

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NELSON HENRIQUE JOLY

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO  
2014

NELSON HENRIQUE JOLY

## **ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil da Coordenação de Engenharia Civil – COECI – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Campo Mourão, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Petrônio Rodrigo Mello Montezuma

CAMPO MOURÃO  
2014



Ministério da Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Câmpus Campo Mourão  
Diretoria de Graduação e Educação Profissional  
Departamento Acadêmico de Construção Civil  
Coordenação de Engenharia Civil



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE**

por

**Nelson Henrique Joly**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 08h20min do dia 04 de Fevereiro de 2015 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado

**Prof. Dr. Angelo Giovanni Bonfim**  
( UTFPR )

**Prof<sup>a</sup>. MSc Eliana F. dos Santos**  
( UTFPR )

**Prof. Dr. Petrônio R. M. Montezuma**  
(UTFPR)  
***Orientador***

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

**Prof. Dr. Marcelo Guelbert**

*A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus e seu filho Jesus Cristo por fazer tudo isso ser real em minha vida. A ele toda a glória, sempre.

A minha família. Em especial minha mãe e avó. Por sempre estarem ao meu lado nos momentos de alegria e tristeza, apoiando e incentivando para que eu alcançasse meus objetivos. Sem vocês duas não seria possível a realização deste sonho.

A minha namorada Gabriela, por todo carinho, paciência e lealdade que demonstrou ao longo deste período que está ao meu lado.

Ao meu professor e amigo Petrônio Montezuma. Por ser meu guia nos meios acadêmicos e profissionais. Todos os “puxões de orelhas” e conversas serviram para o meu amadurecimento. Agradeço a Deus por ter colocado alguém tão especial em minha vida.

A minha cachorrinha Tita, que apesar de não estar mais entre nós. Caminhou 13 anos ao meu lado arrancando diversos sorrisos.

Ao amigo Paulo Lima por todo o apoio que recebi durante essa caminhada.

Aos amigos feitos durante o curso, que acabaram se tornando mais que amigos, tornaram-se irmãos. Queria agradecer aos meus amigos: Azoia, Girsera, Bola, Bruxo, Fauth, Negão, Marley, Zulin, Cuco e Vitão. Os jogos de futebol, os momentos que nos reunimos para tomar aquele tereré, fazer aquele churrasco, as jogatinas online, aos lanches nas madrugadas e toda a malandragem do dia a dia jamais serão esquecidas. Um dia olharemos para trás e daremos muitas risadas. Que nossa amizade seja eterna.

A todos meus amigos, que mesmo não estudando comigo foram muito importantes nessa caminhada. Aos amigos de P.C.1: Chova, Del, Sayd, Rato e Lakas. Aos amigos de Curitiba: Micus, Camilli, Paja, Ronan, Joni, Baiano e Favi. Os dias foram mais alegres ao lado de vocês, os jogos de futebol mais divertidos, as cervejas mais saborosas e sem falar das melhores viagens. O meu muito obrigado a vocês.

A todos os professores, por compartilhar todo o conhecimento aprendido.

## RESUMO

JOLY, Nelson H. **ANÁLISE PARAMÉTRICA DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE**. 2014. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014.

O transporte rodoviário no Brasil é o principal sistema logístico. A obstrução de alguma rodovia devido a causas naturais é um problema que ocorre frequentemente. É imprescindível conhecer métodos que possam estabilizar taludes, em especial os rodoviários. Este trabalho tem como objetivo avaliar a estabilidade de um talude rodoviário, situado em Queluz no Estado de São Paulo, através de métodos consagrados propostos por: Bishop, Spencer e Fellenius. A análise tem como princípio efetuar variações nos parâmetros resistentes e externos que norteiam o talude em estudo. Dentre os diversos parâmetros considerados a este trabalho variou-se a coesão, peso específico, ângulo de atrito, nível de água e sobrecarga da via sobre o talude. As análises foram efetuadas através do software desenvolvido pela Rocscience chamado Slide, versão 6.0. Após as variações constatou-se que os parâmetros que mais influenciaram na estabilidade do talude foram a coesão e o ângulo de atrito. Sendo assim quanto maior for a resistência do solo menor serão os custos com elementos de reforço, tornando-se de tamanha importância a correta determinação dos parâmetros geotécnicos do perfil.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes, análise paramétrica, talude rodoviário.

## **ABSTRACT**

JOLY, Nelson H. **PARAMETRIC ANALYSES OF SLOPE STABILITY**.2014. 80 p.  
Completion of course work (Bachelor of Civil Engineering) – Federal Technological  
University of Paraná. Campo Mourão, 2014.

Road transport in Brazil is the main logistics system. Obstruction of some highway due to natural causes is a problem that often occurs. It is essential to know methods that can stabilize slopes, in particular road ones. This study aims to evaluate the stability of a road slope, located in Queluz in São Paulo, through established methods proposed by: Bishop, Spencer and Fellenius. The analysis is first made by changes in resistant and external parameters surrounding the slope under study. Among the many parameters to consider this work covered cohesion, specific weight, friction angle, water level and overcharge on the slope. The studies were analyzed using the software developed by Rocscience called Slide, version 6.0. After the variations it was found that the most influential parameters in the slope stability were cohesion and angle of friction. Thus the greater the resistance will be smaller soil costs reinforcing elements, becoming of such importance the correct determination of the geotechnical data of the profile.

**Keywords:** Slope stability, parametric analyses, road slope.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Terminologia usualmente adotada em uma encosta.....	16
Figura 2: Esquema de um deslizamento de terra, geralmente chamado rastejo.....	21
Figura 3: Esquema de um escorregamento rotacional.....	22
Figura 4: Mecanismo de ruptura translacional.....	23
Figura 5: Esquema de fluxo de detritos.....	24
Figura 6: Relação de forças na análise ruptura circular .....	25
Figura 7: Relação de forças na análise de ruptura plana .....	27
Figura 8: Mecanismo de ruptura por cunha.....	28
Figura 9: Relação de parâmetros envolvidos na análise de taludes com superfície curva de ruptura .....	30
Figura 10: Distribuição de forças em uma fatia de solo (n), em uma vertente com deslizamento rotacional.....	33
Figura 11: Forças envolvidas no equilíbrio de uma lamela de solo em uma vertente .....	36
Figura 12: Gráfico para determinação de $M(\alpha)$ .....	37
Figura 13: Forças atuantes na fatia pelo método de Spencer .....	38
Figura 14: Determinação gráfica do fator de segurança pelo método de Spencer....	40
Figura 15: Vista da ruptura, a partir do encontro oposto da ponte .....	41
Figura 16: Nível de água registrado à véspera do escorregamento.....	42
Figura 17: Modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original.....	43
Figura 18: Representação gráfica do modelo utilizado nas análises.....	44

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Spencer .....	46
Gráfico 2: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Spencer .....	48
Gráfico 3: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Spencer .....	49
Gráfico 4: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Spencer .....	50
Gráfico 5: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Spencer .....	51
Gráfico 6: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Spencer .....	52
Gráfico 7: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado .....	54
Gráfico 8: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado .....	55
Gráfico 9: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Bishop simplificado .....	56
Gráfico 10: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado .....	57
Gráfico 11: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Bishop simplificado .....	58
Gráfico 12: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Bishop simplificado .....	59
Gráfico 13: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	61
Gráfico 14: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	62
Gráfico 15: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Fellenius .....	63
Gráfico 16: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	65
Gráfico 17: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Fellenius .....	66
Gráfico 18: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Fellenius .....	67
Gráfico 19: Fator de segurança x peso específico para camada A .....	68
Gráfico 20: Fator de segurança x peso específico para camada B .....	68
Gráfico 21: Fator de segurança x peso específico para camada de aterro .....	69



Gráfico 22: Fator de segurança x coesão para camada A .....	69
Gráfico 23: Fator de segurança x coesão para camada B .....	70
Gráfico 24: Fator de segurança x coesão para camada de aterro .....	70
Gráfico 25: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada A .....	71
Gráfico 26: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada B .....	71
Gráfico 27: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada de aterro .....	72
Gráfico 28: Fator de segurança x sobrecarga .....	72
Gráfico 29: Fator de segurança x nível de água.....	73

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas .....	18
Quadro 2: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	18
Quadro 3: Fatores de segurança mínimo para deslizamentos .....	19
Quadro 4: Classificação dos movimentos quanto a velocidade .....	19
Quadro 5: Classificação dos movimentos quanto a profundidade.....	20
Quadro 6: Causa dos movimentos de massa.....	29
Quadro 7: Parâmetros geotécnicos adotados .....	43
Quadro 8: Aplicação do método de Spencer para variação do peso específico na camada de aterro .....	46
Quadro 9: Aplicação do método de Spencer para variação da coesão na camada de aterro.....	47
Quadro 10: Aplicação do método de Spencer para variação da coesão na camada A de solo residual .....	48
Quadro 11: Aplicação do método de Spencer para variação do ângulo de atrito na camada de aterro .....	49
Quadro 12: Aplicação do método de Spencer para variação da Sobrecarga.....	51
Quadro 13: Aplicação do método de Spencer para variação do nível de água.....	52
Quadro 14: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado.....	53
Quadro 15: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado .....	54
Quadro 16: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Bishop simplificado.....	56
Quadro 17: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado .....	57
Quadro 18: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Bishop simplificado .....	58
Quadro 19: Aplicação do método de Bishop simplificado para variação do nível de água .....	59
Quadro 20: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	60
Quadro 21: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	61
Quadro 22: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada A do solo residual pelo método de Fellenius .....	62
Quadro 23: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Fellenius .....	64
Quadro 24: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Fellenius .....	65
Quadro 25: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Fellenius .....	66

Quadro 26: Resumo das causas dos movimentos.....	78
Quadro 27: Estados de compactidade e de consistência.....	79
Quadro 28: Peso específico de solos argilosos.....	80
Quadro 29: Peso específico de solos arenosos .....	80

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
<b>2 OBJETIVOS</b>	<b>14</b>
2.1 OBJETIVO GERAL	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
<b>3 JUSTIFICATIVA</b>	<b>15</b>
<b>4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>16</b>
4.1 TALUDES	16
4.2 FATOR DE SEGURANÇA	17
4.3 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA	19
4.3.1 RASTEJO	20
4.3.2 ESCORREGAMENTOS	21
4.3.2.1 ESCORREGAMENTO ROTACIONAL	22
4.3.2.2 ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL	23
4.3.3 FLUXO DE DETRITOS	24
4.4 MECANISMOS DE RUPTURA	25
4.4.1 RUPTURA CIRCULAR	25
4.4.2 RUPTURA PLANA	26
4.4.3 RUPTURA EM CUNHA	27
4.5 AGENTES E CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE MASSAS	28
4.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	29
4.6.1 MÉTODO DE FELLENIUS	29
4.6.2 MÉTODO DE BISHOP	32
4.6.3 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	35
4.6.4 MÉTODO DE SPENCER	37
<b>5 METODOLOGIA</b>	<b>41</b>
5.1 DESCRIÇÃO DO CASO ESTUDADO	41
5.1.2 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO TERRENO	42
5.1 DADOS BÁSICOS PARA ANÁLISE	43
<b>6 RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>45</b>
6.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE SPENCER	45
6.1.1 VARIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO	45
6.1.2 VARIAÇÃO DA COESÃO	47
6.1.3 VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO	49
6.1.4 VARIAÇÃO DA SOBRECARGA	51
6.1.5 VARIAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA	52
6.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	53
6.2.1 VARIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO	53
6.2.2 VARIAÇÃO DA COESÃO	54
6.2.3 VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO	56
6.2.4 VARIAÇÃO DA SOBRECARGA	58
6.2.5 VARIAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA	59
6.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE FELLENIUS	60
6.3.1 VARIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO	60
6.3.2 VARIAÇÃO DA COESÃO	61
6.3.3 VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO	64
6.3.4 VARIAÇÃO DA SOBRECARGA	65

6.3.5 VARIAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA .....	66
6.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MÉTODOS APLICADOS ...	67
<b>7 CONCLUSÕES .....</b>	<b>74</b>
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>76</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>78</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>79</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Dyminsky (2007) menciona que os desastres relacionados à ruptura de um talude, geralmente tomam grandes proporções. Sendo assim, torna-se cada vez mais necessário o estudo de processos de instabilização. Além da possibilidade de ceifar vidas humanas, tais desastres geram elevados custos.

Rodovias geram uma grande influência no desenvolvimento de um país, em especial do Brasil. A ocorrência da instabilidade de taludes rodoviários é um problema que ocorre frequentemente, especialmente em regiões de solos transportados onde a declividade dos cortes e a infiltração de água fazem com que a capacidade resistente do solo seja ultrapassada. O homem em sua interação com a natureza necessita aprender a conviver com problemas naturais. A capacidade humana de perceber problemas, observar e propor soluções deve ser expandida, para assim, poder prever o comportamento de alguns fenômenos e assegurar a segurança. No caso de vias de transportes, entre outros problemas, pode ocorrer interrupção do fluxo, acidentes e até mesmo o comprometimento de toda a estrutura física do sistema.

Através dos métodos de análise de estabilidade já conhecidos, o profissional responsável precisa avaliar todos os riscos possíveis para o uso de áreas de risco potencial. Desde quando o Sistema Informatizado de Defesa Civil (SIDC) começou a registrar as ocorrências de deslizamentos no Paraná, já foram assinaladas 130 ocorrências em 46 municípios, totalizando 259.328 pessoas afetadas.

Dentre os diversos fatores que levam a ruptura de um talude devem-se verificar quais os parâmetros que mais influem na variação do seu fator de segurança. Através da retroanálise dos dados envolvidos será possível identificar as possíveis causas de ruptura do talude.

Este trabalho visa analisar os coeficientes de segurança da estabilidade de um talude rodoviário através dos métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Spencer.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar os coeficientes de segurança da estabilidade de um talude através de diferentes métodos de estabilidade.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar os diferentes valores dos fatores de segurança obtidos através de diferentes métodos de estabilidade.
- Analisar os parâmetros envolvidos e destacar os mais relevantes para a determinação do fator de segurança.
- Apontar provável causa de ruptura para o talude estudado.

### **3 JUSTIFICATIVA**

Problemas relacionados às encostas acarretam diversos problemas para a sociedade, tanto econômicos quanto relacionados à perda de vidas humanas. No caso particular de um talude rodoviário, existe além das dificuldades inerentes à ruptura de um talude a ocorrência do bloqueio do fluxo de rodovias, que poderão em um caso extremo, causar o isolamento de alguma cidade.

É importante conhecer detalhadamente as causas de ruptura de um talude para, dentro do contexto onde se encontra, procurar as melhores alternativas para sua reabilitação.

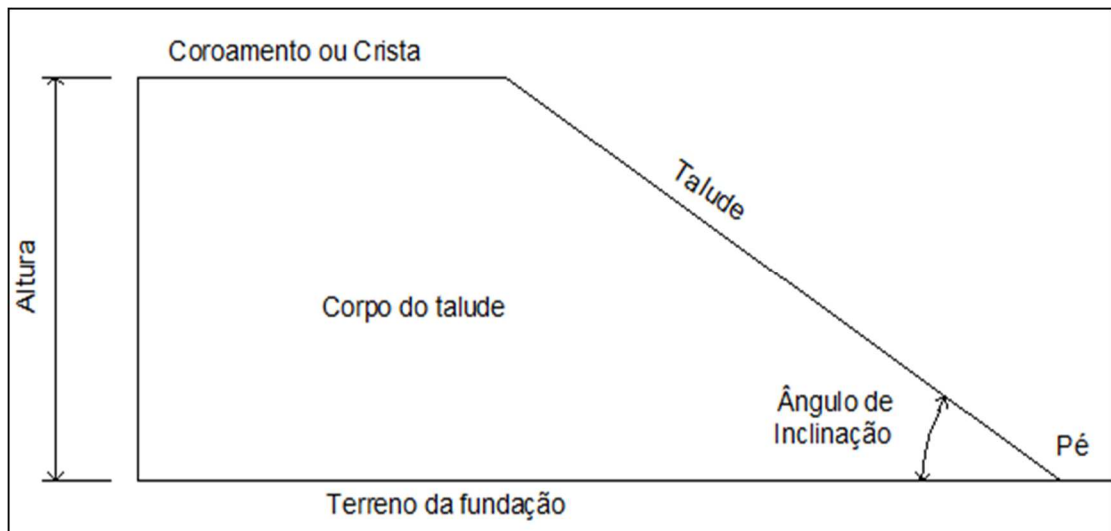


## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 TALUDES

Superfícies não horizontais podem ser chamadas de taludes. São agrupadas em dois grupos: taludes artificiais e naturais. As encostas artificiais são formadas pela ação direta do homem. São classificados como encostas artificiais os taludes de corte e aterros. Taludes naturais são aqueles formados pela ação da natureza sem nenhuma interferência humana (MACHADO,1997).

Caputo (1987) fornece a terminologia usualmente adotada de uma encosta através da Figura 1.



**Figura 1: Terminologia usualmente adotada em uma encosta**  
**Fonte: Adaptado Caputo (1987, P. 379).**

Depreende-se da sua definição que na estabilidade dos taludes intervêm condicionantes relativos a natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores quer sejam de natureza antrópica, geotécnica ou geológica. Do ponto de vista teórico, um talude apresenta-se como uma massa de solo submetida a três campos de forças distintas: forças devido ao peso dos materiais, forças devido ao escoamento da água e forças devido à resistência ao cisalhamento (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

Segundo Fiori e Carmagnani (2009) a análise do equilíbrio limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura ou o movimento são balanceadas pelas forças resistentes.

Problemas relacionados às encostas naturais tem afetado muito a população brasileira. Os escorregamentos são de origem “natural”, pois a natureza exerce uma tendência a peneplanização. Pode-se então, dizer que os coeficientes de segurança giram em torno de um. Bastando qualquer chuva atípica, ou qualquer outra ação antrópica para desencadear o mecanismo de escorregamento (MASSAD, 2010).

Embora a mecânica dos solos tenha surgido para explicar os fenômenos de instabilidade de taludes, esta área continua sendo um dos grandes problemas da Mecânica dos Solos no que se condiz aos aspectos teóricos da previsão do seu mecanismo de desencadeamento, correta quantificação dos parâmetros e a exata análise dos esforços resistentes (CAPUTO, 1987).

#### 4.2 FATOR DE SEGURANÇA

No Brasil, a norma que regulamenta a estabilização de taludes é a NBR 11682:2006. Por definição, fator de segurança é um valor pelo qual a resistência ao cisalhamento deve ser diminuída para que assim o talude possa encontrar uma situação de equilíbrio, conseqüentemente um maior valor do fator de segurança corresponde a uma maior segurança contra a ruptura. De acordo com a situação potencial de ruptura do talude, o fator de segurança pode variar. Esta variação também está prevista para possíveis riscos a vidas humanas, danos ambientais e materiais.

Os fatores de seguranças apresentados são válidos para todos os tipos de carregamentos identificados pelo projetista. Incluem hipóteses sobre o nível de água, alterações previstas na geometria, sobrecargas, ação de sismos. Conforme a NBR 11682:2006, os fatores de seguranças visam cobrir as incertezas naturais nas diversas fases do projeto. Deve-se enquadrar o projeto em uma das classificações previstas em normas visando os riscos existentes. O Quadro 1 apresenta as definições de níveis de segurança para enquadramento segundo o seu risco potencial a vidas humanas.

Nível de segurança	Critério
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais, ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas.
	Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

**Quadro 1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas**

Fonte: Adaptado NBR 11682 (2006, P 12-13).

O Quadro 2 apresenta os níveis de relacionados aos possíveis danos materiais e ambientais envolvidos na estabilidade de taludes.

Nível de segurança	Critério
Alto	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido.
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

**Quadro 2: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais**

Fonte: Adaptado NBR 11682 (2006, P. 23).

O enquadramento dos casos no Quadro 1 e Quadro 2 deverá ser obrigatoriamente justificado pelo projetista. De acordo com as escolhas, através dos quadros mencionados, o fator de segurança mínimo exigido será definido através do Quadro 3.

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

**Quadro 3: Fatores de segurança mínimo para deslizamentos**  
 Fonte: Adaptado NBR 11682 (2006, P. 13).

#### 4.3 CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSAS

Quando as forças instabilizantes são maiores que a capacidade de resistência do solo, uma parte do terreno começa a se mover em relação a outra, gerando conseqüentemente a ruptura (MACHADO, 1997).

