

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BRUNO HENRIQUE GASPARIN MANSAN

AVALIAÇÃO DO EMPREGO DE FERRAMENTAS DE ANÁLISE
PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

São Leopoldo/RS

2018

BRUNO HENRIQUE GASPARIN MANSAN

**AVALIAÇÃO DO EMPREGO DE FERRAMENTAS DE ANÁLISE
PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia, pelo Curso de Engenharia
Civil da Universidade do Vale do Rio dos
Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2018

“Better to run. Than curse the road.”

-Clinkz The Bone Fletcher, adaptado do provérbio Wolof.

RESUMO

Neste trabalho será abordado um método probabilístico para análise de estabilidade de encostas e taludes, através da implementação de uma ferramenta estatística aos métodos determinísticos. Os métodos usuais da literatura, aqui usados, não sofreram alterações em suas rotinas ou incremento de coeficientes de correção. Os métodos utilizados foram Fellenius Simplificado, Bishop, Spencer e Morgenstern-Price afim também de observar as variações entre os métodos com a implementação da ferramenta estatística. A integração desta ferramenta visa diminuir as incertezas sobre os dados que caracterizam os solos, uma vez que são determinados por ensaios, erros humanos ou mecânicos podem ocorrer. Além de que o solo é um material heterogêneo e representar seu comportamento através de valores únicos acaba por permitir a entrada de incertezas nos cálculos. A ferramenta escolhida para o auxílio dos métodos chama-se Simulação de Monte Carlo que tem a premissa de obter aproximações numéricas através de valores aleatórios de amostragem. As análises foram realizadas usando o programa Slope/W da Geoslope, que possui os algoritmos dos métodos determinísticos convencionais e também conta com uma ferramenta para realizar a Simulação de Monte Carlo e a análise probabilística. Para avaliação do método probabilístico foi utilizado um estudo de caso sobre uma ruptura que ocorreu próximo ao Rio da Antas, entre Bento Gonçalves e Veranópolis em solo de basalto. Por isso foi necessário buscar parâmetros do solo de basalto, definidos por ensaios realizados em outros trabalhos acadêmicos com solo condizente com o do estudo de caso. Entretanto, a utilização dos parâmetros da literatura não se mostrou satisfatória. A análise probabilística retornou valores de $FS > 1,0$, índices de confiança por volta de 3,0 e probabilidade de ruptura de 0% que não são condizentes com a realidade, na qual ocorre a ruptura. Portanto, a técnica não se mostrou satisfatória para uso rotineiro atualmente. Este estudo também demonstra a importância do uso de dados do local, devidamente amostrados para a realização de análises de estabilidade, sejam elas determinísticas e probabilísticas.

Palavras-chave: Talude. Probabilístico. Monte Carlo. Estabilidade. Basalto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de taludes	21
Figura 2 - Esquematização de solo coluvionar em encosta.....	22
Figura 3 - Evolução do relevo através do tempo	24
Figura 4 - Exemplos de rupturas.....	26
Figura 5 - Exemplo de solo que sofre o rastejo	27
Figura 6 - Forma de distribuição das fatias.....	30
Figura 7 - Forças envolvidas no Método de Fellenius Simplificado	32
Figura 8 - Forças envolvidas no Método de Bishop Simplificado.....	33
Figura 9 - Forças envolvidas no Método de Morgenstern-Price	34
Figura 10 - Área da reta $y = x$	35
Figura 11 - Distribuição de pontos para simulação de Monte Carlo	36
Figura 12 - Processo da simulação de Monte Carlo na análise.....	38
Figura 13 - Função da probabilidade	39
Figura 14 - Probabilidade de Ruptura (Pr).....	40
Figura 15 - Representação esquemática do local da ruptura na RS 470	47
Figura 16 - Seção transversal 0+160.....	48
Figura 17 - Seção transversal 0+170.....	48
Figura 18 - Perfil transversal 0+180.....	49
Figura 19 - Perfil transversal 0+190.....	49
Figura 20 - Posição das sondagens RS-470	50
Figura 21 - Moldagem das amostras de solo da RS 470.....	51
Figura 22 - Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do colúvio	53
Figura 23 - Superfície de ruptura final.....	55
Figura 24 - Ruptura crítica estimada pelo Slope/W	55
Figura 25 - Gráfico de Dispersão do solo residual.....	62
Figura 26 - Gráfico de distribuição do solo coluvionar	63
Figura 27 - Superfícies críticas pelos parâmetros do projeto executivo.....	66
Figura 28 - Superfícies críticas pelos parâmetros da literatura.....	66
Figura 29 - Superfície crítica pelo método de Spencer	70
Figura 30 - Curva da densidade de probabilidade de FS.....	71
Figura 31 - Distribuição probabilística de FS	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de encosta por Varnes (1978)	25
Tabela 2 - Características físicas do solo da RS 470	51
Tabela 3 - Composição granulométrica do solo ensaiado	52
Tabela 4 - Tabela de amostras ensaiadas para cisalhamento direto.....	53
Tabela 5 - Valores utilizados no projeto executivo.....	54
Tabela 6 - Valores utilizados para parâmetros do solo residual	58
Tabela 7 - Parâmetros de entrada para solo residual.....	58
Tabela 8 - Valores utilizados para parâmetros do solo coluvionar	59
Tabela 9 - Parâmetros de entrada para solo coluvionar	59
Tabela 10 - Valores de peso específico para solo residual.....	60
Tabela 11 - Valores de peso específico para solo coluvionar	60
Tabela 12 - Valores máximos e mínimos da camada de solo residual	62
Tabela 13 - Valores máximos e mínimos da camada de solo coluvionar	63
Tabela 14 - Fatores de segurança calculados por métodos determinísticos ..	65
Tabela 15 - Análise probabilística com superfície crítica especificada	68
Tabela 16 - Análise probabilísticas com parâmetros da literatura	69

