Externa**. Movimentos de Massa. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09f.html>>. Acesso em: 01/04/2016.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Biblioteca Universitária. **Word para trabalhos acadêmicos**. Florianópolis, 2015. 27 slides, color. Acompanha texto. Disponível em: <<http://portal.bu.ufsc.br/files/2013/10/Tutorialeditoraçãotrabalho-acadêmico1.pdf>>. Acesso em: 20/06/2016.