Os movimentos de massas podem ser classificados quanto a velocidade que as massas deslocam. O Quadro 4 apresenta esta classificação.

Nomenclatura	Velocidade
Extremamente rápido	> 3 m/s
Muito rápido	0,3 m/s a 3 m/s
Rápido	1,6 m/dia a 0,3 m/s
Moderado	1,6 m/mês a 1,6 m/dia
Lento	1,6 m/ano a 1,6 m/mês
Muito lento	0,06 m/ano a 1,6 m/ano
Extremamente lento	< 0,06 m/ano

**Quadro 4: Classificação dos movimentos quanto a velocidade**  
 Fonte: Adaptado Gerscovich (2009, P.23).

Os movimentos de massas também podem ser classificados quanto à profundidade conforme o Quadro 5.

Nomenclatura	Profundidade
Superficial	< 1,5 m
Raso	1,5 m a 5 m
Profundo	5 m a 20 m
Muito Profundo	> 20 m

**Quadro 5: Classificação dos movimentos quanto a profundidade**  
**Fonte: Gerscovich (2009, P. 24).**

#### 4.3.1 RASTEJO

O *creep* ou rastejo é um movimento lento das camadas superficiais do solo, de alguns milímetros por ano. Acelera-se por ocasião das chuvas e se desacelera em épocas de secas. Um rastejo com o tempo pode evoluir para um escorregamento (MASSAD, 2010).

Esse tipo de deslocamento é causado por tensão de cisalhamento interna suficiente para causar distorção, porém, insuficiente para causar rupturas. Rastejos estão em todos os lugares do planeta e provavelmente são o tipo mais comum de deslizamento. Geralmente existem três tipos de rastejo:

- Sazonal: o movimento ocorre no fundo e no interior do solo afetado por fatores sazonais em sua mistura e temperatura.
- Contínuo: a tensão de cisalhamento contínua excede a resistência do material.
- Progressivo: os taludes atingem o ponto de ruptura gerando outros tipos de movimento.

É muito difícil definir o tamanho de um rastejo, já que o evento por si só é tão lento e não evidencia nenhuma deformação perceptível. Podem ser regionais por dezenas de milhões de metros quadrados ou apenas limitados a áreas pequenas. Os efeitos do rastejo consistem de maneira lenta, por exemplo, o afastamento de tubulações, prédios, cercas, etc. Indicativos do fenômeno de rastejo podem ser manifestados através das curvas nos troncos das árvores, inclinação nas cercas e

muros de arrimo, postes inclinados. A Figura 2 mostra um esquema de um rastejo (HIGHLAND; BOBROWSKI, 2008).

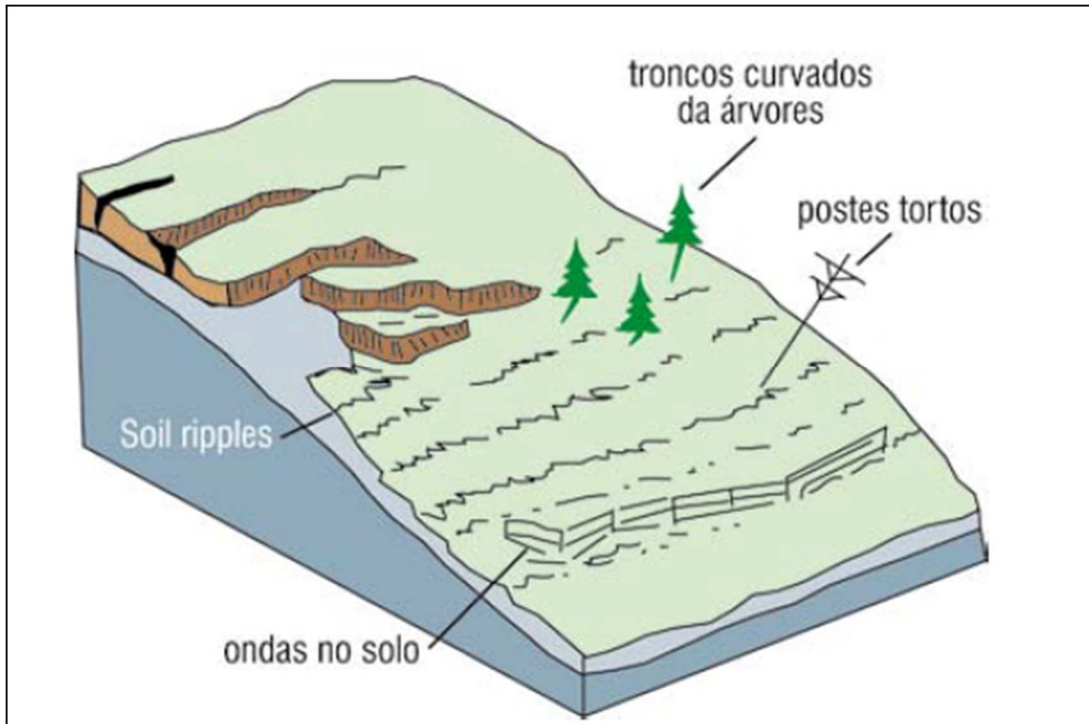


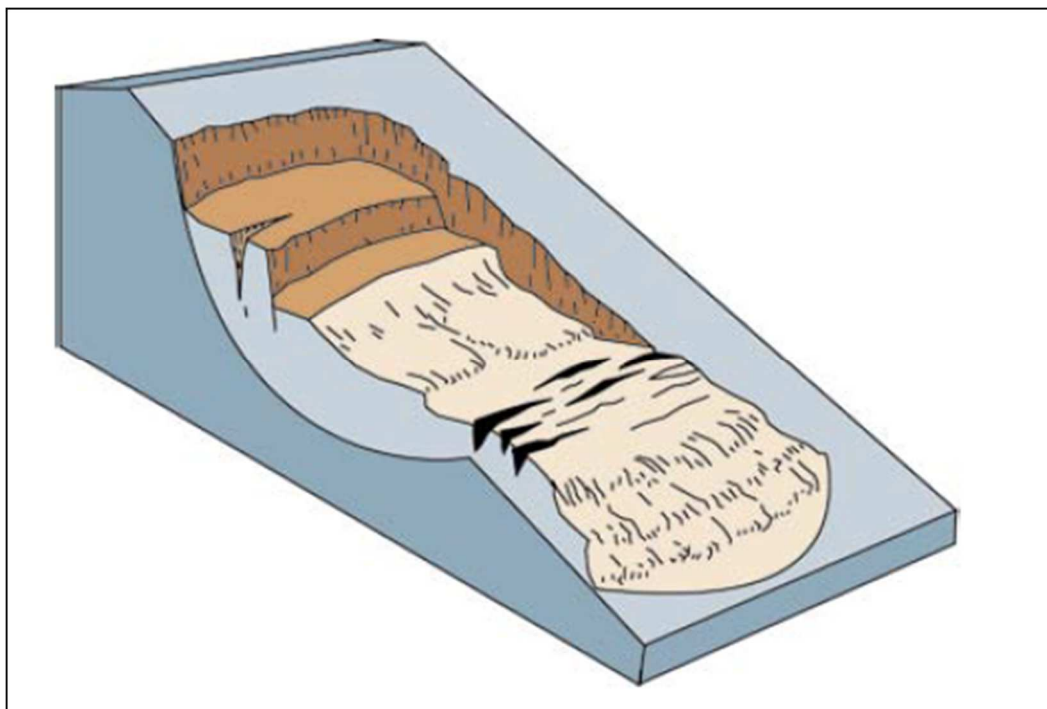
Figura 2: Esquema de um deslizamento de terra, geralmente chamado rastejo.  
Fonte: Highland e Bobrowski (2008, P.34).

#### 4.3.2 ESCORREGAMENTOS

Escorregamento é um tipo de movimento de massa caracterizado pela sua rapidez de movimentação, duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, tal que, seu centro de gravidade se desloca para fora do talude. Para que ocorra um escorregamento é necessário que a relação entre a resistência média ao cisalhamento do solo ou da rocha e as tensões médias de cisalhamento na superfície potencial de movimentação sofram um decréscimo. A velocidade do movimento depende da inclinação do talude, natureza do terreno e da causa inicial do movimento (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

#### 4.3.2.1 ESCORREGAMENTO ROTACIONAL

Uma das classificações possíveis para escorregamento é o fenômeno de escorregamento rotacional. É um tipo de deslizamento no qual a superfície de ruptura é curvada no sentido superior, na forma de uma colher. A massa deslocada pode mover-se sob certas circunstâncias de maneira relativamente coerente ao longo da superfície de ruptura e com pouca deformação interna. Muitas vezes o material do topo deslocado pode mover-se quase que verticalmente para baixo. Geralmente se manifesta em taludes com inclinações entre 20° e 40°. Em solos, a superfície de ruptura geralmente tem uma relação com a profundidade que varia entre 0,3 a 0,1. Tal fenômeno pode ser desencadeado por chuvas intensas, levando o talude à saturação, aumentando assim conseqüentemente o nível de água no interior do solo. Outro fator preponderante para desencadeamento de tal fenômeno é o rápido escoamento dos rios após as cheias. Sua velocidade de ocorrência varia de extremamente lento a moderadamente rápida a rápida. Se for de ocorrência lenta não causará danos a vidas humanas, porém, pode ser extremamente danoso a estruturas, rodovias e redes de abastecimento. A Figura 3 representa um esquema de escorregamento rotacional (HIGHLAND; BOBROWSKI, 2008).

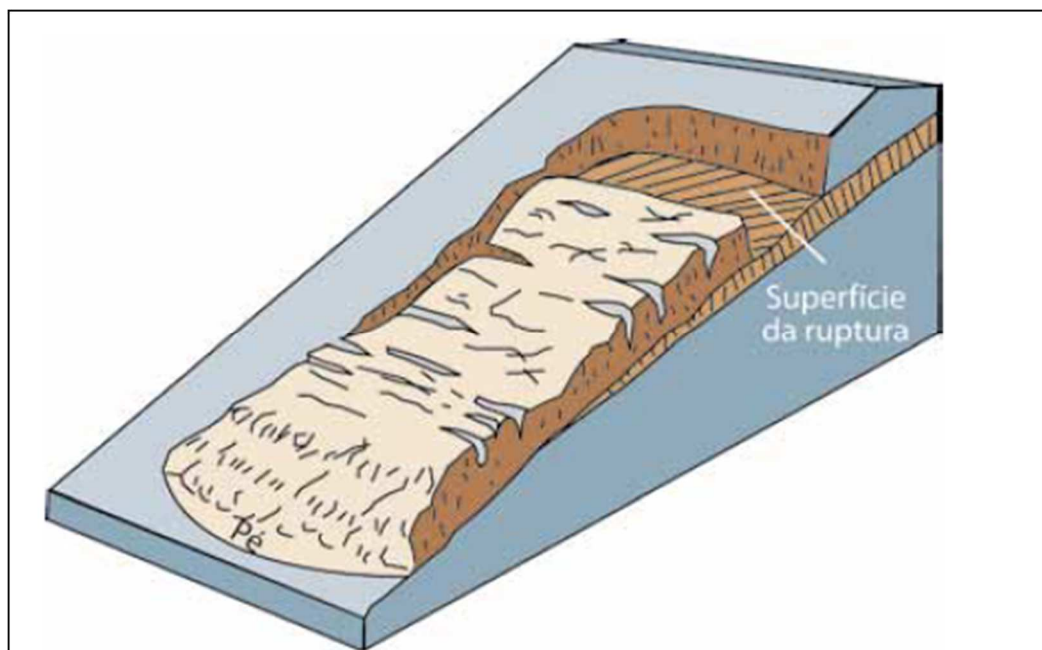


**Figura 3: Esquema de um escorregamento rotacional**  
Fonte: Highland e Bobrowski (2008, P. 14).

#### 4.3.2.2 ESCORREGAMENTO TRANSLACIONAL

Diferente dos escorregamentos rotacionais que possuem extensão relativamente limitada, escorregamentos translacionais são geralmente mais extensos, podendo ocorrer em centenas de metros, podendo ocorrer em taludes mais abatidos. Via de regra, a massa que escorrega tem formato tabular, o movimento é de curta duração, velocidade elevada e possui grande poder de devastação. O aumento do teor de água pode transformar este movimento de massa em um fenômeno de corrida, podendo também atuar como rastejo após o acúmulo de materiais ao pé do talude. Muitas vezes, a superfície de escorregamento começa a aparecer no topo do talude, na forma de uma linha de destaque aproximadamente circular continuando ao longo do plano principal de movimentação. Geralmente tais escorregamentos ocorrem dentro do manto de alteração, ou regolito, pelas condições climáticas, tipo de drenagem e inclinação da encosta (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

A Figura 4 representa o esquema de escorregamento translacional.



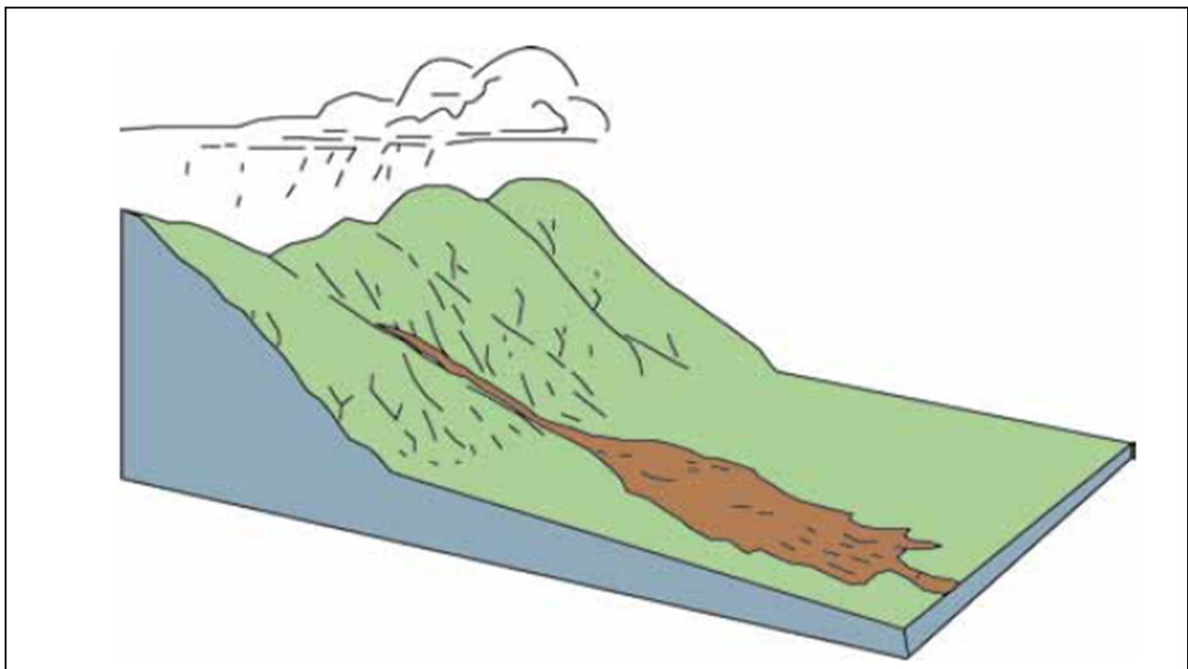
**Figura 4: Mecanismo de ruptura translacional**  
Fonte: Highland e Bobrowski (2008, P. 17).



### 4.3.3 FLUXO DE DETRITOS

Avalanches ou fluxo de detritos são fenômenos de alto poder destrutivo. São movimentos de massa que se desenvolvem em período de tempo muito curtos, de segundos a poucos minutos, velocidades elevadas em torno de 5 a 20 m/s, alta capacidade erosiva, grandes pressões de impacto entre 30 a 1000 kN/m<sup>2</sup>. Por essas características é classificado como desastre natural. Ocorrem geralmente após longos períodos de chuvas, quando sujeito a uma incidência pluviométrica muito intensa (6 a 10 mm em 10 minutos) provoca escorregamento de solo e rocha para dentro de um curso d'água. A massa de solo se mistura com água e é dirigida para as vertentes arrastando todos os materiais a sua frente. Além de todos os efeitos citados, a erosão das margens tende a ampliar o leito do rio. Fenômenos desse tipo ocorreram em 1967 na Serra das Araras (Rio de Janeiro), 1995 em Timbé do Sul (Santa Catarina), com efeitos catastróficos: destruição de estradas e de habitações, além de ceifar vidas humanas (MASSAD, 2010).

A Figura 5 esquematiza um mecanismo de fluxo de detritos.



**Figura 5: Esquema de fluxo de detritos**  
Fonte: Highland e Bobrowski (2008, P. 24).

## 4.4 MECANISMOS DE RUPTURA

A ruptura pode ocorrer segundo superfícies de descontinuidades em diversas combinações de geometrias. Dentre diversos tipos de ruptura, serão abordados três tipos: circular, plana e em cunha.

### 4.4.1 RUPTURA CIRCULAR

Análise usualmente no plano bidimensional, os esforços solicitantes e resistentes, em tal tipo de análise esta demonstrado na Figura 6 (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

A ruptura circular ocorre quando o talude não é estruturalmente controlado, ou seja, quando ele está fraturado, sendo assim, se comporta como um material homogêneo e isotrópico. Vários métodos foram desenvolvidos para rupturas circulares, entretanto a maioria deles parte do mesmo princípio: a massa rochosa acima da superfície de ruptura é dividida em fatias e as forças atuantes em cada fatia são calculadas. Desta maneira, o balanço dessa relação de forças apresentada se o talude é estável ou não (DILÁSCIO, 2004).

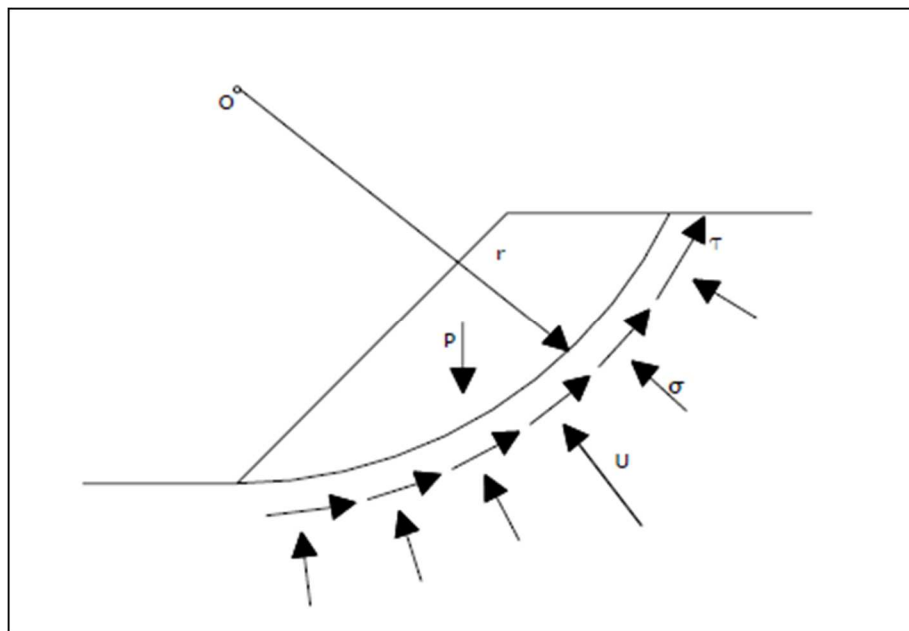


Figura 6: Relação de forças na análise ruptura circular  
Fonte: Guidicini e Nieble (1976, P. 99).

Onde:

$r$  – Raio da superfície de ruptura

$P$  – Peso próprio do material

$U$  – Resultante das pressões neutras atuante na superfície de ruptura

$\sigma$  – Tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura

$\tau$  – Tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento

Diversos métodos para análise de estabilidade se baseiam na hipótese de ruptura circular, entre eles estão: Fellenius, Bishop, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado.

#### 4.4.2 RUPTURA PLANA

Segundo Guidicini e Nieble (1976) raramente encontramos em taludes rochosos uma superfície plana de ruptura, pois é necessário todo um conjunto de condições geométricas para ocorrer tal fenômeno ocasionalmente em um talude real. A seguir os condicionantes geométricos são apresentados.

- Mergulho do plano de ruptura deve ser inferior ao mergulho da face do talude.
- Mergulho do plano deve ser maior que o ângulo de atrito no plano.
- O plano deve ter direção paralela ou subparalela à face do talude.
- Superfícies de alívio devem prover resistências laterais desprezíveis ao escorregamento ou, ainda, não existirem.