LISTA DE SÍMBOLOS

φ	Ângulo de atrito
φ'	Ângulo de atrito efetivo
c'	Coesão aparente do solo
c	Coesão do solo
FS	Fator de segurança
S_r	Grau de saturação
β	Índice de confiança
IP	Índice de plasticidade
e	Índice de vazios
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NA	Nível da água
W	Peso de uma determinada parcela de solo
γ_s	Peso específico real dos grãos
u	Poropressão
u_w	Poropressão da água
u_a	Poropressão do ar
n	Porosidade
Pr	Probabilidade de Ruptura
τ	Tensão cisalhante
τ_{mob}	Tensão cisalhante mobilizada
σ'	Tensão normal efetiva
σ	Tensão normal total
w	Teor de umidade
W_{nat}	Teor de umidade natural

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 TEMA	17
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	17
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivo geral	17
1.3.2 Objetivos específicos	17
1.4 JUSTIFICATIVA	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 TIPOS DE TALUDE	20
2.1.1 Taludes construídos	20
2.1.2 Taludes naturais	21
2.2 COLÚVIOS.....	22
2.2.1 Solos coluvionares	22
2.3 MOVIMENTOS DE MASSA	23
2.3.1 Classificação dos movimentos de massa	24
2.3.1.1 Quedas.....	25
2.3.1.2 Tombamentos	26
2.3.1.3 Escoamentos.....	26
2.3.1.3.1 <i>Rastejo</i>	27
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DETERMINÍSTICA.....	27
2.4.1 Fator de segurança	28
2.4.2 Método das fatias	30
2.4.3 Métodos de cálculo	30
2.4.3.1 Método de Fellenius	30
2.4.3.2 Método Bishop Simplificado	32
2.4.3.4 Morgenstern e Price	33
2.5 MÉTODO DE ANÁLISE PROBABILÍSTICA	34
2.5.1. Funcionamento do método de Monte Carlo	34
2.5.2 Simulação de Monte Carlo aplicada aos métodos convencionais	37
2.5.3 Parâmetros de avaliação de estabilidade pelo método probabilístico	38
2.5.3.1 Probabilidade de ruptura (P_r).....	38
2.5.3.2 Índice de confiança (β)	40

3 METODOLOGIA	43
3.1 ESCOLHA DO MÉTODO DE CÁLCULO	43
3.2 CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DE CASOS DE ESTUDO	43
3.3 SELEÇÃO DOS DADOS DE INTERESSE PARA ANÁLISE	44
3.3.1 Correlação espacial.....	45
3.3.2 Coeficiente de correlação.....	45
3.4 UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA SLOPE/W	46
3.5 ESTUDO DE CASO	46
3.5.1 Perfil transversal	47
3.5.2 Sondagens do local da ruptura.....	49
3.5.3 Resultados dos Ensaios Sobre o Solo da Região.....	50
3.5.3.1 Caracterização física.....	51
3.5.3.2 Cisalhamento direto.....	53
3.5.3.3 Análise do caso de estudo pela FGS Geotecnia	54
3.5.4 Sobre a ruptura na RS 470.....	54
3.5.5 Estimativa do nível da água no caso da RS470	56
3.7 DADOS ADQUIRIDOS DA LITERATURA.....	56
3.6.1 Balizamento dos parâmetros encontrados	57
3.6.2 Trabalhos que contribuíram com parâmetros sobre o solo estudado	57
3.8 PARÂMETROS DA LITERATURA	57
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	62
4.1 AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DA LITERATURA	62
4.2 COMPARAÇÃO DA ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA.....	64
4.2.1 Análise determinística do estudo de caso	65
4.2.2 Análise probabilística do estudo de caso	67
4.2.2.1 Superfície crítica definida pelos parâmetros de diagnóstico do projeto executivo	67
4.2.2.2 Superfície crítica definida pelos parâmetros da literatura.....	69
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	74
REFERÊNCIAS.....	76
ANEXO A - SONDAgens DA REGIÃO DA RUPTURA – RS470	78
ANEXO B - RELATÓRIO DE ANÁLISE SLOPE/W	86

1 INTRODUÇÃO

Instabilidades de taludes consistem em um problema de desastres naturais além de acidentes em obras de engenharia que afetam consideravelmente a população. Entretanto uma rigorosa análise da situação é capaz de refletir uma solução melhor e menos onerosa para o problema.

A engenharia tem como foco conciliar diversos objetivos através de suas soluções em cada empreendimento. Dentre eles, prevenção e desenvolvimento para soluções para problemas, desenvolvimento de técnicas que assegurem a eficiência dos empreendimentos, execução dos mesmos de forma segura e coordenada, redução de gastos desnecessários, e outros tantos. Portanto, a procura por novas técnicas em diversas áreas deve ser contínua.

Basicamente as análises de estabilidade podem ser divididas em: determinísticas, probabilísticas ou numéricas, havendo uma enorme predominância das primeiras na prática mundial. A crescente utilização de métodos probabilísticos tem se mostrado promissora para este tipo de projeto de engenharia.

Estas análises utilizam a variação dos dados de entrada e seleção de uma faixa de confiabilidade dos resultados. É coerente que outras respostas também sejam válidas ou ainda melhores caso sejam selecionados os parâmetros de entrada.

Assim sendo, a introdução de ferramentas de análise estatística aos modelos de estudo atuais trata-se de uma evolução natural, visto que tais ferramentas já são utilizadas em outras áreas onde são manipuladas informações tão incertas quanto as utilizadas nos estudos geotécnicos.

Neste trabalho, para melhor compreensão, serão abordados brevemente alguns aspectos da análise de estabilidade de taludes, embasamento das técnicas de simulação de Monte Carlo e aquisição de parâmetros da literatura. A partir disto será feito a análise de estabilidade sobre um estudo de caso onde ocorreu uma ruptura em solo de basalto na RS-470.

1.1 TEMA

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Este trabalho limita-se ao estudo comparativo de análises de estabilidade determinística e probabilística aplicadas a um caso real de instabilidade de talude em solo coluvionar de basalto no estado do Rio Grande do Sul.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é a avaliação da incorporação de análises probabilísticas no cálculo de estabilidade de talude.

1.3.2 Objetivos específicos

Dentro do escopo deste trabalho alguns pontos específicos serão observados durante os testes:

- a) Verificar parâmetros geotécnicos disponíveis na literatura para as formações geológicas de interesse;
- b) Verificar a variabilidade dos parâmetros obtidos de ensaios de laboratório na literatura;
- c) Realizar análise probabilística de um estudo de caso para comparação com análise determinística;
- d) Avaliar desempenho de diferentes métodos determinísticos quando implementados com a simulação de Monte Carlo.

1.4 JUSTIFICATIVA

Na sua grande maioria, obras de engenharia civil que envolvem o solo são de elevado custo e muitas vezes lidam com a possibilidade de desastre com grande nível

de destruição e risco a vida humana. Por isso diminuição de erros e evoluções das técnicas empregas possuem grande importância.

A utilização das análises probabilísticas são a tendência dentro dos estudos de estabilidade de taludes, desta forma o presente trabalho visa realizar uma avaliação prática de sua aplicabilidade.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TIPOS DE TALUDE

Existem diversos tipos de situações onde é necessário avaliar a estabilidade do solo. Às vezes em obras realizadas pelo homem, como taludes feitos pelo corte ou aterro, ou uma encosta que possa vir a causar danos ou riscos à saúde humana. Alguns exemplos de taludes podem ser vistos na Figura 1.

2.1.1 Taludes construídos

De acordo com Gerscovich (2016), em aterros construídos ou taludes, deve-se buscar as condições críticas as quais serão expostas o maciço durante a execução do mesmo além de alterações que venham ocorrer posteriormente, ou seja, durante a vida útil do talude. A autora ainda cita o exemplo de uma barragem de terra, que além de se fazer necessário as avaliações de suas condições durante a construção e operação, deve ser levado em conta momentos em que a barragem seria drenada. Em dado momento, uma das forças principais (no caso de barragens) que estavam sendo aplicadas ao maciço se torna nula, deixando assim, o próprio peso do talude desamparado tornando-o uma força instabilizante.

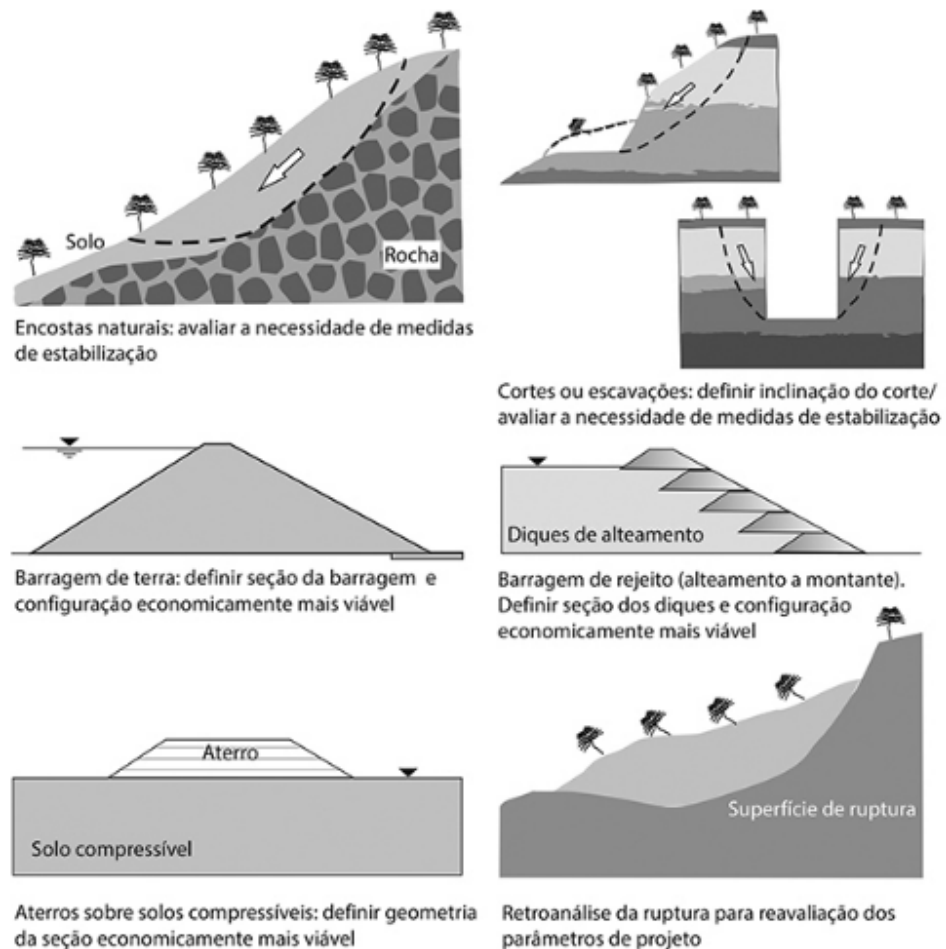
Durante a construção de taludes ou corte e aterro é muito importante observar a inclinação do corte para garantir a segurança quanto a estabilidade. Outros fatores que também influenciam são as condições de fluxo de água e características geotécnicas dos materiais empregados na construção. É recorrente que se verifica a necessidade da instalação de um sistema de drenagem eficiente para estas estruturas, com maior relevância ainda quando se encontram em área urbana. A impermeabilidade das nossas cidades é devido aos materiais utilizados, principalmente, concreto e asfalto. A eficiência do escoamento proporcionado por estes materiais acabam por gerar um volume de água expressivo e constante. Tal fluxo de água pode vir ao encontro de um talude de área urbana e ser responsável pela sua desestabilização.