A Figura 7 apresenta os elementos geométricos e os esforços resistentes em um bloco simplesmente apoiado sobre um plano

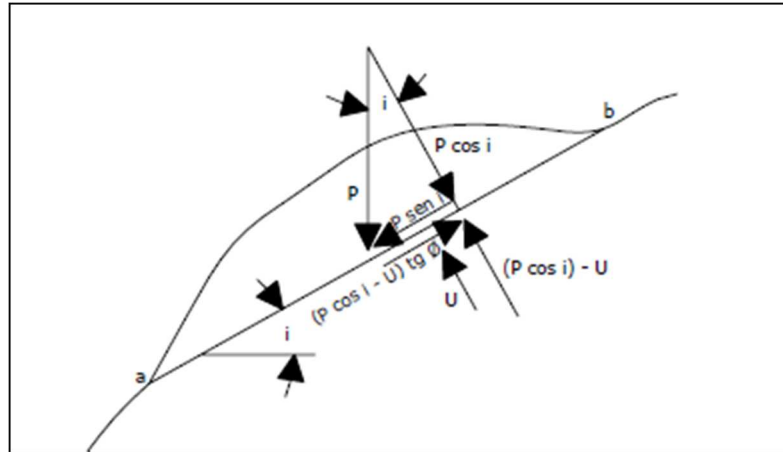


Figura 7: Relação de forças na análise de ruptura plana  
Fonte: Guidicini e Nieble (1976, P. 119).

Onde:

$P$  – Peso do material

$U$  – Subpressão na base do bloco

$i$  – Inclinação do plano de ruptura

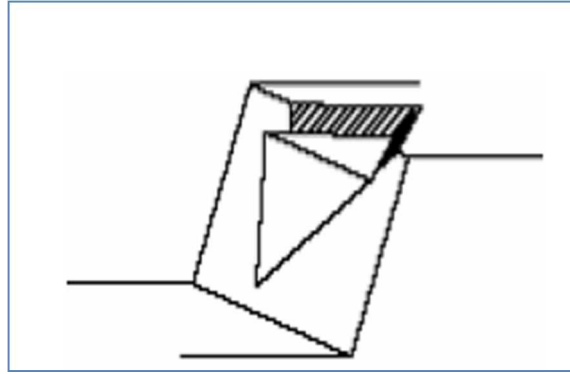
$\phi$  – Ângulo de atrito do contato bloco-plano

$(P \cos i - U) \operatorname{tg} \phi$  – Esforço resistente ao escorregamento

$P \sin i$  – Esforço solicitante

#### 4.3.3 RUPTURA EM CUNHA

A complexidade de análise de ruptura de um talude, onde dois ou mais sistemas de descontinuidades isolam cunhas, é um fato. Conforme Guidicini e Nieble (1976), não há dúvida de que, para se chegar a alguma quantificação prática que revele a estabilidade do talude, algumas simplificações básicas devem ser feitas. A ruptura por cunha, conforme a Figura 8, ao contrário da planar, é bem mais freqüente de ser observada em taludes rochosos.



**Figura 8: Mecanismo de ruptura por cunha**  
**Fonte: Guidicini e Nieble (1976).**

#### 4.5 AGENTES E CAUSA DE MOVIMENTO DE MASSAS

Os escorregamentos são normalmente causados por uma redução da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante e/ou por um acréscimo das solicitações externas aplicadas ao maciço (GERSCHOCOVIT, 2009).

Confome GUIDICINI e NIEBLE (1976), um mesmo agente, ou uma mesma causa, pode ser responsabilizado por diferentes formas de movimentos de solos e rochas. O correto entendimento de agente e causa nos leva a compreensão dos casos de estabilização de taludes. Dentro da conceituação de agentes, pode-se fazer uma primeira distinção entre agentes predisponentes e efetivos. Tem-se então como agentes predisponentes todo o “pano de fundo” para a ação que será desfechada; trata-se de um conjunto que sobre hipótese alguma admite qualquer ação humana, sendo de caráter exclusivamente natural. Dá-se o nome de agentes efetivos ao conjunto de elementos diretamente responsáveis pelo desencadeamento de massas, podendo atuar de forma mais ou menos direta. Dependendo da sua participação, podem ser classificados em preparatórios e imediatos. O Quadro 6, apresenta os agentes.

Agentes	Predisponentes	Complexo geológico
		Complexo morfológico
		Complexo climático-hidrológico
		Calor Solar
		Tipo de vegetação original

**Quadro 6: Causa dos movimentos de massa. (continua)**  
**Fonte: Adaptado Guidicini e Nieble (1976).**

Agentes	Efetivos	Preparatórios	Pluviosidade
			Erosão pela água ou vento
			Congelamento e degelo
			Variação de temperatura
			Dissolução química
			Oscilação de nível dos lagos e marés e do lençol freático
			Ação humana e de animais
			Desflorestamento
		Imediatos	Chuvas intensas
			Fusão de gelo e neve
			Erosão pela água ou vento
			Terremotos
			Ondas
			Ventos
Ação do homem			

**Quadro 7: Causa dos movimentos de massa. (conclusão)**

Fonte: Adaptado Guidicini e Nieble (1976).

As causas distinguem-se em: causas internas, causas externas e causas intermediárias. Para efeito de clareza, as causas estão especificadas no Anexo A. (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

#### 4.6 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES

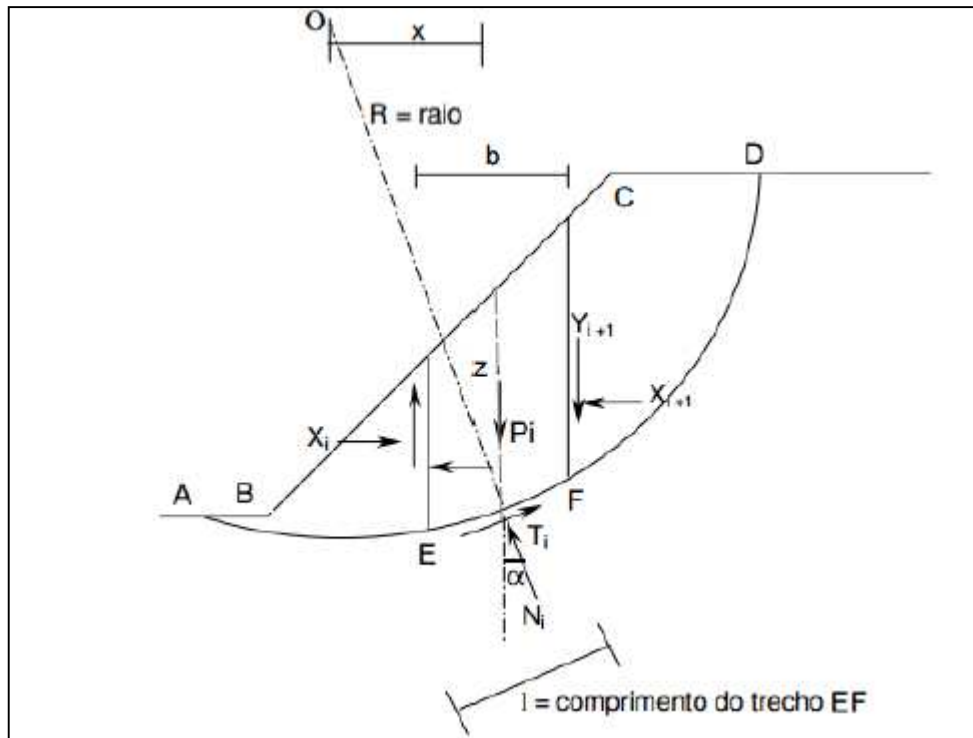
Os atuais métodos para a análise de estabilidade de taludes baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo-rígido plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento (MASSAD, 2010). A seguir serão apresentados os métodos admitidos para obtenção do fator de segurança. Os métodos apresentados chamam-se: Fellenius, Bishop, Bishop simplificado e Spencer

##### 4.6.1 MÉTODO DE FELLENIUS

Uma das primeiras soluções do tipo método das fatias foi proposta por Fellenius, o qual admitiu que as forças entre fatias são iguais e opostas, ou seja os esforços interfatias são desprezados. O fator de segurança é determinado

diretamente pelo equilíbrio de momento sem torno do centro geométrico do círculo estudado (MACHADO, 1997).

A Figura 9 apresenta os parâmetros envolvidos na análise. Para uma determinada fatia de solos ( $c$ ,  $\phi$ ), de peso ( $P$ ), largura ( $b$ ), altura ( $z$ ) e comprimento unitário tomado perpendicular ao plano.



**Figura 9: Relação de parâmetros envolvidos na análise de taludes com superfície curva de ruptura**

Fonte: Adaptado Fabricio (2006).

A decomposição da força ( $P$ ) nas suas componentes paralelas ( $T_i$ ) e normal ( $N_i$ ) ao plano de ruptura da base da fatia ( $i$ ), de largura ( $b$ ) fornece:

$$T_i = Y_{nat} z b \sin \alpha_i \quad (1)$$

$$N_i = Y_{nat} z b \cos \alpha_i \quad (2)$$

A força cisalhante ( $Fr_i$ ) é dada por:

$$Fr_i = cl + N_i \times \tan \phi \quad (3)$$

Onde:

$l$ : comprimento da fatia.

Logo:

$$Fr_i = cl + Y_{nat}zb \sin \alpha_i \times \tan \phi \quad (4)$$

O fator de segurança ( $F_s$ ) para a fatia (i) é dada por:

$$F_s = \frac{Fr_i}{T_i} = \frac{cl + Y_{nat}zb \sin \alpha_i \times \tan \phi}{Y_{nat}zb \sin \alpha_i} \quad (5)$$

Considerando-se que a área total sujeita a escorregamento possa ser subdividida em  $n$  fatias, e considerando o comprimento do arco AD igual a ( $s$ ), tem-se:

$$F_s = \frac{sc + \sum Y_{nat}zb \sin \alpha_i \times \tan \phi}{\sum Y_{nat}zb \sin \alpha_i} \quad (6)$$

Esta equação não leva em conta a pressão neutra ( $\mu$ ). Para o caso de  $c=0$ , tem-se:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan i} \quad (7)$$

No caso da existência de pressão neutra atuando na base do plano potencial de escorregamento, a componente normal deverá ser diminuída de uma quantidade igual à força neutra. Para uma única fatia tem-se:

$$F_s = \frac{cl + \sum (Y_{nat}zb \sin \alpha_i - \mu l) \times \tan \phi}{\sum Y_{nat}zb \sin \alpha_i} \quad (8)$$



Para o comprimento do arco AD:

$$F_s = \frac{sl + \sum(Y_{nat}zb \sin \alpha_i - \mu l) \times \tan \phi}{\sum Y_{nat}zb \sin \alpha_i} \quad (9)$$

A equação pode ser escrita de forma mais simples, ou seja:

$$F_s = \frac{\sum[cl + \tan \phi(P \cos \alpha_i - \mu l)]}{\sum P \sin \alpha_i} \quad (10)$$

#### 4.6.2 MÉTODO DE BISHOP

Esse método foi proposto por Bishop em 1955, considerando a análise da estabilidade de um talude utilizando a divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias.

A resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento (Figura 10) em presença de pressão neutra é igual a:

$$\tau = \frac{1}{F_s} [c + (\sigma_n - \mu) \tan \phi] \quad (11)$$

Onde

$c$  – Coesão

$\phi$  – Ângulo de atrito interno

$\sigma_n$  - Pressão normal atuante ao longo da superfície de ruptura

$\mu$  - Pressão neutra

$F_s$  – Fator de segurança

Considera-se a fatia de ordem  $n$  e leva-se em conta as reações ( $R_{n-1}$  e  $R_{n+1}$ ) das fatias vizinhas. Suas componentes horizontais são designadas por ( $H_{n-1}$  e  $H_{n+1}$ ), conforme a Figura 10.

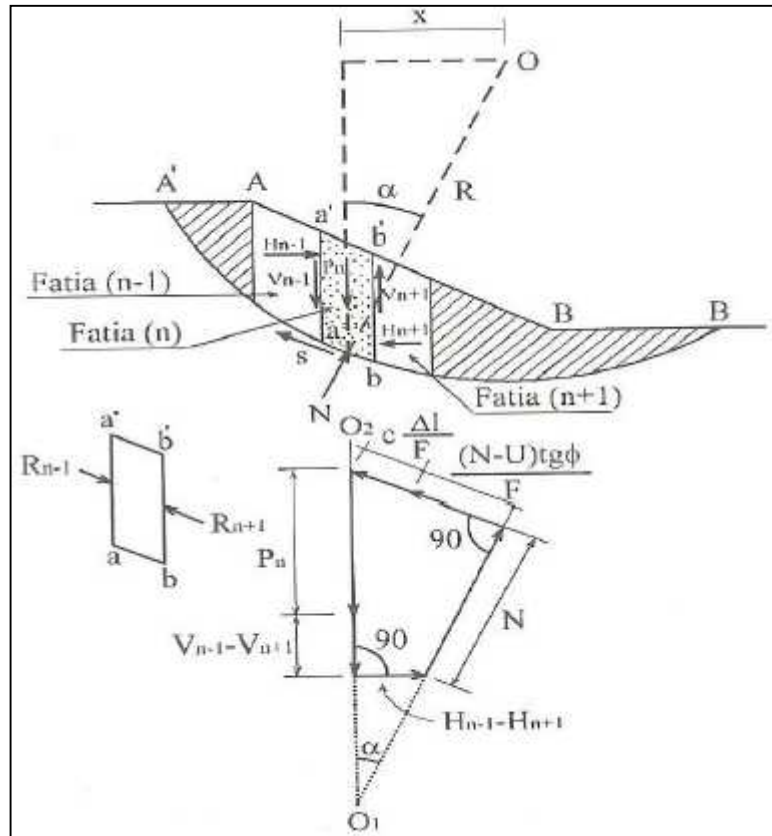


Figura 10: Distribuição de forças em uma fatia de solo (n), em uma vertente com deslizamento rotacional  
 Fonte: Caputo (1987).

Do polígono de forças indicado na figura obtém-se, projetando as forças segundo a direção do peso (P), para um solo sem coesão:

$$P_n = V_{n-1} - V_{n+1} = N \cos \alpha + \frac{(N - U) \tan \alpha}{F_s} \sin \alpha + \frac{cl}{F_s} \sin \alpha \quad (12)$$

Onde:

U – Força Neutra

$F_s$  - Fator de segurança

Como  $N = P_e + U$ , tem-se:

$$P_n = V_{n-1} - V_{n+1} = P_e \cos \alpha + U \cos \alpha + \frac{P_e \tan \alpha \sin \alpha}{F_s} + \frac{cl}{F_s} \sin \alpha \quad (13)$$

Logo:

$$P_e = \left( \frac{P_n + V_{n-1} - V_{n+1} - U \cos \alpha - \frac{cl \sin \alpha}{F_s}}{\cos \alpha + \frac{\tan \alpha \sin \alpha}{F_s}} \right) \quad (14)$$

O fator de segurança, definido em função da força de resistência ao cisalhamento e da força cisalhante, atua ao longo do arco AB, por definição, é dada por:

$$F_s = \frac{F_r}{S} \quad (15)$$

Por outro lado, a resistência ao cisalhamento ao longo do arco AB é igual a (por Coulomb):

$$F_r = cl + (N - U) \tan \phi \quad (16)$$

Substituindo (15) em (16), tem-se

$$S = \frac{cl}{F_s} + \frac{(N - U) \tan \phi}{F_s} \quad (17)$$

Considerando-se a igualdade dos momentos em relação ao ponto (o) do círculo de raio (R), tem-se:

$$\sum P_n X = \sum SR = \frac{R}{F_s} \sum [cl + (N - U) \tan \phi] \quad (18)$$

Como  $X = R \sin \alpha$ , tem-se:

$$F_s = \frac{\sum [cl + (N - U) \tan \phi]}{\sum P_n \sin \alpha} \quad (19)$$

Substituindo-se (14) em (19), tem-se:

$$F_s = \frac{1}{\sum P_n \sin \alpha} \sum \frac{(P_n + V_{n-1} - V_{n+1} - U \cos \phi) \tan \phi + cl \sin \phi}{\cos \phi + \frac{\sin \phi}{F_s} \tan \phi} \quad (20)$$

O cálculo é procedido tomando-se um valor aproximado do fator de segurança, determina-se assim o segundo membro da equação. Repete-se o cálculo até que o valor obtido seja satisfatório (PEREIRA, 2013).

#### 4.5.3 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Se introduzirmos a seguinte simplificação  $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$ , teremos a expressão do fator de segurança através do método de Bishop Simplificado. Ferramenta atualmente muito utilizada para problemas de estabilização de taludes (PEREIRA, 2013).

A distribuição das forças verticais, sendo ( $l$ ) o comprimento da base da fatia, tem-se a partir da Figura 11:

$$P = \mu l \cos \alpha + \sigma_e l \cos \alpha + \frac{cl \sin \alpha + \sigma_e l \sin \alpha \tan \alpha}{F_s} \quad (21)$$

Sendo:

$$\sigma_e l = \frac{P - \mu l \cos \alpha - \frac{cl}{F_s \sin \alpha}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \alpha}{F_s}} \quad (22)$$

No equilíbrio de momentos, tem-se:

$$F_s = \frac{\sum (cl + \sigma_e l \tan \alpha)}{\sum P \sin \alpha} \quad (23)$$

Sabe-se que:

$$M_{(\alpha)} = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s} \right) \quad (24)$$

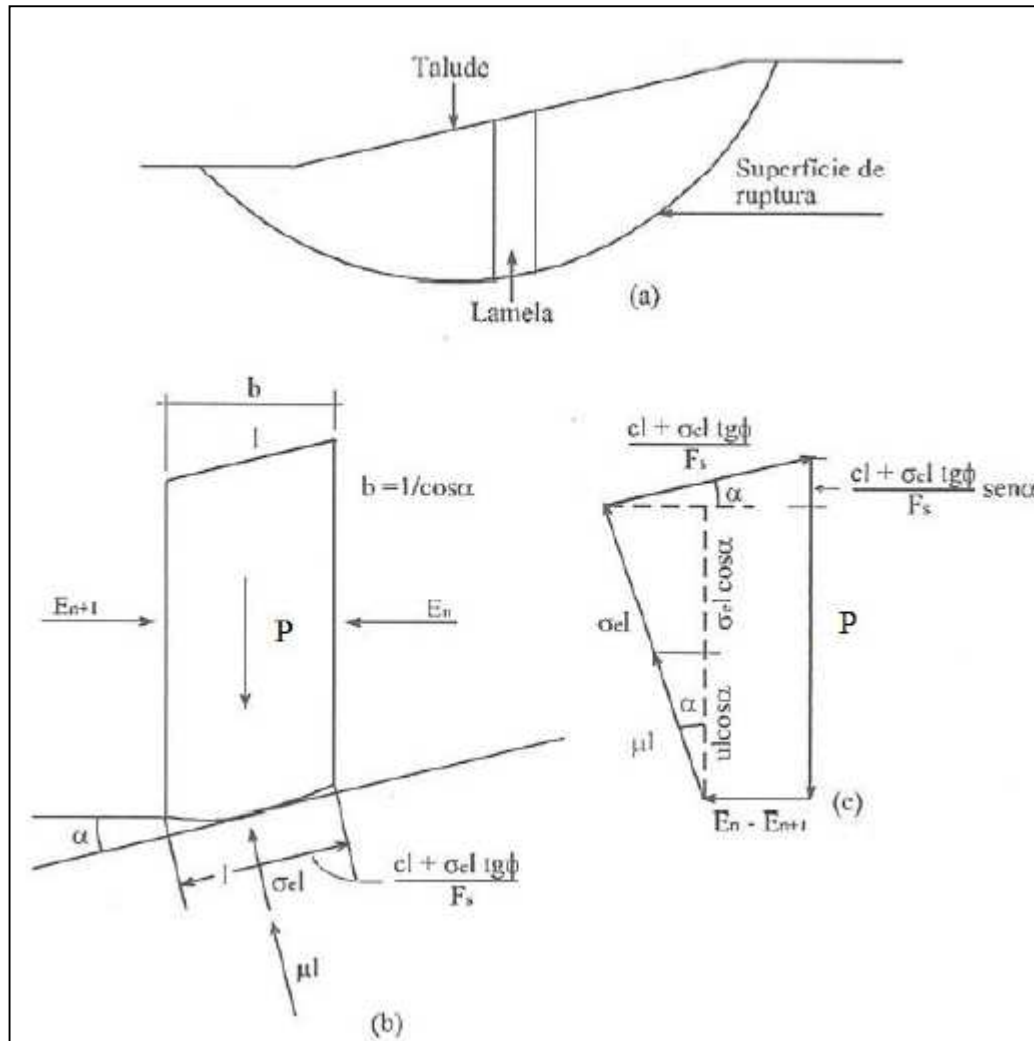


Figura 11: Forças envolvidas no equilíbrio de uma lamela de solo em uma vertente  
Fonte: Adaptado Marangon (2004).

Substituindo a Equação (22) em (23), desenvolvendo e cortando os termos iguais, então tem-se:

$$F_s = \frac{1}{\sum P \sin \alpha} \sum \left( \frac{cl \cos \alpha + (P - \mu l \cos \alpha) \tan \phi}{\cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F_s} \right)} \right) \quad (25)$$

Fazendo  $b = l \cos \alpha$ , e substituindo (24) em (25), tem-se:

$$F_s = \frac{\sum (bc + P - \mu b) \tan \phi \frac{1}{M(\alpha)}}{\sum P \sin \alpha} \quad (26)$$

Segundo Pereira (2013) como o fator de segurança aparece nas duas equações, o resultado se chega através de processo iterativo, de maneira semelhante ao método de Fellenius. Os valores  $M(\alpha)$  são obtido através da Figura 12.

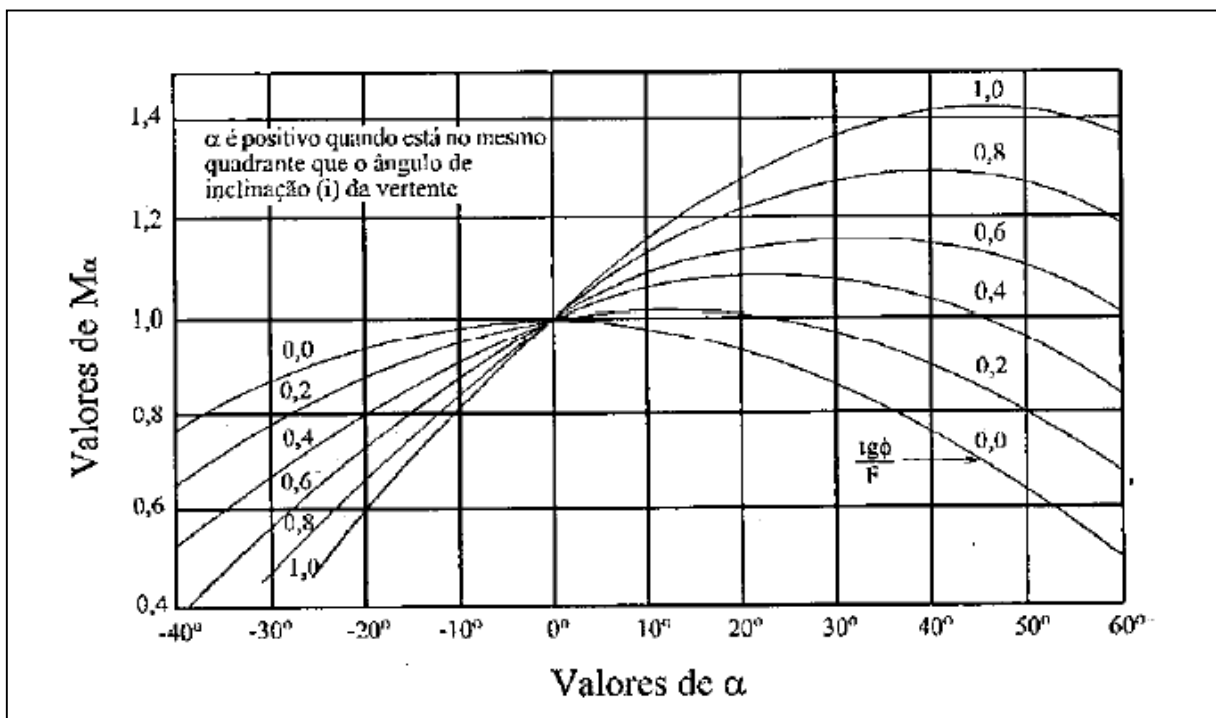


Figura 12: Gráfico para determinação de  $M(\alpha)$   
Fonte: Marangon (2004).

#### 4.5.4 MÉTODO DE SPENCER

O método proposto por Spencer em 1967 assume que as forças entre as fatias são paralelas entre si, portanto, todas são inclinadas com um mesmo ângulo. O valor desse ângulo é calculado como parte da solução do problema e não adotado. O processo de cálculo é iterativo, onde são adotados valores para a inclinação e fator de segurança do talude. Os cálculos são feitos até que o equilíbrio de forças por fatias seja alcançado.

Spencer considerou que as forças  $X_i$ ,  $Y_i$  e  $X_{i+1}$  e  $Y_{i+1}$  poderiam ser substituídas por uma resultante  $Q_i$  inclinada de um ângulo  $\theta_i$ . A Figura 13 ilustra as hipóteses de Spencer.

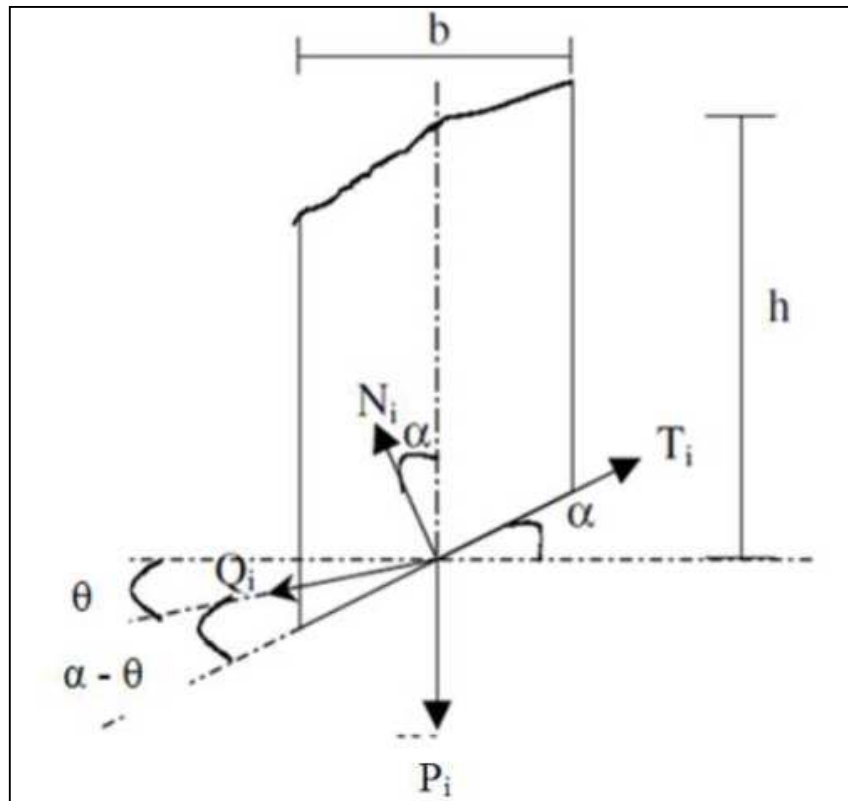


Figura 13: Forças atuantes na fatia pelo método de Spencer  
Fonte: Marangon (2004).

Considerando o modo de ruptura por Mohr-Coulomb e impondo o equilíbrio de forças na direção normal e paralelo a base da fatia, encontra-se:

$$Q = \frac{\frac{cb \sec \alpha}{F_s} + \frac{\tan \phi (h \cos \alpha - \mu b \sec \alpha)}{F_s} - P \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{\tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]} \quad (27)$$

Supondo que não existam forças externas atuando no talude, as componentes horizontais e verticais da força  $Q$  devem ser nulas. Então:

$$\sum Q \cos \theta = 0 \quad (28)$$

$$\sum Q \sin \theta = 0 \quad (29)$$

Como a soma dos momentos das forças externas em relação ao centro de rotação é zero, a soma dos momentos das forças entre as fatias em relação ao centro também é nula. Sendo assim:

$$\sum QR \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (30)$$

Como a superfície é circular e  $R$  é constante, temos:

$$R \sum Q \cos(\alpha - \theta) \quad (31)$$

Logo:

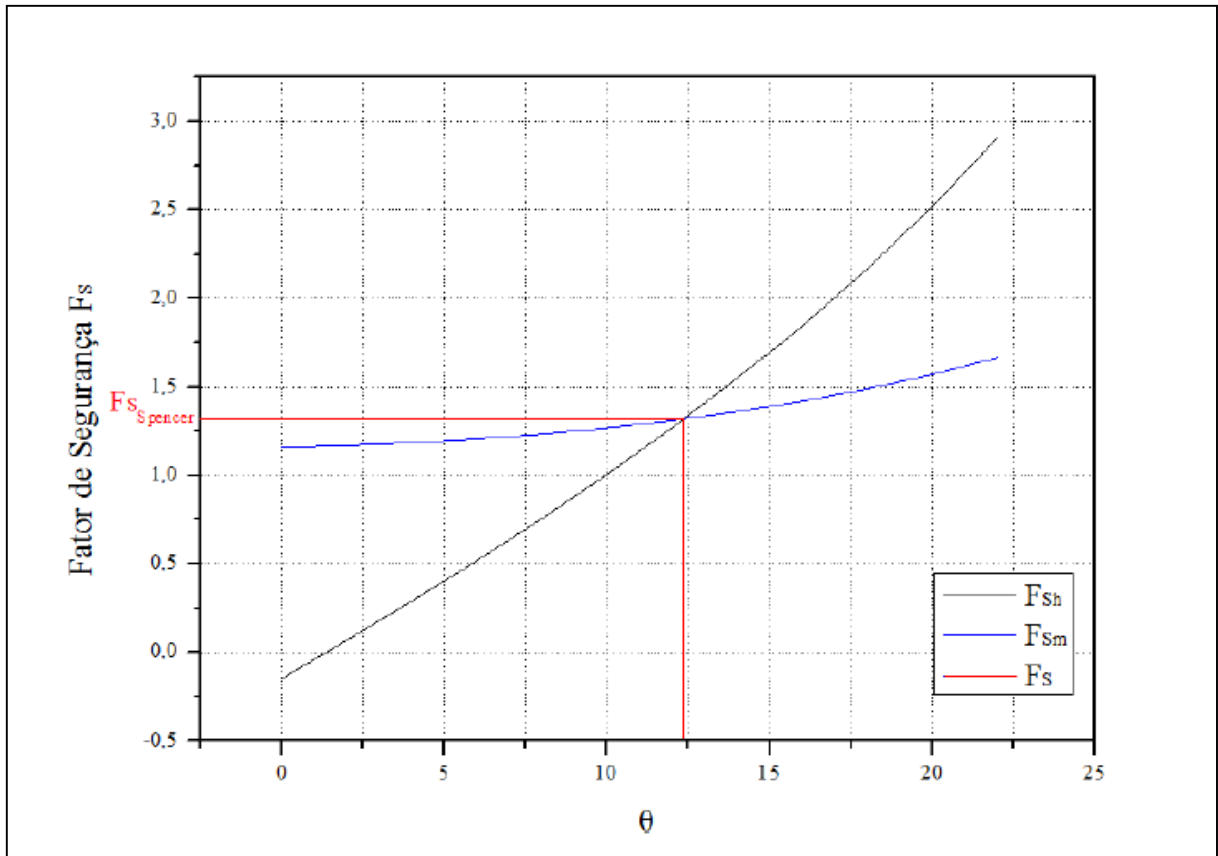
$$\sum Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (32)$$

Para tornar o sistema de equações determinável, foi considerada a hipótese de  $\delta$  constante para todas as fatias. Desse modo, as Equações (28) e (29) se reduzem para:

$$\sum Q = 0 \quad (33)$$

Assim, aplicando-se as equações 30, 31 e 33, qual o valor de  $Q$  é obtido através da Equação 27, a solução do problema é encontrada de forma gráfica. Plota-se em um gráfico os diversos fatores de segurança encontrados pelas Equações 32 e 33 ao variar o ângulo  $\theta$ . No ponto de intersecção das duas funções encontra-se o valor do fator de segurança que satisfaz as duas equações. Este procedimento está ilustrado na Figura 14





**Figura 14: Determinação gráfica do fator de segurança pelo método de Spencer**  
 Fonte: Marangon (2004).

No capítulo a seguir será apresentada a metodologia deste trabalho, onde será apresentado a descrição do talude estudado. A aplicação dos métodos apresentados neste capítulo será exibida no item 6.

## 5 METODOLOGIA

### 5.1 DESCRIÇÃO DO CASO ESTUDADO

O talude está situado na pista sul da Rodovia Presidente Dutra, no município de Queluz, estado de São Paulo. Trata-se de um trecho aterrado, onde houve instabilização da massa de solo na lateral do aterro de encontro com a ponte sobre o Rio Claro. O talude encontra-se em uma das rodovias mais movimentadas do Brasil. A pista poderia ser interditada devido à proximidade da crista do talude com a pista. A Figura 15 trás uma vista do talude rompido.



**Figura 15: Vista da ruptura, a partir do encontro oposto da ponte**  
**Fonte: Confidencial.**

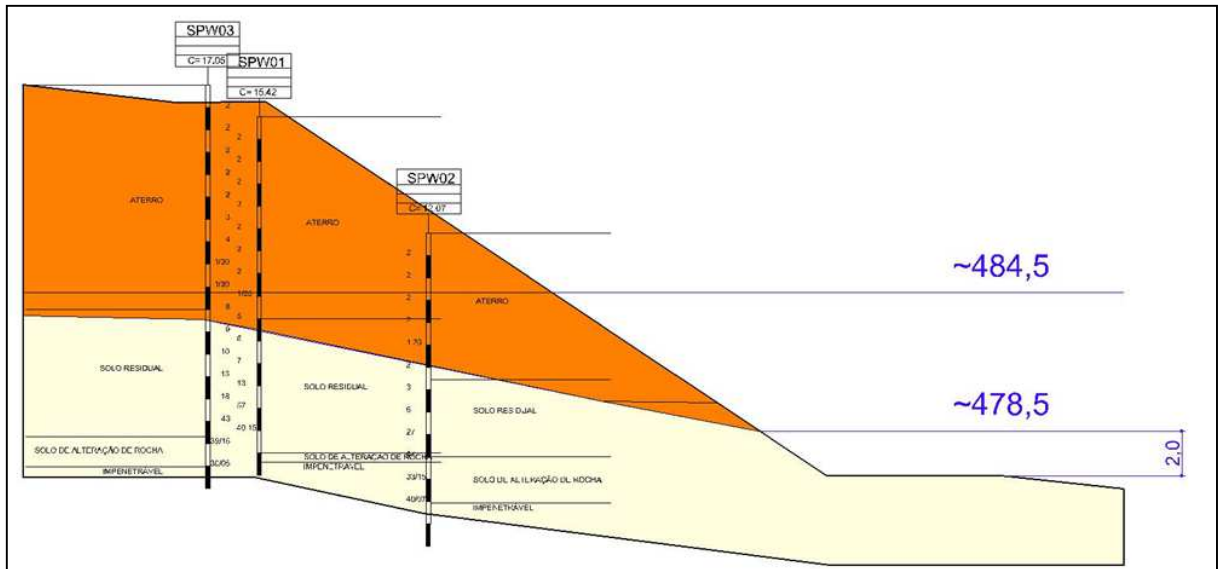
Na véspera do escorregamento foi registrado que o nível de água estava acima do comumente registrado. Anterior ao enchimento do reservatório era registrado uma taxa de dois metros de lâmina de água, na cota 478,5 metros acima do nível do mar. No dia do registro a água encontrava-se na cota 484,5 metros acima do mar, gerando uma lâmina de água de oito metros conforme visto na Figura 16.



**Figura 16: Nível de água registrado à véspera do escorregamento**  
**Fonte: Confidencial.**

### 5.1.2 ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO TERRENO

Para definição do perfil geotécnico do local de execução da obra foram realizadas sondagens a percussão além de uma análise táctil-visual preliminar do terreno local. As sondagens com ensaio SPT foram realizadas conforme a norma NBR 6484:2001. O ensaio foi realizado em três pontos. O subsolo local, revelado pode ser caracterizado como uma camada de aterro de silte argiloso, micáceo, muito mole a mole com espessura variável de 6 a 10 metros (aterro de formação do greide da via). Abaixo do aterro encontra-se uma camada de solo residual composto por argila siltosa, estendendo-se até o final das sondagens, a cerca de 10 a 15 metros. O nível de água foi detectado por ocasião das sondagens a profundidades que variam entre 1,5 metros no pé do talude e 10 metros no topo do talude. A Figura 17 apresenta o modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original do talude.



**Figura 17: Modelo empregado nas análises, reconstruindo a geometria original**  
**Fonte: Confidencial.**

## 5.2 DADOS BÁSICOS PARA A ANÁLISE

Devido à natureza dos resultados das sondagens SPT na camada de solo residual, decidiu-se por subdividir a camada. Portanto, na camada de solo residual tem-se uma subcamada logo abaixo do aterro chamada “Camada A” e logo abaixo desta, a “Camada B”. Os parâmetros adotados nas análises apresentadas neste capítulo foram obtidos através de correlações apresentadas no Anexo B. Os parâmetros obtidos encontram-se no Quadro 7.

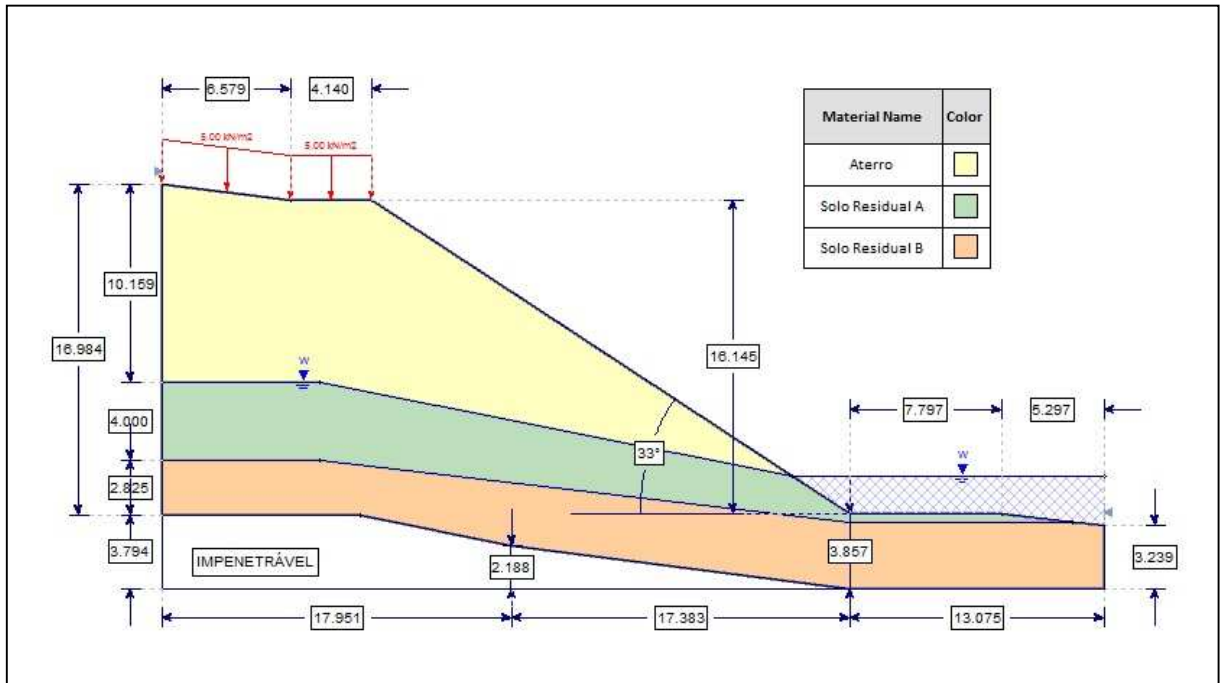
Camada	NSPT	Peso específico	Ângulo de atrito		Coesão
			Teixeira	Godoy	
Aterro	2	15 kN/m <sup>3</sup>	19.5° (*)	28.8°	20 kPa
Solo residual - Camada A	11.5	18 kN/m <sup>3</sup>	30.2° (*)	32.6°	115 kPa
Solo residual - Camada B	33	21 kN/m <sup>3</sup>	36.4° (*)	40.69°	330 kPa

**Quadro 8: Parâmetros geotécnicos adotados**

(\*) Valor adotado para o ângulo de atrito

A seguir é apresentada a aplicação dos métodos citados no Item 4. Nos diversos métodos de análise serão feitas variações dos seguintes parâmetros: ângulo de atrito ( $\phi$ ), peso específico ( $\gamma$ ), coesão ( $c$ ), sobrecarga ( $q$ ) e nível de água. Tal variação tem como objetivo analisar a influência destes parâmetros na

estabilidade do talude. A Figura 18 mostra uma representação gráfica do modelo básico utilizado nas análises antes da elevação do nível do lençol freático.