2.1.2 Taludes naturais

Diferentes das estruturas criadas pelo homem para fins específicos, taludes naturais surgem na natureza através do tempo, que em alguns casos demoraram milhões de anos para atingir o estado atual em que são encontrados. Podem se formar com face plana ou curvilínea (côncava ou convexa), tendo assim, fluxos preferenciais de água superficial. Estas estruturas são formadas por solo residual, rocha ou mesmo solo coluvionar. (GERSCOVICH, 2016).

O processo de evolução de uma encosta engloba a própria instabilidade e ruptura do solo. Através de processos físico-químicos que alteram as rochas e o relevo local, a ruptura de encostas é deflagrada e da continuidade a transformação do relevo. (GERSCOVICH, 2016).

Figura 1 - Exemplos de taludes



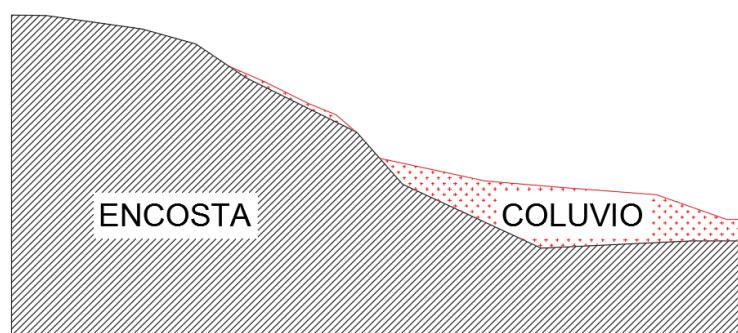
2.2 COLÚVIOS

Para este estudo, os colúvios tem uma distinguível importância. Colúvios são encostas formadas por processos naturais, caracterizados como solos de baixa qualidade para fins de engenharia. Os mesmos tem características muito variáveis, o que dificultam as análises para este estudo. Essas massas estão presentes nos casos estudados e em diversos locais de todo estado do Rio Grande do Sul.

2.2.1 Solos coluvionares

Solos coluvionares tratam-se de um depósito da massa de solo ao sopé de encostas preexistentes. Quase sempre esse tipo de solo possui heterogeneia visível a olho nu, formada pelo processo de transporte predominantemente por gravidade, na Figura 2 pode ser visto uma esquematização.

Figura 2 - Esquematização de solo coluvionar em encosta



Fonte: Elaborada pelo autor.

Este tipo de solo tende a ter grande variabilidade de suas características sendo assim difícil para identificar uma tendência única em suas propriedades que sirva para caracterizar colúvios como um grupo da maneira convencional. (SILVA, NUNES, & LACERDA, 2005)

De acordo com Lara et al (1997 apud BOBERMIN, 2011) e Brand (1982 apud BOBERMIN, 2011) a massa de solo que compõe o colúvio não apresenta vestígios da estrutura da rocha de origem mas podem conter fragmentos e/ou blocos da rocha de origem para contribuir a heterogeneidade já citada. A permeabilidade deste tipo de solo é bastante citada como alta porosidade e com rede de fluxo bem definida.

É compreensível que comumente este solo permita um fluxo de água, uma vez que os sedimentos são depositados ao sopé e logo nas primeiras chuvas o material fino é carregado, caracterizando uma granulometria aberta nas camadas superiores.

O material fino carregado pelas águas das chuvas pode ser levado e ser novamente depositado mais a diante ou ainda levado ao longo de toda da bacia hidrográfica local. Outras partes do solo, mais pesadas, também podem ser desaglutinadas e carregados neste processo.