**Figura 18: Representação gráfica do modelo utilizado nas análises**

A sobrecarga foi adotada conforme a norma brasileira NBR 7188:1982 como uma carga distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>, trem tipo classe 45. Ao variar um parâmetro os outros permanecem constantes, as análises serão obtidas através da influência de um único parâmetro por vez.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dentre os diversos métodos apresentados no Item 4, será apresentado a seguir a aplicação dos métodos de Spencer, Bishop simplificado e Fellenius.

Foi utilizado o software Slide (2013), versão 6.0. O programa Slide realiza análises de estabilidade de taludes, determinando os fatores de segurança através de métodos de equilíbrio limite. O programa dispõe da aplicação de diversos métodos de análises desenvolvidos com base na subdivisão da massa potencialmente instável em fatias e na determinação do fator de segurança através da relação entre esforços resistentes e solicitantes. A principal distinção entre os diversos métodos reside nas hipóteses simplificadoras adotadas na definição dos esforços atuantes em cada fatia e na massa potencialmente instável como um todo.

### 6.1 APLICAÇÃO MÉTODO DE SPENCER

A hipótese adotada para o método Spencer é que a direção da resultante dos esforços de cisalhamento e normal entre fatias é constante ao longo de toda a massa potencialmente instável. Neste método, tanto o equilíbrio de momento quanto o de forças são satisfeitos.

A seguir será apresentado os valores do fator de segurança resultante das variações sobre os parâmetros em análise.

#### 6.1.1 VARIAÇÃO PESO ESPECÍFICO

Para análise da influência do parâmetro peso específico na estabilidade, verificou-se influência na camada de aterro sobre o valor do fator de segurança. O Quadro 8, apresenta os valores do fator de segurança em função da variação do parâmetro peso específico na camada de aterro.



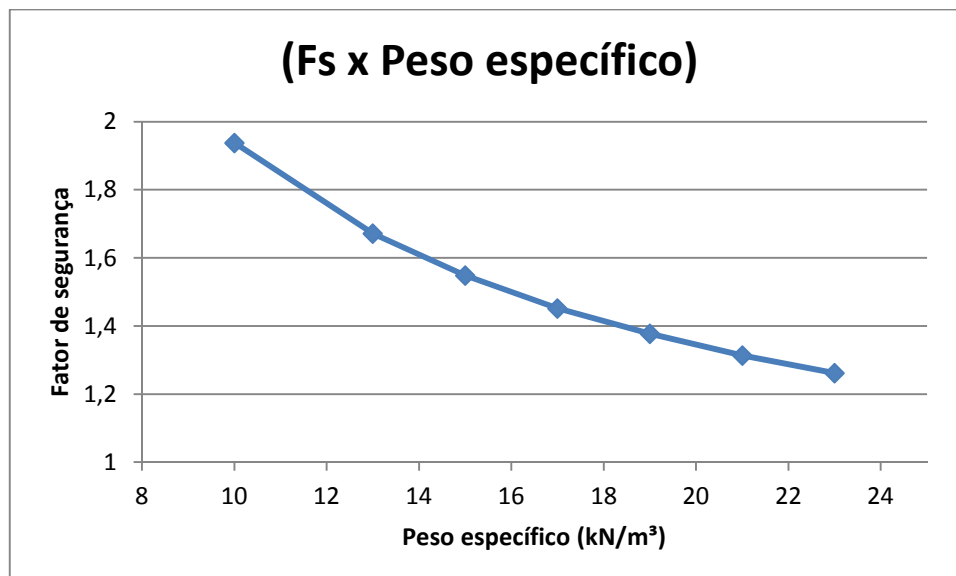
PESO ESPECÍFICO (Kn/m <sup>3</sup> )	FS
10 (**)	1,938
13	1,672
15 (*)	1,548
17	1,452
19	1,377
21 (**)	1,313
23 (**)	1,262

**Quadro 9: Aplicação do método de Spencer para variação do peso específico na camada de aterro**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

Verificou-se para o caso estudado, que com o aumento do peso específico para a camada Aterro, houve diminuição do fator de segurança. Para o aumento do peso específico de 10 kN/m<sup>3</sup> para 13 kN/m<sup>3</sup> houve uma variação de 15,90% no valor do fator de segurança. Com o aumento do peso específico a cada 2kN/m<sup>3</sup> a diferença cada vez é menor, de 13 kN/m<sup>3</sup> para 15 kN/m<sup>3</sup> houve variação de 8% logo de 21 kN/m<sup>3</sup> para 23 kN/m<sup>3</sup> houve uma diferença de 4,04%. O Gráfico 1 apresenta os valores das variações do peso específico na camada de aterro.



**Gráfico 1: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Spencer**

Não houve variação no fator de segurança através da variação do peso específico tanto para a Camada A quanto para a Camada B.

### 6.1.2 VARIAÇÃO COESÃO

Os valores da coesão aplicados ao método de Spencer demonstraram variações no fator de segurança do talude. O Quadro 9 apresenta os valores do fator de segurança para variações realizadas na camada de aterro.

COESÃO (KPA)	FS
0	0,540
10	1,121
20 (*)	1,548
30	1,958
40	2,367
50	2,767
100	4,400
150	4,982
200	5,782
300 (**)	8,053
400 (**)	9,706
500 (**)	11,091

**Quadro 10: Aplicação do método de Spencer para variação da coesão na camada de aterro**

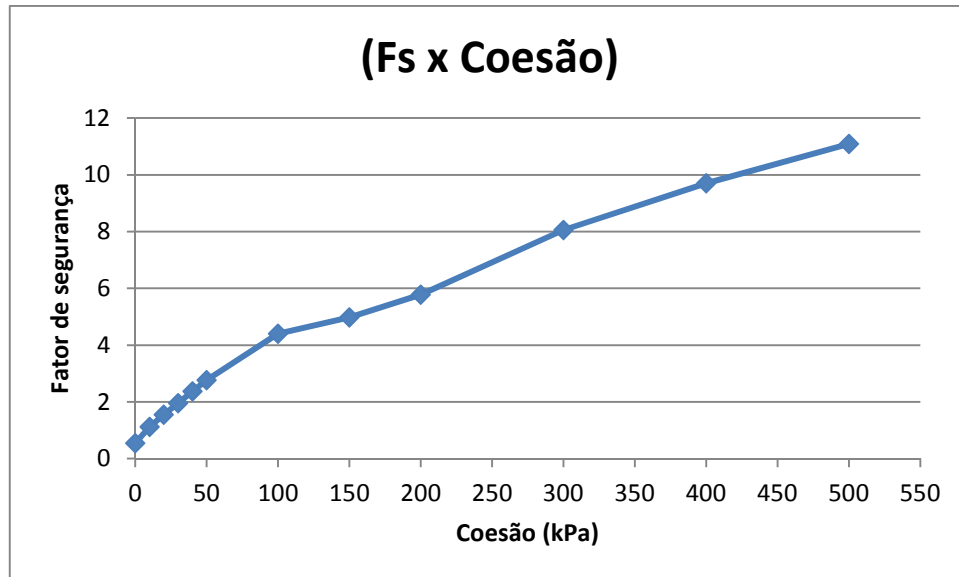
(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

Como esperado, com o aumento da coesão no aterro houve aumento do fator de segurança, as mudanças são mais significativas nos primeiros valores adotados. Por exemplo, a variação de 0 para 10 kPa chegou a 107%.

A partir dos dados do Quadro 9, foi confeccionado um gráfico para melhor visualização. O Gráfico 2 apresenta os valores do fator de segurança em função da coesão para a camada de aterro.





**Gráfico 2: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Spencer**

Os valores do fator de segurança para a Camada A do solo residual são apresentados no Quadro 10.

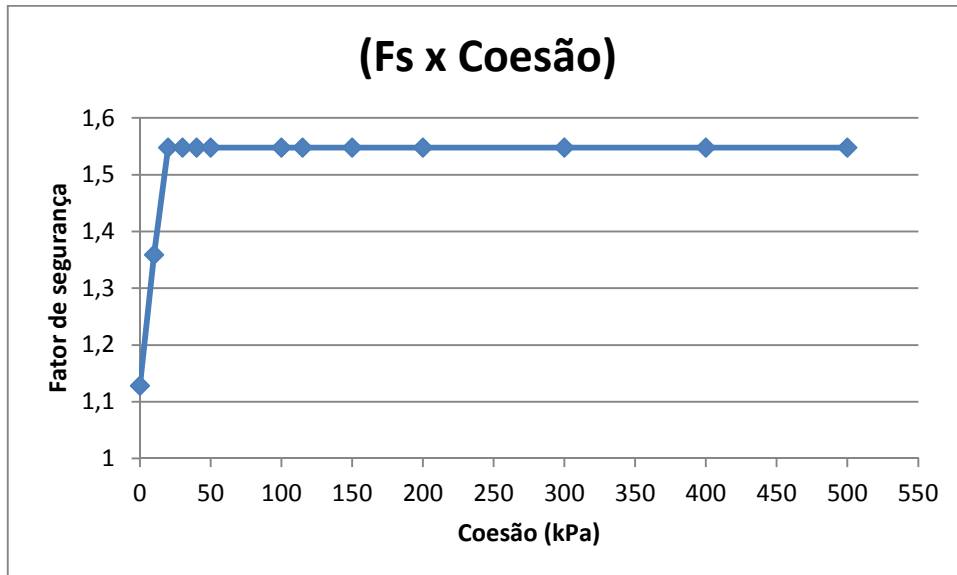
COESÃO (KPA)	FS
0	1,128
10	1,359
20	1,548
30	1,548
40	1,548
50	1,548
100	1,548
115 (*)	1,548
150	1,548
200	1,548
300 (**)	1,548
400 (**)	1,548
500 (**)	1,548

**Quadro 11: Aplicação do método de Spencer para variação da coesão na camada A de solo residual**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

A partir de 20 kPa adotado na Camada A, não há mais variações na estabilidade do talude. O Gráfico 3 apresenta os valores do fator de segurança através dos dados obtidos no Quadro 10.



**Gráfico 3: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Spencer**

Não houve variação no fator de segurança com a variação do parâmetro na Camada B.

### 6.1.3 VARIAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO

A variação do parâmetro revelou novamente que não houve mudanças no fator de segurança através de mudanças do parâmetro nas Camadas A e B do solo residual.

O Quadro 11 apresenta os dados da camada de aterro.

ÂNGULO ATRITO	FS
0	0,774
5	0,979
10	1,18
15	1,372

**Quadro 12: Aplicação do método de Spencer para variação do ângulo de atrito na camada de aterro. (continua)**

ÂNGULO ATRITO	FS
19.50 (*)	1,548
20	1,568
25	1,773
28.8 (**)	1,936
30	1,995
35	2,231
40 (***)	2,491
45 (***)	2,787

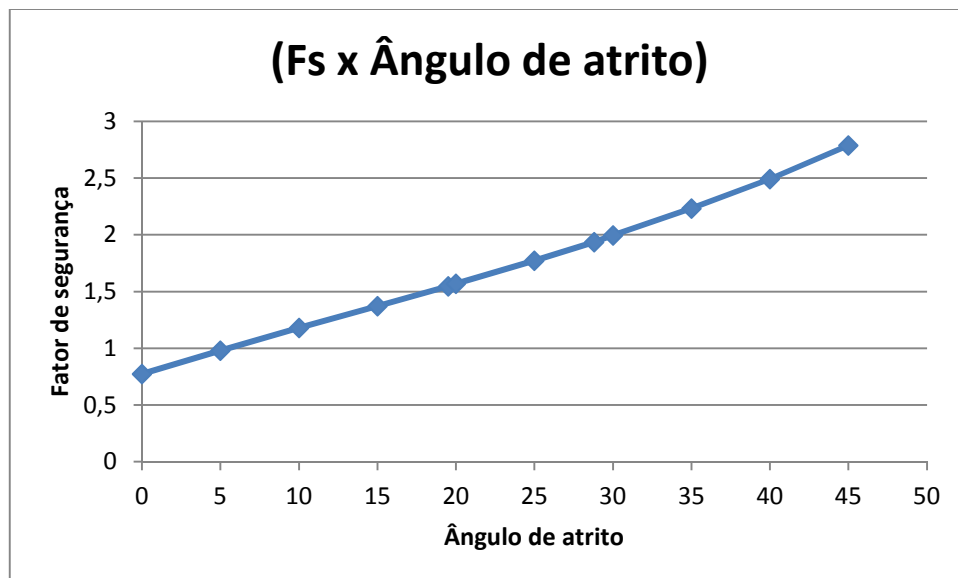
**Quadro 13: Aplicação do método de Spencer para variação do ângulo de atrito na camada de aterro. (conclusão)**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4 pelo método de Teixeira

(\*\*) Valor obtido no item 5.2.4 pelo método de Godoy

(\*\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O aumento do valor do ângulo de atrito resulta um aumento no fator de segurança. Se tivéssemos obtido o ângulo de atrito através do método proposto por Godoy, teríamos um aumento de 25% no fator de segurança em relação ao método de Teixeira. O Gráfico 4 apresenta os valores obtidos no Quadro 11, para melhor visualização.



**Gráfico 4: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Spencer**

### 6.1.4 VARIAÇÃO SOBRECARGA

A sobrecarga simula a carga da via sobre o talude. A variação da sobrecarga influi diretamente no valor do fator de segurança. Os valores são apresentados no Quadro 12.

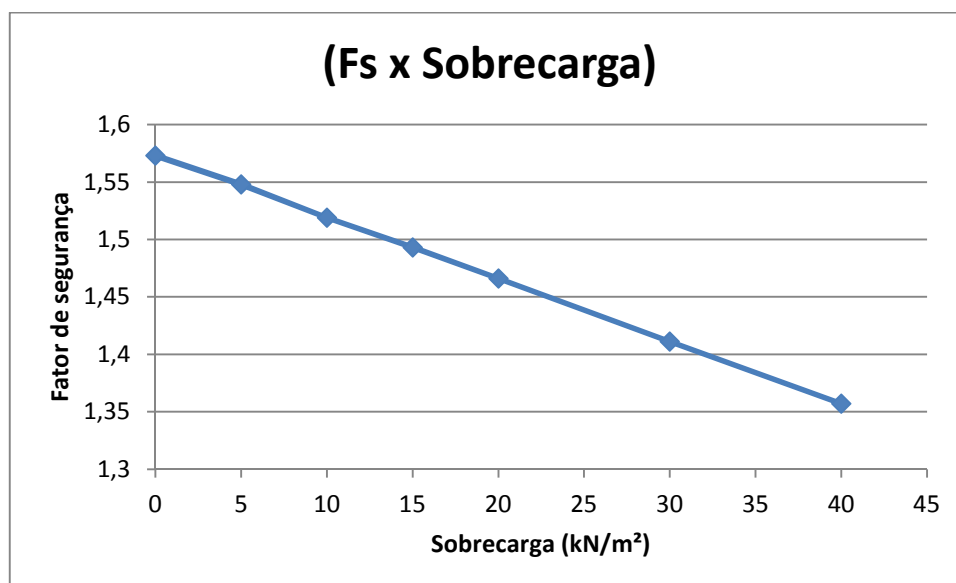
SOBRECARGA (kN/m <sup>2</sup> )	FS
0	1,573
5 (*)	1,548
10	1,519
15	1,493
20	1,466
30 (**)	1,411
40 (**)	1,357

**Quadro 14: Aplicação do método de Spencer para variação da Sobrecarga**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O aumento da sobrecarga diminui o fator de segurança com uma média de 2% a cada 5 kN/m<sup>2</sup>. Para melhor visualização, através dos resultados obtidos no Quadro 12 foi confeccionado o Gráfico 5.



**Gráfico 5: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Spencer**

### 6.1.5 VARIAÇÃO NÍVEL DE ÁGUA

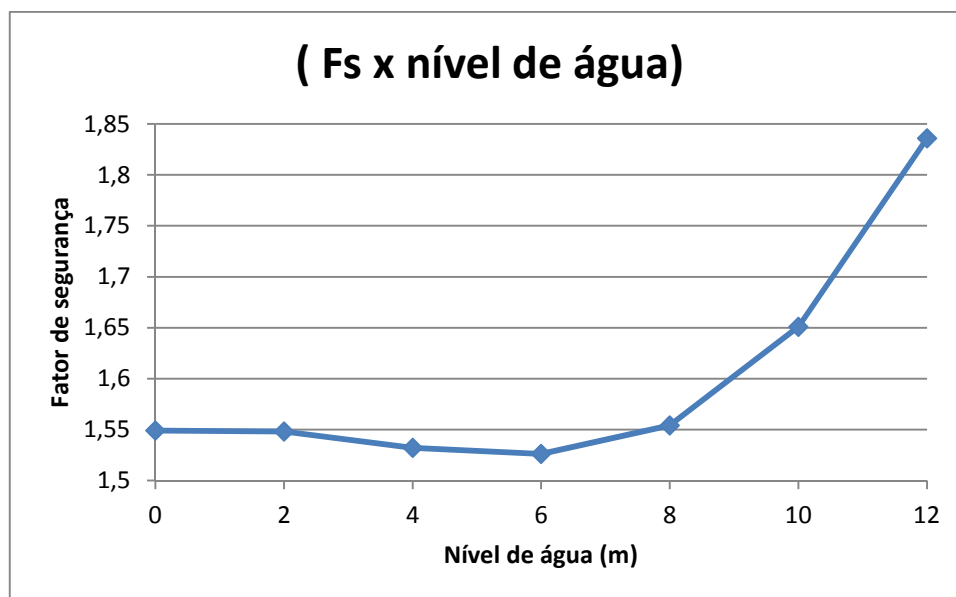
O nível de água é representado pelo rio que passa ao lado do talude. A variação da sobrecarga influi diretamente no fator de segurança. O Quadro 13 apresenta os valores do fator de segurança para variações no nível de água em relação à base do talude.

Nível de água (m)	FS
0	1,549
2 (*)	1,548
4	1,532
6	1,526
8	1,554
10	1,651
12	1,836

**Quadro 15: Aplicação do método de Spencer para variação do nível de água**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

A partir dos dados obtidos no Quadro 13, foi confeccionado um gráfico para melhor visualização. O Gráfico 6 apresenta os valores do fator de segurança em função do nível de água.



**Gráfico 6: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Spencer**

## 6.2 APLICAÇÃO DO MÉTODO BISHOP SIMPLIFICADO

Para aplicação do método de Bishop também foi utilizado o programa de análise de estabilidade o Slide 6.0, descrito no item anterior. Os parâmetros foram adotados conforme os dados de projeto apresentados no item 5.2.4. O método de Bishop é o mais usual entre os usados neste trabalho.

Assim como apresentado anteriormente será feita a aplicação do método de Bishop simplificado para valores do fator de segurança através dos parâmetros: peso específico, coesão, ângulo de atrito, sobrecarga e nível de água.

### 6.2.1 VARIAÇÃO PESO ESPECÍFICO

As análises se procederam da mesma maneira como a executada com a aplicação do método de Spencer. O quadro 14 seguir apresenta a variação do parâmetro em questão na camada do aterro.

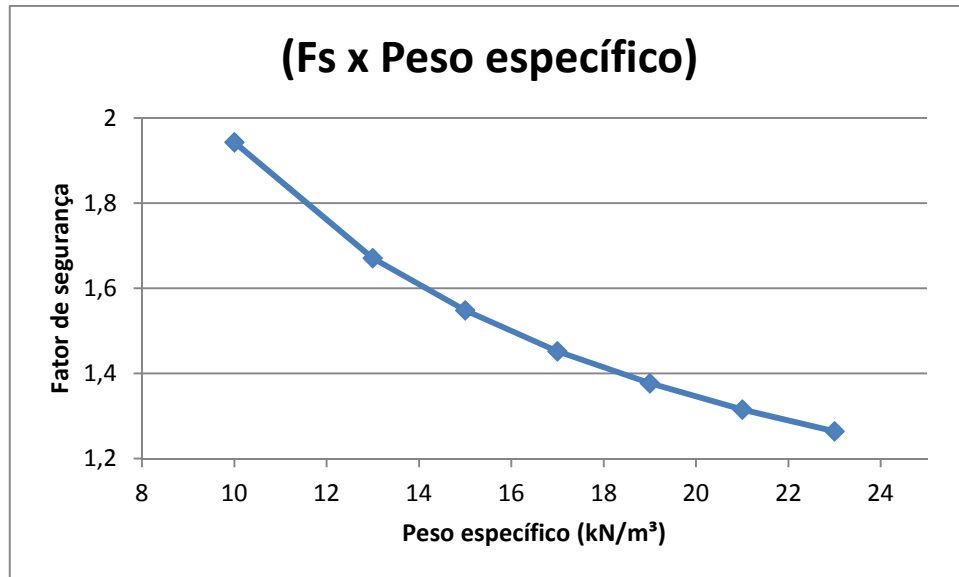
PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )	FS
10 (**)	1,943
13	1,671
15 (*)	1,548
17	1,452
19	1,377
21 (**)	1,315
23 (**)	1,264

**Quadro 16: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O aumento do peso específico causou diminuição do fator de segurança. De 10 kN/m<sup>3</sup> para 13 kN/m<sup>3</sup> houve uma queda de 16,27%. Após aumento de 2 kN/m<sup>3</sup> no parâmetro houve uma mudança de em torno 4% por valor adotado. O Gráfico 7 apresenta os valores obtidos através do Quadro 14



**Gráfico 7: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

As camadas A e B não apresentaram mudança no coeficiente de segurança

### 6.2.2 VARIAÇÃO COESÃO

Os valores obtidos com a variação do parâmetro coesão para a camada de aterro são apresentados no Quadro 15.

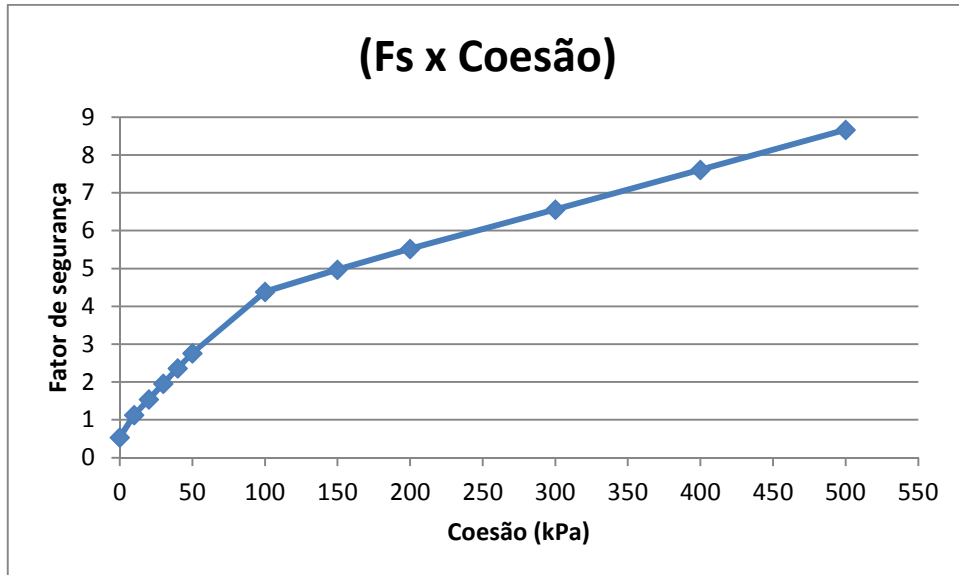
COESÃO (kPa)	FS
0	0,541
10	1,127
20 (*)	1,548
30	1,962
40	2,366
50	2,768
100	4,390
150	4,974
200	5,518
300 (**)	6,561
400 (**)	7,610
500 (**)	8,665

**Quadro 17: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

Assim como no método de Spencer as maiores diferenças se dão nos primeiros valores adotados para o parâmetro. Quando aumentamos a coesão de 0 para 10 kPa temos um aumento significativo no fator de segurança no valor de 108%. O Gráfico 8 fornece esses valores para melhor visualização.



**Gráfico 8: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

O Quadro 16 apresenta os valores do fator de segurança após variações do parâmetro na camada A de solo residual. Observou-se que assim como no método de Spencer não houve variação da estabilidade do talude a partir de valores acima de 20 kPa adotados no valor da coesão.

COESÃO (KPA)	FS
0	1,123
10	1,345
20	1,548
30	1,548
40	1,548
50	1,548
100	1,548
115*	1,548
150	1,548

**Quadro 18: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Bishop simplificado. (continua)**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

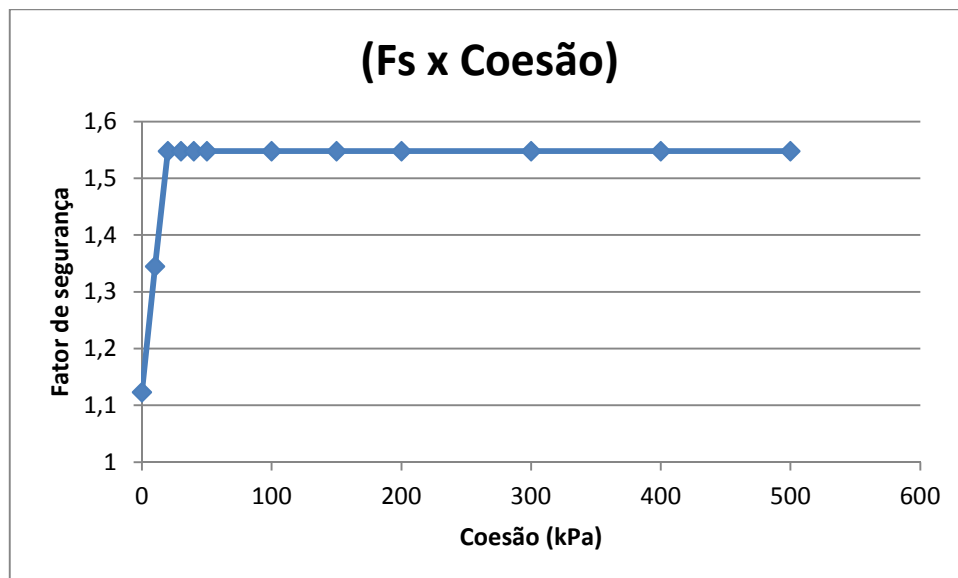


COESÃO (KPA)	FS
200	1,548
300 (**)	1,548
400 (**)	1,548
500 (**)	1,548

**Quadro 19: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Bishop simplificado. (conclusão)**

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O Gráfico 9 apresenta os valores obtidos através do Quadro 16.



**Gráfico 9: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Bishop simplificado**

### 6.2.3 VARIAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO

Com o aumento do ângulo de atrito temos um aumento do fator de segurança para variações realizadas na camada de aterro. Diferenças entre os métodos de Teixeira e Godoy chegaram a 25%, valor muito semelhante ao encontrado na aplicação do método de Spencer. O Quadro 17 fornece os valores do fator de segurança em função do ângulo de atrito

ÂNGULO ATRITO	FS
0	0,775
5	0,98
10	1,182
15	1,374
19.50 (*)	1,548
20	1,567
25	1,773
28.8 (**)	1,941
30	1,996
35	2,238
40 (***)	2,498
45 (***)	2,79

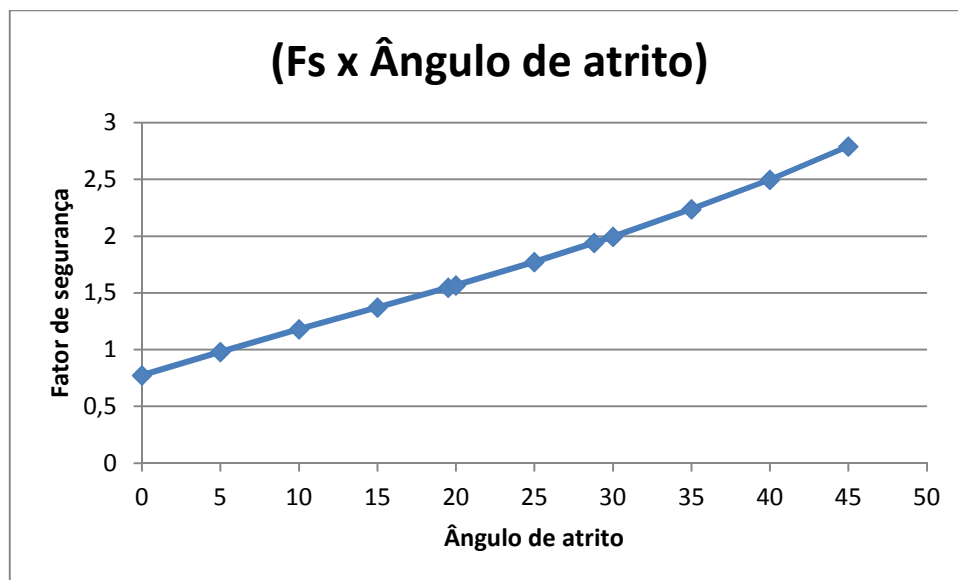
**Quadro 20: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4 pelo método de Teixeira

(\*\*) Valor obtido no item 5.2.4 pelo método de Godoy

(\*\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O Gráfico 10 apresenta os valores do fator de segurança em função do ângulo de atrito para a camada de aterro.



**Gráfico 10: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Bishop simplificado**

Não houve variações no fator de segurança em função de alterações do ângulo de atrito nas camadas A e B do solo residual.

## 6.2.4 VARIAÇÃO SOBRECARGA

Os valores acrescidos de sobrecarga são apresentados no Quadro 18. Maiores valores de sobrecarga geram uma diminuição do fator de segurança. Em média a cada 5 kN/m<sup>2</sup> acrescidos temos uma redução de 2% no fator de segurança.

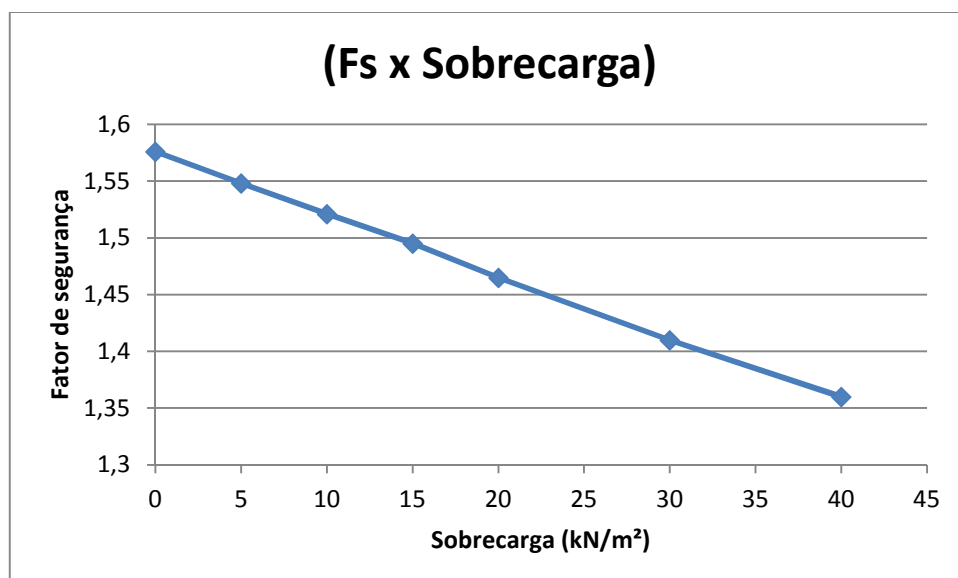
SOBRECARGA (kN/m <sup>2</sup> )	FS
0	1,576
5 (*)	1,548
10	1,521
15	1,495
20	1,465
30 (**)	1,41
40 (**)	1,36

**Quadro 21: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Bishop simplificado**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*)Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

Os valores do fator de segurança em função da sobrecarga estão apresentados no Gráfico 11.



**Gráfico 11: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Bishop simplificado**

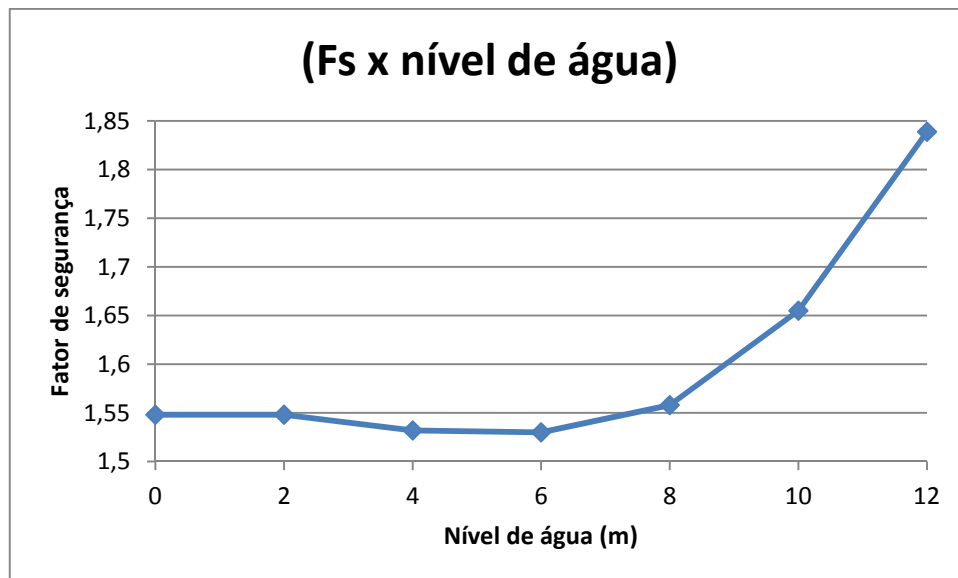
### 6.2.5 VARIAÇÃO NÍVEL DE ÁGUA

Através do método de Bishop simplificado foi variada a o nível de água para obter o fator de segurança. O Quadro 19 fornece os valores do fator de segurança em função da variação do nível de água em relação à base do talude

Nível de água (m)	FS
0	1,548
2 (*)	1,548
4	1,532
6	1,53
8	1,558
10	1,655
12	1,839

**Quadro 22: Aplicação do método de Bishop simplificado para variação do nível de água**  
(\*) Valor adotado no item 5.2.4

O Gráfico 12, fornece os valores obtidos através do Quadro 19 para melhor visualização.



**Gráfico 12: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Bishop simplificado**

### 6.3 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE FELLENIUS

Assim como nos métodos de Bishop e Spencer utilizaremos o software Slide 6.0 para realizar as análises do fator de segurança. Os parâmetros foram adotados conforme os dados de projeto apresentados no item 5.2.4

#### 6.3.1 VARIAÇÃO PESO ESPECÍFICO

Assim como já feito nos outros capítulos, foi obtido o valor do fator de segurança em função do peso específico da camada aterra. O Quadro 20 exibe os valores obtidos.

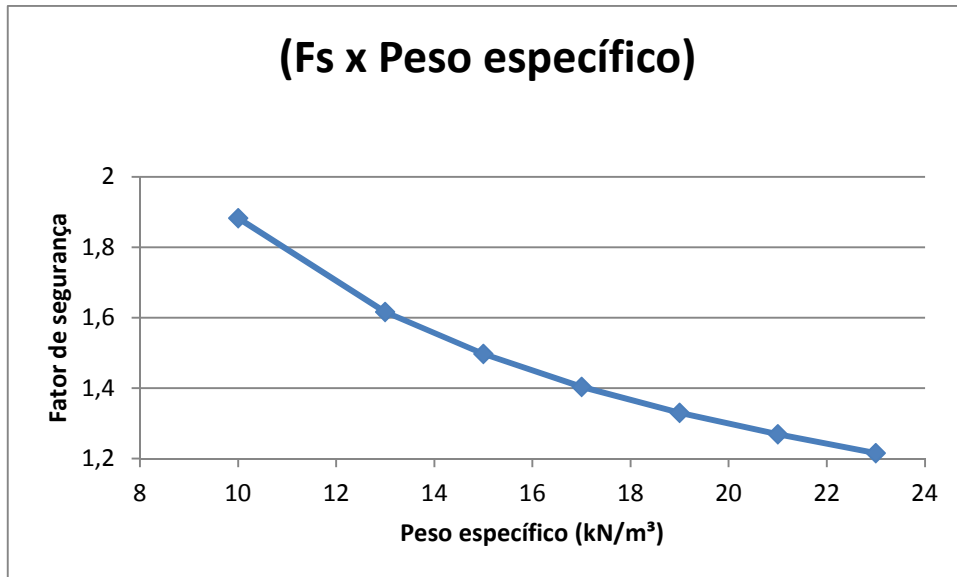
PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )	FS
10 (**)	1,882
13	1,616
15 (*)	1,497
17	1,404
19	1,33
21 (**)	1,269
23 (**)	1,216

**Quadro 23: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Fellenius**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O Gráfico 13 apresenta os valores do fator de segurança através de variações no peso específico para a camada de aterro.



**Gráfico 13: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada de aterro pelo método de Fellenius**

Não houve mudança no valor do fator de segurança devido as mudanças do peso específico nas camadas A e B do solo residual.

### 6.3.2 VARIAÇÃO COESÃO

A seguir será apresentado o Quadro 21 onde se encontram os valores do fator de segurança para as variações do parâmetro em questão na camada de aterro. Assim como já constatado as variações no fator de segurança são maiores nos primeiros valores adotados. De 0 kPa para 10 kPa houve um acréscimo de 99% no valor do fator de segurança.

COESÃO (KPA)	FS
0	0,54
10	1,075
20 (*)	1,497
30	1,903
40	2,309
50	2,715
100	4,348
150	4,931

**Quadro 24: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Fellenius. (continua)**

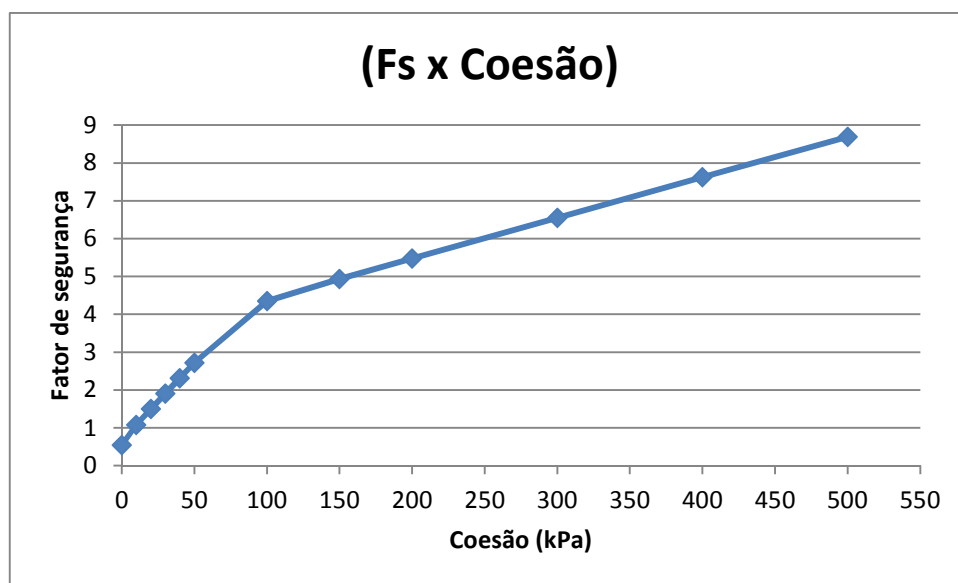
(\*) Valor adotado no item 5.2.4

COESÃO (KPA)	FS
200	5,475
300 (**)	6,551
400 (**)	7,626
500 (**)	8,691

**Quadro 25: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Fellenius. (conclusão)**

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O Gráfico 14 apresenta os valores obtidos no Quadro 21.



**Gráfico 14: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada de aterro pelo método de Fellenius**

Os resultados para a estabilidade com alterações na camada A serão apresentadas no Quadro 22.