É comum novos colúvios da Formação Serra Gral a ocorrência de uma camada delgada no contato entre solo coluvionar e solo residual, composta por argilominerais expansivos que devido a sua baixa condutividade hidráulica aumenta a chances da formação de redes de fluxo independentes no interior da camada coluvionar. (GOBBI, 2018)

2.3 MOVIMENTOS DE MASSA

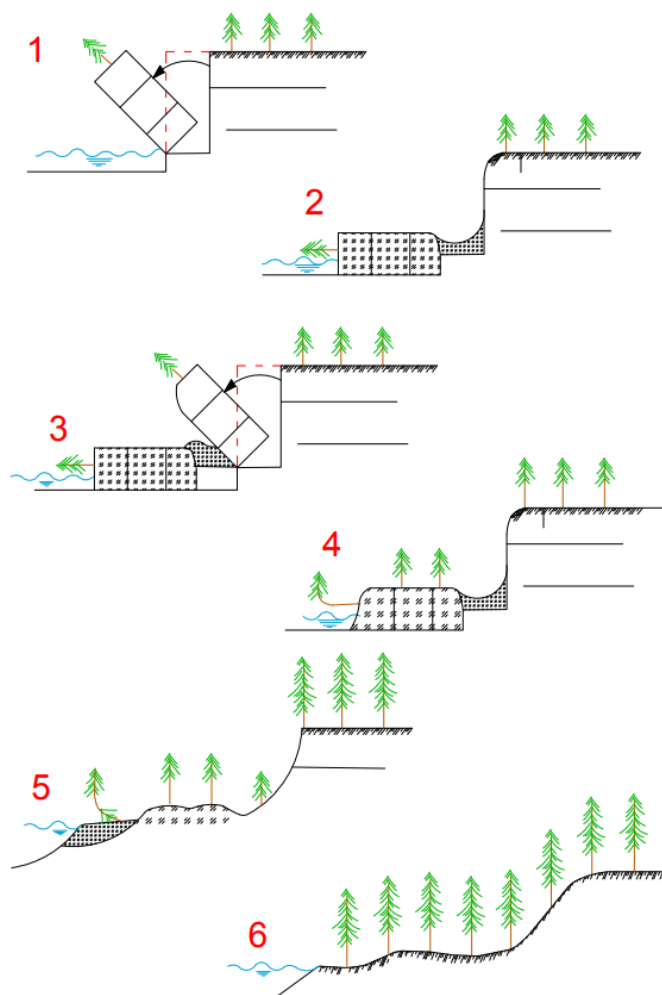
Na determinação da estabilidade de encostas é crucial compreender que tipo de ruptura tende a ocorrer em cada situação. Inclinação da encosta, características do solo, clima e histórico de desabamentos no local são exemplos de observações que devem ser realizadas.

Estes fenômenos estão atrelados a muitas características locais e as vezes únicas que contribuem para sua ocorrência. Uma observação pertinente é que os fatores que levam a desestabilização de uma encosta são cíclicos, ou constantes (para encostas naturais), de forma a perpetuar as mudanças no relevo e tornar um local propício a desabamentos. (CRUDEN & VARNES, 1996) Um esquema da sequência descrita pode ser vista na Figura 3.

O que torna este tipo de situação mais perigosa é a periodicidade dos eventos, pois a evolução do solo é lenta e inconstante, criando espaços de tempo entre os eventos que variam entre muitos meses ou até décadas. Em suma este tipo de situação não pode ser previsto facilmente, tornando-se necessário então o monitoramento constante para avaliar a evolução do terreno. (CONTERATO, 2014).

Mesmo que não pareça, talvez por carecer de um caráter técnico, avaliar o histórico local de desabamentos (notícias sobre desastres, registros técnicos ou mesmo boatos) é de suma importância para prever novos movimentos do solo. (CONTERATO, 2014)

Figura 3 - Evolução do relevo através do tempo



Fonte: Adaptada de CRUDEN & VARNES, 1996.

2.3.1 Classificação dos movimentos de massa

Os movimentos de massa possuem diversas classificações, comumente baseadas em características específicas de cada local, como clima e geologia, portanto sendo também limitadas a locais com características semelhantes.

Na literatura, uma das classificações mais aceitas é a de Varnes (1978), que foi revisada e ajustada por Augusto Filho (1992), representado na Tabela 1 para o clima tropical Brasileiro. Os movimentos de massa são divididos em: rastejo; escorregamentos, quedas; corridas ou fluxos. (GERSCOVICH, 2016).

A Tabela 1 apresenta de forma resumida como se dividem e classificam movimentos de massa, por tipo, velocidade e material envolvido no movimento.

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de encosta por Varnes (1978)

Tipo de Movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo(Engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Quedas			De Rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De Rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas Unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
	Translacional	Muitas Unidades	De rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
(Rastejo de solo)					
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

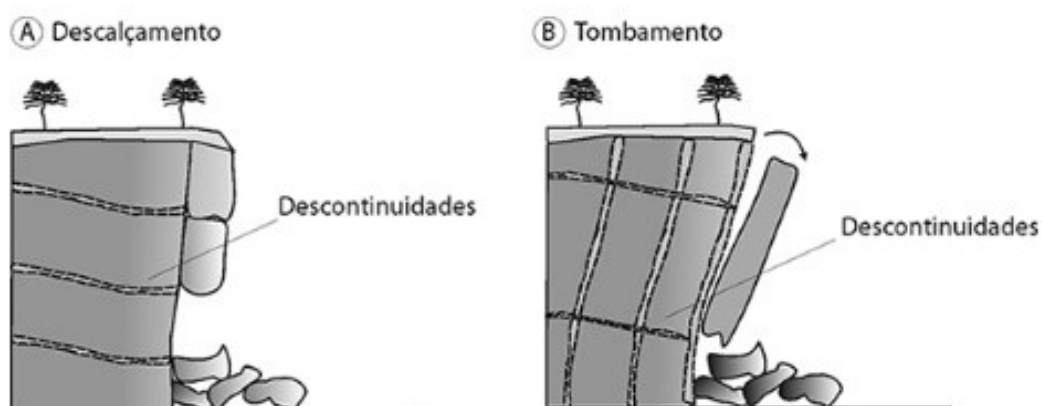
Fonte: Gerscovich (2016, p. 26).

2.3.1.1 Quedas

Quedas são um tipo de ruptura que se caracteriza pelo desprendimento de uma parte do solo, um tanto íntegra, ou bloco de rocha de um ponto elevado da face de um talude, o material desprendido tem espaço de queda suficiente para atingir velocidades consideráveis. De acordo com Cruden e Varnes (1996 apud CONTERATO, 2014), existe um limiar do ângulo da face do talude que muda o comportamento do material. Quedas que ocorram com ângulos maiores que 76° estariam em queda livre, em ângulos menores o material desprendido colidiria com o face do talude podendo desprender mais material ou provocando rolamentos.

A perda do material que fica próximo ao pé do talude, que antes fornecia suporte as camadas superiores, é uma das origens de situações em que quedas podem ocorrer mesmo em taludes com baixa inclinação. O mecanismo de deflagração de quedas é a erosão das fraturas que suportam a porção de material próximo a crista, desconfinamento lateral ou vibrações. (GERSCOVICH, 2016).

Figura 4 - Exemplos de rupturas



Fonte: GeoRio (1999 apud GERSCOVICH, 2016).

2.3.1.2 Tombamentos

É chamado tombamento o movimento rotacional em volta de um ponto de apoio na base de uma porção de solo ou rocha que antes estava estável na face de um talude. Dependendo da resistência dos materiais e a geometria o tombamento pode ocorrer por dobra ou flexão. (CONTERATO, 2014).

As causas que podem originar o tombamento podem ser tanto empuxo hidrostático quanto empuxo do material situado nas camadas superiores ao material rompido. Não é o caso do solo brasileiro mas o acúmulo de gelo em fissuras também pode causar este tipo de ruptura. (BRESSANI, 2008 apud CONTERATO, 2014).

2.3.1.3 Escoamentos

Escoamento é um tipo de movimento de solo que pode ou não possuir um plano de ruptura e dependendo da velocidade pode ser classificado como rastejo ou corrida. O escoamento ocorre em uma camada inteira de solo, podendo ter velocidades de 0,05 m/dia a 1,6 m/dia. (VARNES 1978 apud GERSCOVICH, 2016).

2.3.1.3.1 Rastejo

Entende-se por rastejo o movimento de solo que não possuiu plano de ruptura definida, tal fato é devido ao estado de tensões não atingir a resistência ao cisalhamento do material. Este tipo de movimento ainda pode afetar grandes áreas a ponto de ser difícil diferenciar a massa em movimento da estática. A causa deste movimento pode ser atribuída a variação de temperatura e umidade associados a ação da gravidade. (GERSCOVICH, 2016).

Figura 5 - Exemplo de solo que sofre o rastejo



Fonte: Universidade de Nebraska, Laboratório de Cartografia e o Geografia, cidade de Longyear, Noruega, na ilha ártica de Spitsbergen.

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DETERMINÍSTICA

A análise da estabilidade de taludes é realizada estimando-se um fator de segurança (FS). Tal fator é adimensional e proveniente da comparação entre forças atuantes no maciço. O conceito não é estranho a muitos métodos numéricos empregados na engenharia para estimativa da segurança.

Os métodos que fazem a avaliação da estabilidade tratam de interpretar a atuação das forças em um maciço retornando um fator de segurança. Destas forças

são consideradas forças estabilizantes (as que atuam em prol do maciço permanecer em repouso) e instabilizantes (as que tendem a ruptura ou movimento do maciço).

Grande parte da incerteza no cálculo da estabilidade de taludes é proveniente da resistência a cisalhamento dos solos, um dos dados que carece de precisão visto a heterogeneidade dos solos, levando esta incerteza diretamente ao fator de segurança. (MENDONZA, 2005).

2.4.1 Fator de segurança

O fator de segurança representa uma “folga” no equilíbrio de forças do talude. Tal folga é uma sobra de forças que tendem o maciço a permanecer em seu estado de repouso, sobressalentes as forças instabilizantes. Caracterizando assim, uma parcela de segurança para imprevistos ou falhas no dimensionamento.

Conforme Duncan, Wright, & Brandon (2014), o fator de segurança (FS) é definido pela relação entre a resistência ao cisalhamento disponível, que será parcialmente mobilizada mediante atuação de forças instabilizantes e a força cisalhante atuante no plano de ruptura adotado conforme Equação (1).