Como já observado em experimentos anteriores o valor só sofre alteração até o valor adotado para a coesão de 20 kPa

COESÃO (KPA)	FS
0	1,115
10	1,316
20	1,497
30	1,497

**Quadro 26: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada A do solo residual pelo método de Fellenius. (continua)**

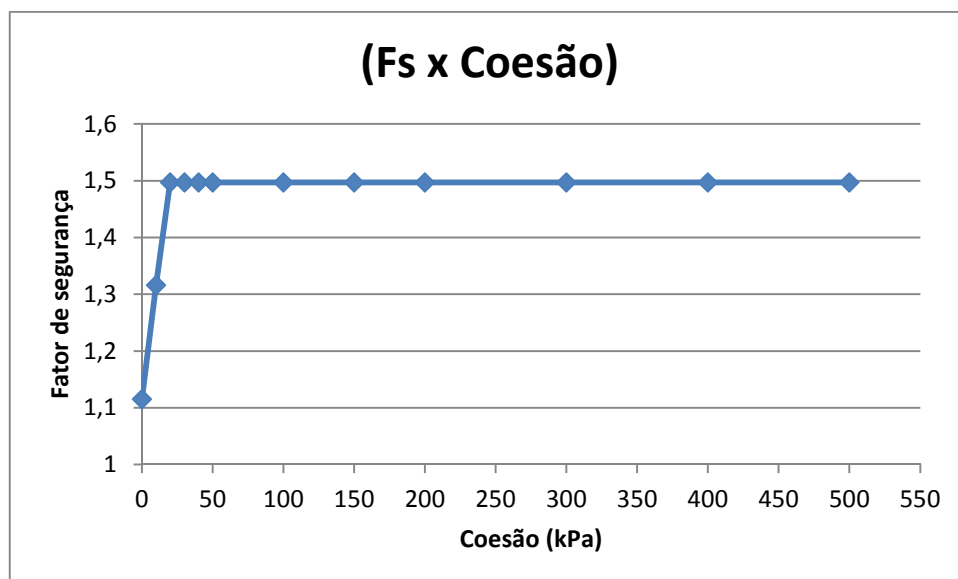
COESÃO (KPA)	FS
40	1,497
50	1,497
100	1,497
115 (*)	1,497
150	1,497
200	1,497
300 (**)	1,497
400 (**)	1,497
500 (**)	1,497

**Quadro 27: Determinação do fator de segurança através de variações do peso específico na camada A do solo residual pelo método de Fellenius. (conclusão)**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

Como já observado em experimentos anteriores o valor só sofre alteração até o valor adotado para a coesão de 20 kPa. Para efeitos de visualização, o Gráfico 15 exhibe os valores obtidos no Quadro 22



**Gráfico 15: Determinação do fator de segurança através de variações da coesão na camada A do solo residual pelo método de Fellenius**

Não houve mudanças na estabilidade devido a mudanças do valor da coesão na camada B do solo residual.



### 6.3.3 VARIAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO

Os valores adotados para as camadas A e B não influenciaram nos valores do fator de segurança.

A variação do parâmetro ângulo de atrito adotado para a camada de aterro está apresentada no Quadro 23.

ÂNGULO ATRITO	FS
0	0,775
5	0,974
10	1,153
15	1,33
19.50 (*)	1,497
20	1,516
25	1,711
28.8 (**)	1,866
30	1,916
35	2,135
40 (***)	2,383
45 (***)	2,671

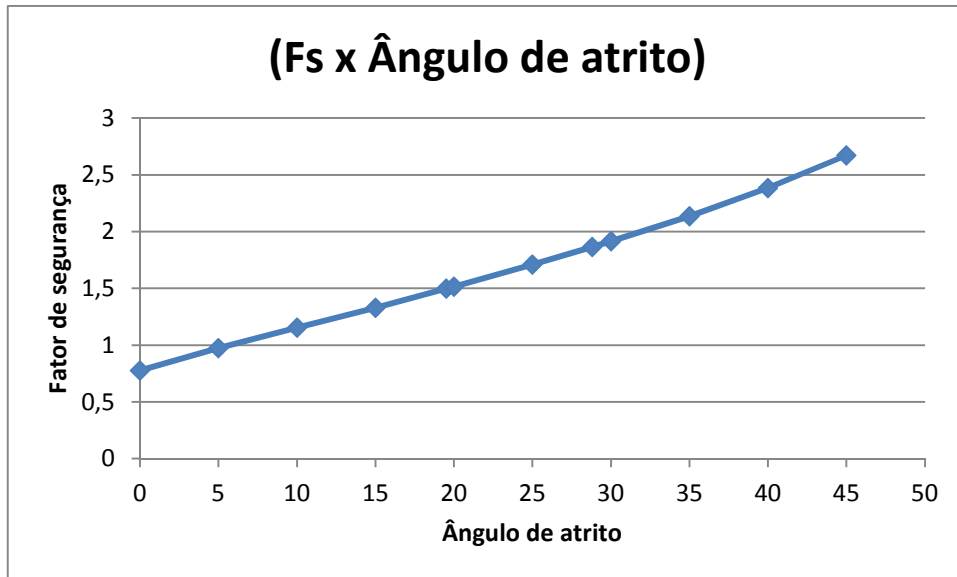
**Quadro 23: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Fellenius**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valor obtido no item 5.2.4 pelo método de Godoy

(\*\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

A diferença obtida entre o método de Teixeira e Godoy chega a 24,64%. O Gráfico 16 apresenta os valores do fator de segurança em função do fator de segurança.



**Gráfico 16: Determinação do fator de segurança através de variações do ângulo de atrito na camada de aterro pelo método de Fellenius**

#### 6.3.4 VARIAÇÃO SOBRECARGA

Com o aumento da sobrecarga houve redução do fator de segurança. O Quadro 24 exhibe os valores do fator de segurança em função do acréscimo da sobrecarga.

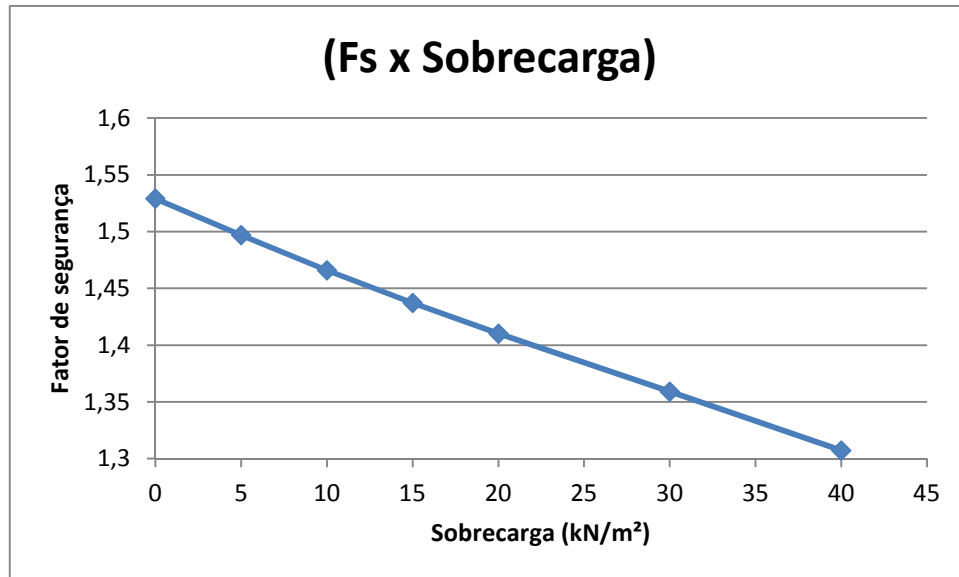
SOBRECARGA (Kn/m <sup>2</sup> )	FS
0	1,529
5 (*)	1,497
10	1,466
15	1,437
20	1,41
30 (**)	1,359
40 (**)	1,307

**Quadro 24: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Fellenius**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

(\*\*) Valores não representativos adotados para auxiliar na confecção dos gráficos.

O Gráfico 17 fornece os valores obtidos no Quadro 24.



**Gráfico 17: Determinação do fator de segurança através de variações da sobrecarga pelo método de Fellenius**

### 6.3.5 VARIAÇÃO NÍVEL DE ÁGUA

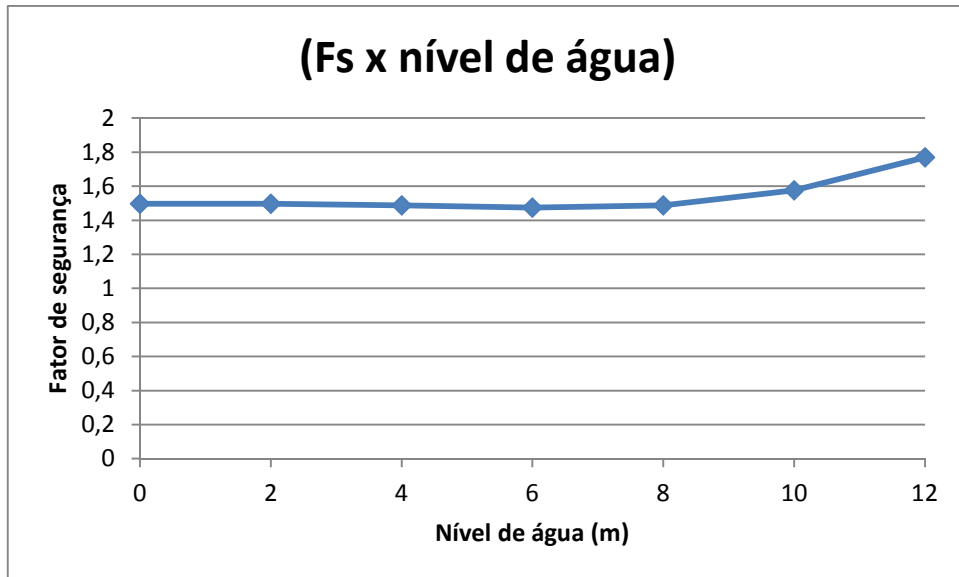
As simulações feitas a partir da variação do nível de água em relação à base do talude estão apresentadas no Quadro 25.

Nível de água (m)	FS
0	1,497
2 (*)	1,497
4	1,487
6	1,475
8	1,487
10	1,576
12	1,77

**Quadro 25: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Fellenius**

(\*) Valor adotado no item 5.2.4

O Gráfico 18 fornece os valores do fator de segurança em função da variação do nível de água.



**Gráfico 18: Determinação do fator de segurança através de variações do nível de água pelo método de Fellenius**

#### 6.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MÉTODOS APLICADOS

A partir dos resultados obtidos nos métodos anteriormente apresentados, foram elaborados diversos gráficos para melhor visualização da influência dos parâmetros do solo no fator de segurança.

Os métodos de Bishop e de Spencer apresentam resultados tão semelhantes que as curvas traçadas com seus resultados se sobrepõem na maioria dos casos. Como era de se esperar quanto maior for o ângulo de atrito e a coesão, maiores serão os fatores de segurança, ou seja, quanto maior a resistência do solo menor serão os custos com elementos de reforço.

A comparação entre os métodos está apresentada a partir do Gráfico 19. As conclusões sobre os gráficos serão efetuadas no item 7.