Tensão cisalhante mobilizada (τ_{mob}) é determinada de forma que a massa esteja o mais próximo possível do equilíbrio limite. O intuito do uso do fator de segurança neste ponto é a redução das resistências, assim criando uma folga que garanta o equilíbrio. (GERSCOVICH, 2016)

O uso do fator de segurança para solos é demonstrado a seguir Conforme Equação (2):

$$FS = \frac{s}{\tau_{mob}} \quad (1)$$

Onde:

- FS é o fator de segurança;
- τ_{mob} é a tensão cisalhante;
- s é a resistência ao cisalhamento.

$$\tau_{mob} = \frac{s}{FS} \quad (2)$$

Em condições drenadas são consideradas demais forças participativas na estabilidade do maciço, como mostra a Equação de Coulomb (Equação 3):

$$\tau_{\text{mob}} = \frac{c'}{\text{FS}} + \sigma' \frac{\text{tg}\varphi'}{\text{FS}} \quad (3)$$

Onde:

- c' é a coesão aparente;
- σ' é a tensão efetiva;
- s é a resistência ao cisalhamento;
- σ' é a tensão normal efetiva;
- φ' é o ângulo de atrito efetivo.

Na condição saturada tem-se Equação (4):

$$\tau_{\text{mob}} = \frac{c'}{\text{FS}} + (\sigma' - u_a) \frac{\text{tg}\varphi'}{\text{FS}} + (u_a - u_w) \frac{\text{tg}\varphi^b}{\text{FS}} \quad (4)$$

Onde:

- u_a é a poro-pressão do ar;
- u_w é a poro-pressão da água.

A determinação das tensões envolvidas pelos métodos é baseada em suposições ou premissas de como se comportaria o maciço em caso de as condições de ruptura serem atendidas (quando $\text{FS}=1$). Diferentes métodos, possuem aplicabilidades diferentes e são baseados em suposições ou premissas diferentes para simplificação do comportamento real de um maciço. (SILVA J. M., 2011).

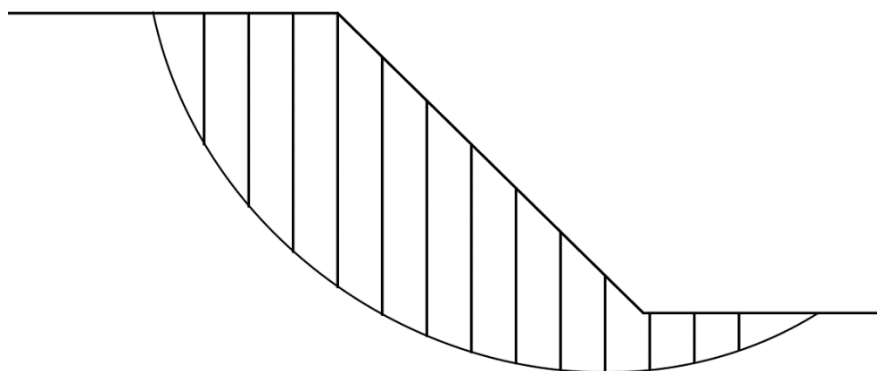
Alguns métodos de cálculo serão demonstrados durante o trabalho pois existem diferenças entre métodos, principalmente na forma como cada um considera as forças envolvidas e nos resultados de cada um.

2.4.2 Método das fatias

Chamado de método das fatias ou método das lamelas, é o método mais utilizado na avaliação da estabilidade de taludes, assim chamados por dividirem o corpo do talude em fatias ou lamelas. Estes métodos permitem um controle da precisão, com certos limites obviamente, através do número de fatias em que é dividido o talude. Cada fatia é considerada um corpo que age conforme as forças que nele atuam. (FREITAS, 2011).

Para a utilização deste método é necessário arbitrar uma superfície de ruptura, com forma de deslizamento circular ou não. Devem ser considerados os níveis freáticos do local e demais características do solo que compõem o talude. O solo acima da superfície de ruptura é dividido em fatias através de cortes verticais equidistantes horizontalmente, exemplo na Figura 6 - Forma de distribuição das fatias. Cada fatia é analisada pelas forças aplicadas na mesma. Neste conjunto de forças envolvem-se: a tensão de cisalhamento que age na base da fatia com a superfície de ruptura (T) e força normal (N);

Figura 6 - Forma de distribuição das fatias



Fonte: Elaborada pelo autor.

2.4.3 Métodos de cálculo

2.4.3.1 Método de Fellenius

Proposto por Wolmar Fellenius em 1936, é o método mais simples dentre os que serão apresentados neste trabalho. Devido as simplificações utilizadas, este

método pode ser realizado sem o auxílio de computadores ou ferramentas mais avançadas que uma calculadora.

O método é considerado o mais simples por determinar o fator de segurança através de uma equação linear. Não só por este motivo mas também por algumas outras simplificações acerca das forças envolvidas no equilíbrio das fatias, modo pelo qual este método usa para determinação do fator de segurança. (SILVA J. M., 2011).

Das forças observadas pelo método das fatias, são mantidas apenas as forças relacionadas à iteração da base das fatias com a superfície de ruptura estipulada. As forças de iteração entre fatias são simplificadas por considerar que elas ocorrem num mesmo plano com sentidos contrários, porém essa afirmação não é válida, uma vez que cada fatia se encontra numa inclinação diferente. (SILVA M. J., 2013).

Onde a força normal pode ser determinada por:

$$N = W \cos \alpha \quad (5)$$

Onde:

- N é a força normal;
- W é o peso da fatia.