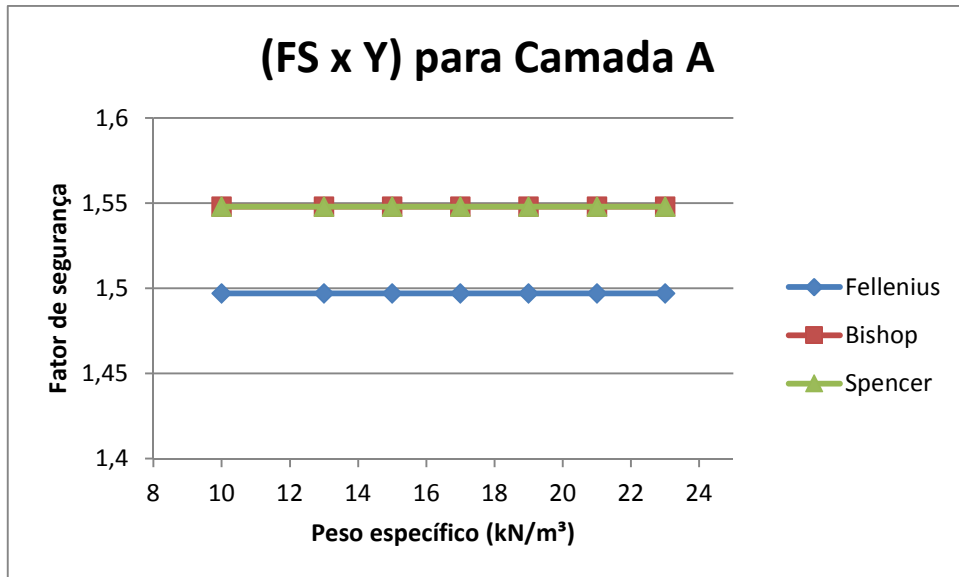


Gráfico 19: Fator de segurança x peso específico para camada A

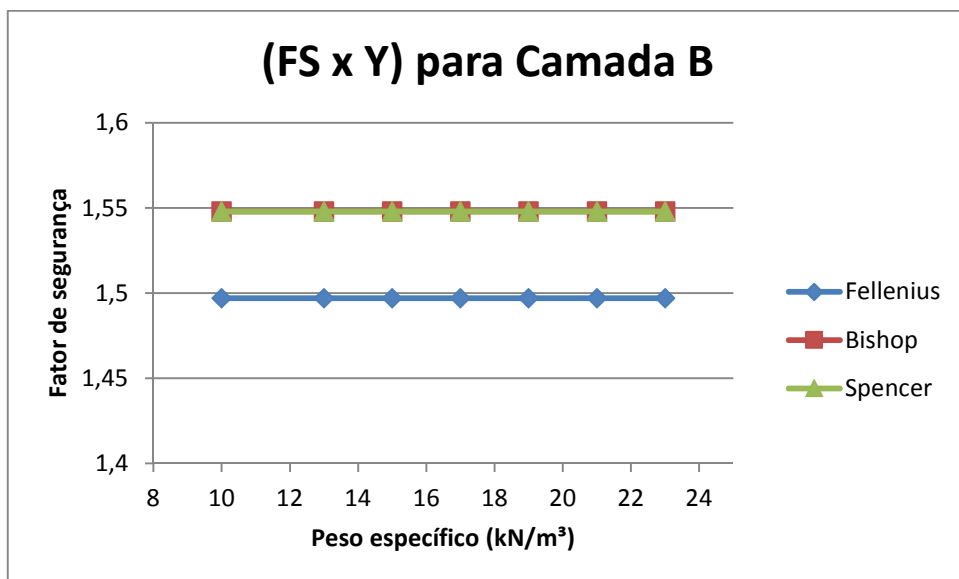


Gráfico 20: Fator de segurança x peso específico para camada B

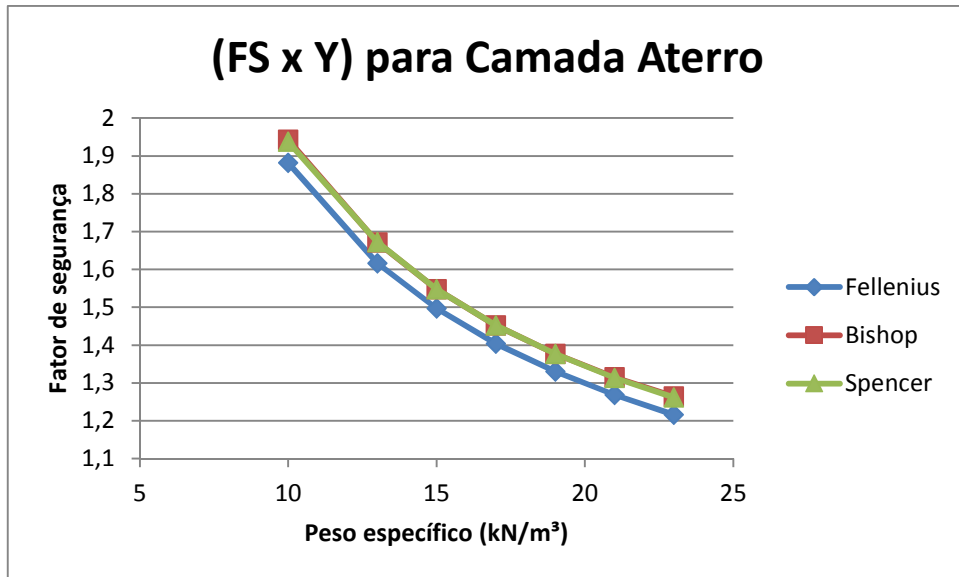


Gráfico 21: Fator de segurança x peso específico para camada de aterro

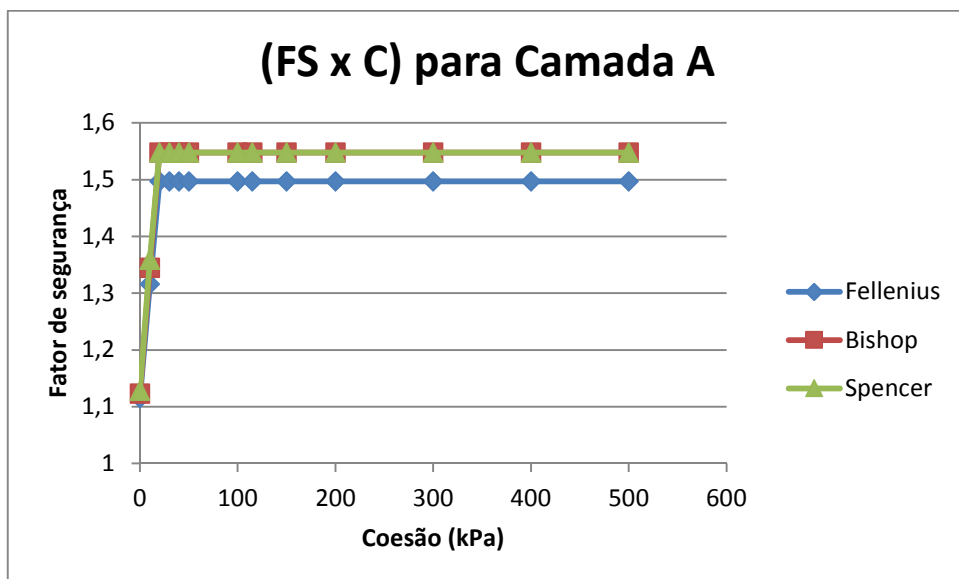


Gráfico 22: Fator de segurança x coesão para camada A

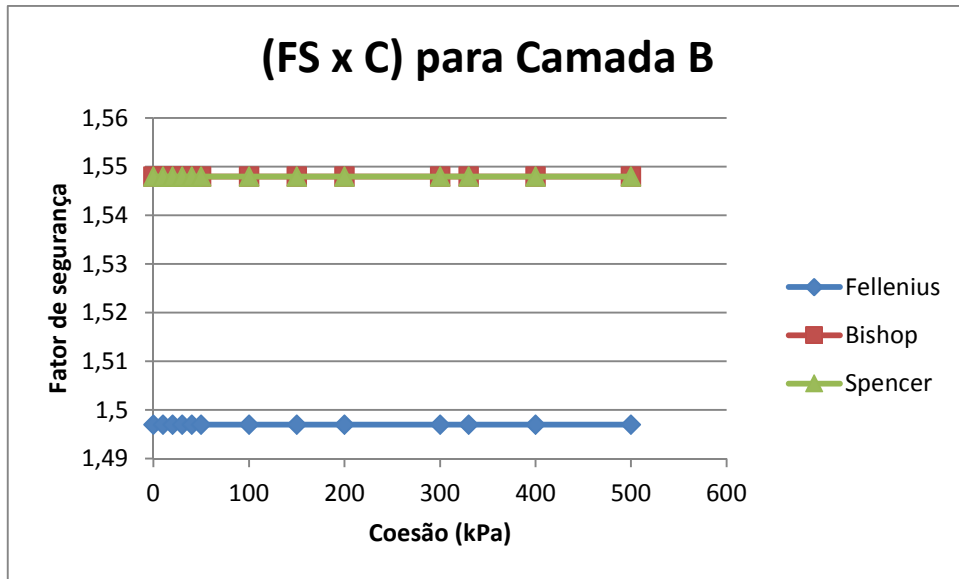


Gráfico 23: Fator de segurança x coesão para camada B

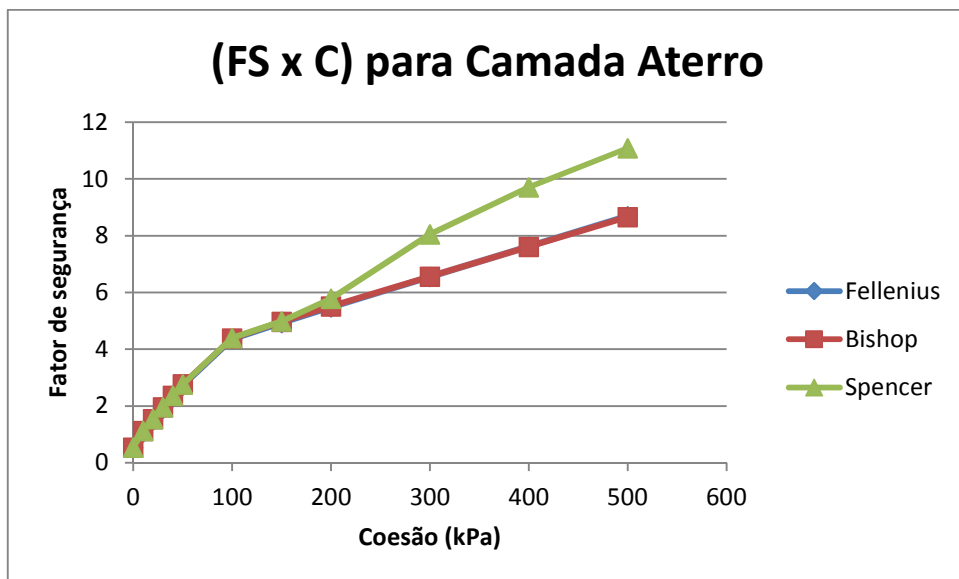


Gráfico 24: Fator de segurança x coesão para camada de aterro

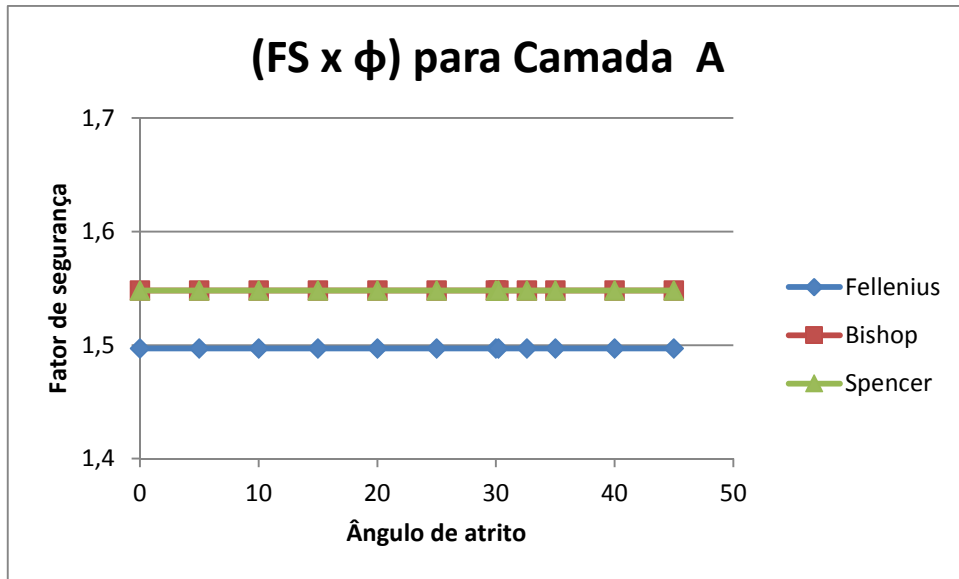


Gráfico 25: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada A

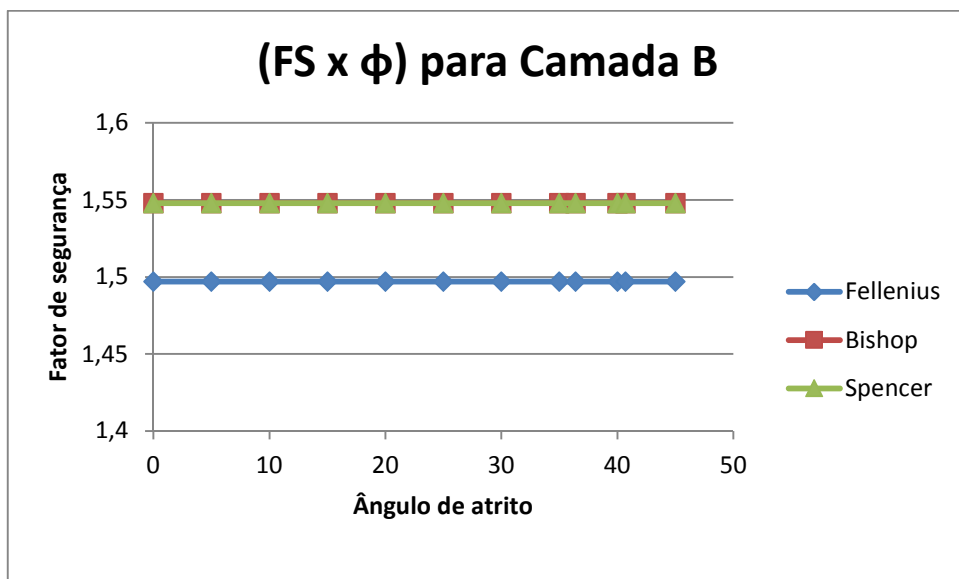


Gráfico 26: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada B



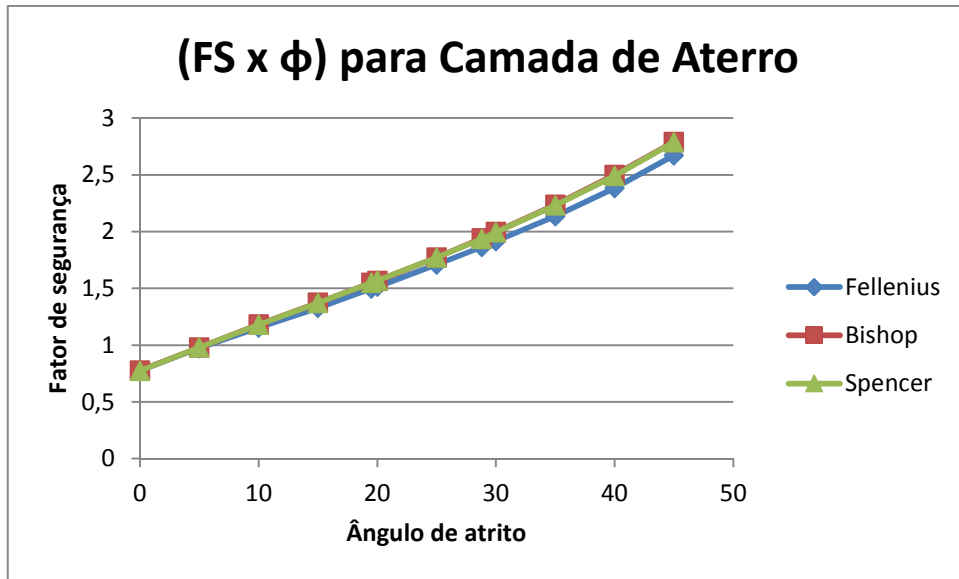


Gráfico 27: Fator de segurança x ângulo de atrito para camada de aterro

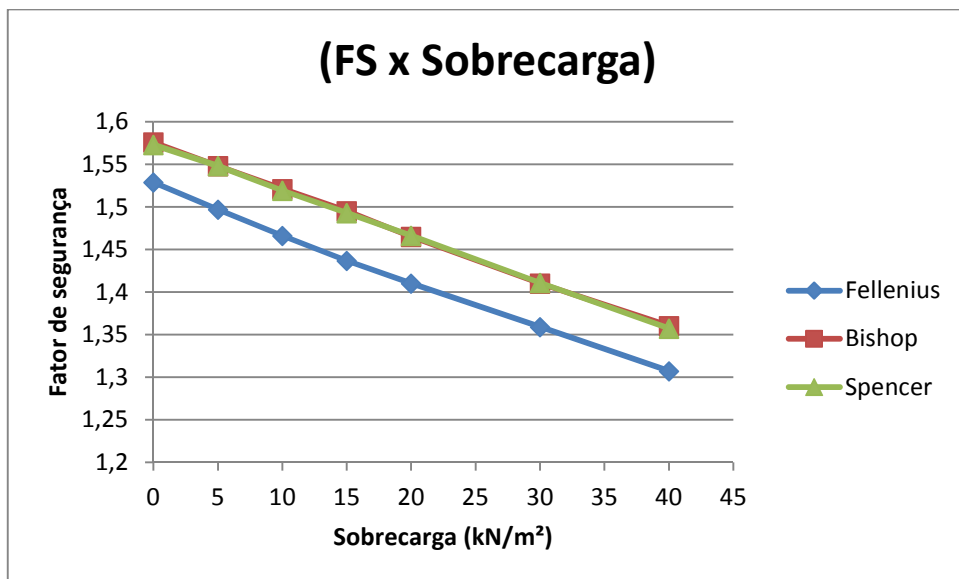
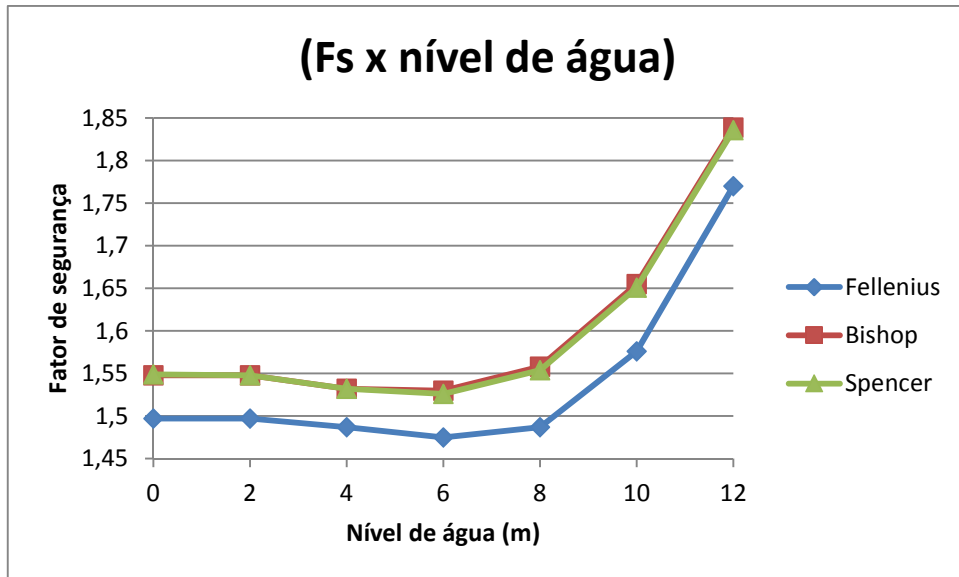


Gráfico 28: Fator de segurança x sobrecarga



**Gráfico 29: Fator de segurança x nível de água**

A seguir serão efetuadas as conclusões sobre os gráficos apresentados nesta seção.

## 7 CONCLUSÕES

Com a aplicação dos métodos de análise empregados (Spencer, Bishop simplificado e Spencer) foi possível observar a variação do fator de segurança para diferentes combinações dos parâmetros.

A partir das variações nos parâmetros de resistência, carregamento e nível de água aplicada nos métodos, foi possível observar a importância de uma determinação mais acurada através de investigações geotécnicas. Os métodos de Bishop e de Spencer apresentam resultados tão semelhantes que as curvas traçadas com seus resultados se sobrepõem na maioria dos casos, já o método de Fellenius apresenta resultados menos próximo dos outros métodos, porém, apresenta comportamento parecido. Com isto, pode-se fazer uma análise dos parâmetros de forma geral.

Acredita-se que a queda do fator de segurança para maiores valores do peso específico na camada de aterro seja resultante do aumento de peso da camada na qual se faz presente a superfície de ruptura crítica, tornando-se um fator desestabilizante considerável. Além disto, este aumento de peso específico nas outras camadas não resultou em variação do fator de segurança. Provavelmente, devido ao fato destas camadas não estarem contidas na superfície crítica de ruptura, e, isto provocar uma perturbação mínima nestas outras camadas.

Observou-se também que as maiores variações do fator de segurança surgiram de mudanças na coesão e ângulo de atrito, como esperado. A partir das variações da coesão na camada de aterro, notou-se ganho no fator de segurança, o que já era esperado. Acredita-se que o acréscimo do fator de segurança até o valor de 20 kPa adotado na camada A, resultou do fato de que há uma interação com a camada de aterro em sua interface. Sendo a coesão uma espécie de “cola” a qual a camada B exerce em função de interagir com a camada de aterro evitando assim seu escorregamento. A partir do valor de 20 kPa, verificou-se que essa interação já não mais influenciou no acréscimo de estabilidade do talude. Já a camada B, pela sua distância da superfície de ruptura, não apresenta nenhuma variação.

Desta forma, confirmou-se que quanto maior o ângulo de atrito na camada de aterro, maior seria o fator de segurança a ser obtido. Admite-se que as camadas A e B não influenciaram no fator de segurança por não estarem contidas na superfície de ruptura.

Maiores valores de sobrecarga geraram menores valores ao fator de segurança. Isto se deve ao fato de que uma maior força sobre o topo do talude causará um fator desestabilizante, pois exercerá maior força no ponto crítico de ruptura.

O aumento do fator de segurança, verificado quando foi simulado o levantamento da lâmina de água, foi provocado por equilíbrio de pressões de água, tanto internas quanto externas.

Resumidamente, pode-se creditar que uma das causas mais prováveis de ruptura do talude tenha sido o rebaixamento rápido do rio. Provavelmente o decréscimo da tensão efetiva resultante do processo de rebaixamento rápido acabou gerando uma redução dos parâmetros resistentes do solo.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7188. **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.** Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6484. **Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento som SPT – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 11682. **Estabilidade de Encostas.** Rio de Janeiro, 2006.

CAPUTO, H. P.; **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos S.A., 1981.

CINTRA, José; AOKI, Nelson; ALBIERO, José. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de textos, 2011

DILÁSCIO, Marcus Vinicius. **Estudo computacional do mecanismo de tombamento flexural em filitos.** 117 f. Dissertação. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

DYMINSKY, Andrea Sell. **Estabilidade de taludes.** Universidade Federal do Paraná, 2007. Material Didático.

FALABELLA, João Vicente Fabrício. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções.** Dissertação – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade de taludes.** Curitiba: Editora UFPR, 2009.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. **Estabilidade de taludes.** Universidade Estadual do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, 1976.

HIGHLAND, Lynn M.; BOBROWSKY, Peter. **The landslide handbook – A guide to understanding landslides**. Reston Virginia: United States Geological Survey Circular, 2008.

MACHADO, Sandro Lemos; MACHADO, Miriam de Fátima. **Mecânica do solos 2: conceitos introdutórios**. Universidade Federal da Bahia. Salvador, 1997.

MARANGON, M. **Tópicos em geotecnia e Obras de terra**. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2004. Material didático.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: editora Ofinina de Textos, 2ª edição, 2010.

PEREIRA, Tonismar dos Santos. **Avaliação do Desempenho de Diferentes Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra**. 2013. 78 f. Dissertação. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

PINTO, Carlos. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo.. Oficina dos Textos, 2006

SIDC -Sistema Informatizado de Defesa Civil. **Dados de Escorregamentos no Estado do Paraná**. Disponível em:  
<<http://www.defesacivil.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=56>>.  
Acesso em: 10 de Jul. 2014.

## ANEXO A – RESUMO DAS CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE MASSAS

Causas	Efeitos	Características
Internas	Oscilação térmica	Oscilações térmicas diárias ou sazonais causam variações volumétricas. O fenômeno atinge sua expressão máxima em condições climáticas com predominância do intemperismo físico sobre o químico. Se as variações de comprimento resultantes das oscilações térmicas forem muito pequenas, pode não haver deslocamentos se delas resultarem tensões de cisalhamento inferiores a tensão de fluência; se essa tensão for ultrapassada haverá deslocamento por rastejo e se a resistência por cisalhamento for ultrapassada haverá deslocamento por escorregamento.
	Intemperismo	Processo de intemperismo leva um enfraquecimento gradual no meio no qual ocorre. Este enfraquecimento se traduz em uma diminuição dos parâmetros de resistência, entre eles está a coesão e o ângulo de atrito. Em alguns casos um processo de alteração poderá resultar em um maior adensamento, ou em uma cimentação secundária, aumentando a resistência.
Externas	Mudança na geometria do sistema	Tais mudanças acrescentam uma sobrecarga em sua porção superior. O retaludamento executado para aumentar a estabilidade pode reduzir as forças solicitantes, a pressão normal e a força de atrito resistente.
	Efeito de vibrações	Agentes como terremoto, bater das ondas, explosões, tráfego pesado, transmitem vibrações de alta frequência ao solo. Como a aceleração, fator principal resultante das vibrações é proporcional ao quadro de frequência, pode atingir valores consideráveis.
	Mudanças naturais na inclinação das encostas	Na crosta terrestre há processos orogênicos onde cadeias montanhosas sofrem lentas e contínuas mudanças estruturais. As formas mais evidentes resultam de movimentos tectônicos, sob tais condições as encostas montanhosas sofrem contínuas mudanças de inclinação o que resulta em fenômenos de instabilidade.
Intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas	Se a superfície piezométrica se eleva, o valor da resistência ao cisalhamento decresce, podendo até se tornar igual a zero. A ação da pressão da água pode ser comparada à de um macaco hidráulico
	Rebaixamento rápido do lençol freático	A expressão se refere a rebaixamentos de água numa razão de pelo menos um metro por dia. A pressão total da água nos casos de rebaixamento rápido é muito maior que no caso de rebaixamento lento, a pressão efetiva será menor, diminuindo assim as forças resistentes ao escorregamento.
	Diminuição do efeito da coesão aparente	A estabilidade requer a existência, no material que a constitui, de uma grande área de contato entre ar e partículas de água. Se a água começar a percolar em grande quantidade e sem interrupção na massa de solo, o ar será praticamente expulso, a coesão aparente eliminada e o talude entrará em colapso.

**Quadro 28: Resumo das causas dos movimentos**  
**Fonte: Guidicini e Nible (1976).**

## ANEXO B – CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Em função da resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) podemos classificar o solo através da compactidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila o silte argiloso (PINTO, 2006). O quadro 27 adaptado da NBR 6484:2001 fornece o estado de compactidade e de consistência através da resistência a penetração.

Solo	Índice de resistência a penetração N	Designação <sup>1</sup>
Areias e siltes arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

<sup>1</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areais (foda, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areais ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

**Quadro 27: Estados de compactidade e de consistência**  
**Fonte: Adaptado NBR 6484 (2001, P. 17).**

As condições de carregamento estão diretamente ligadas aos parâmetros de resistência, variando do não drenado ao drenado. Geralmente a condição mais crítica domina a condição não drenada (CINTRA et al., 2011).

A partir do  $N_{spt}$  obtemos outros parâmetros importantes do solo. O peso específico de solos argiloso é definido no Quadro 28.



Nspt	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito Mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

**Quadro 28: Peso específico de solos argilosos**

Fonte: Adaptado GODOY (1972 apud CINTRA et al., 2011, P. 46).

O peso específico de solos arenosos é definido no Quadro 29.

Nspt	Compacidade	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 a 8	Pouca Compacta			
9 a 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 a 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

**Quadro 29: Peso específico de solos arenosos**

Fonte: Adaptado GODOY (1972 apud CINTRA et al., 2011, P. 46).

Através da equação (34) Teixeira e Godoy (1983 apud CINTRA et al., 2011, P. 45) sugerem a seguinte correlação para a coesão não drenada através do índice de resistência a penetração:

$$c = 10N_{spt} \quad (34)$$

Onde:

c – Coesão

$N_{spt}$  – índice de resistência a penetração

O ângulo de atrito não drenado é obtido através da equação (35) obtida através da correlação empírica de Godoy (1983 apud CINTRA et al., 2011, P. 45) com o índice de resistência a penetração:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{spt} \quad (35)$$

Onde:

$\phi$  – Ângulo de atrito

$N_{spt}$  – Índice de resistência a penetração

O ângulo de atrito não drenado pelo método de Teixeira (1996 apud CINTRA et al., 2011, P.45) através do índice de resistência a penetração é dado pela Equação (36):

$$\phi = \sqrt{20N_{spt} + 15^\circ} \quad (36)$$

Onde:

$\phi$  – Ângulo de atrito

$N_{spt}$  – Índice de resistência a penetração