A determinação do fator de segurança é o somatório da resultante das forças aplicadas a cada fatia seguindo a expressão:

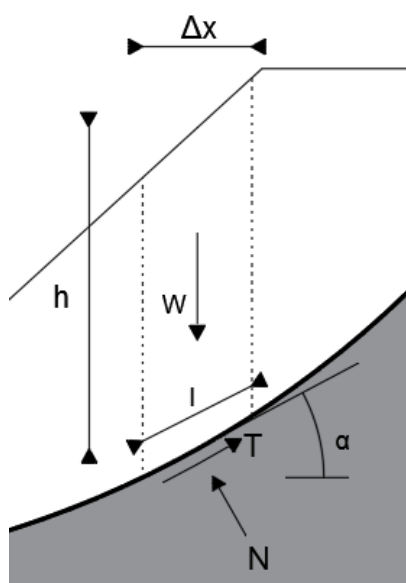
$$FS = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \operatorname{tg} \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (6)$$

Onde:

- l é largura da fatia paralela à superfície da base da fatia;
- u é a poro-pressão;
- α é o ângulo da superfície de ruptura;

O esquema de forças empregado no método pode ser visto na Figura 7.

Figura 7 - Forças envolvidas no Método de Fellenius Simplificado



Fonte: Elaborada pelo autor.

A aplicação do método exige no mínimo a utilização de 8 fatias para que não ocorra perdas drásticas de precisão. O aumento do número de fatias leva a um consequente aumento de precisão.

O método pode apresentar erros consideráveis quando o caso em estudo apresenta singularidades como: rupturas profundas em relação ao tamanho do talude; poro-pressões elevadas em taludes suaves. (FABRICIO, 2006).

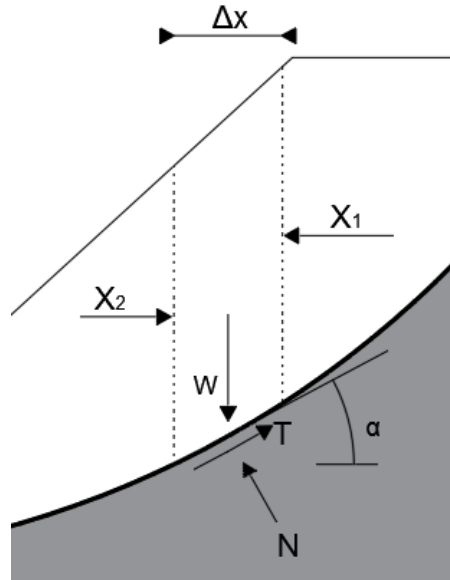
2.3.3.2 Método Bishop Simplificado

O método apresentado por Alan W. Bishop trata de analisar a estabilidade das fatias individualmente e tenta satisfazer todas as forças envolvidas, é o primeiro método rigoroso. O método de Bishop é uma modificação do método de Fellenius para abranger todas as interações entre as fatias.

Em sua versão simplificada, diferente do método proposto por Fellenius, o método considera as forças de contato na base e nas laterais entre fatias, este segundo grupo de forças é considerado normal a superfície teórica da fatia em questão. O método necessita de processo iterativo para determinação do fator de segurança, porém se tratando de uma versão simplificada, dispensa necessidade de ferramentas computacionais. (SILVA J. M., 2011).

O fator de segurança pode ser determinado pela Equação 7.

Figura 8 - Forças envolvidas no Método de Bishop Simplificado



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$FS = \frac{\sum [c' \Delta x + (W \cos \alpha - u \Delta x) \operatorname{tg} \varphi'] \left[\frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{FS} \right)} \right]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (7)$$

Onde:

- Δx é a largura da fatia linearmente;
- u_w é a poro-pressão da água;

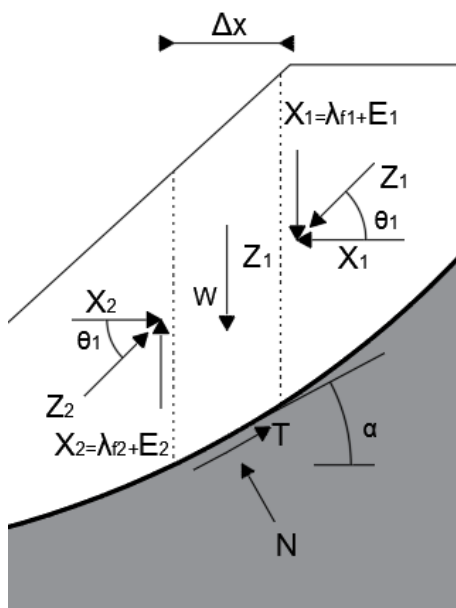
2.3.3.4 Morgenstern e Price

Apresentado por MORGENSTERN & PRICE (1965), é um método rigoroso de cálculo pois satisfaz tanto o equilíbrio de forças quanto de momentos aplicados a cada uma das fatias em suas interações entre si. Se tratando de um método rigoroso, com elevado volume de cálculo, é necessário o auxílio computacional.

Este método é regido por uma função numérica que é multiplicada por um fator de correção (dentro do escopo do método é atribuído o símbolo λ a este fator). A

função é utilizada nas iterações que a cada ciclo reajusta o resultado até o grau de aferição desejado. Esta função, a princípio, pode ter qualquer forma, mas se tratando da realidade, a função pode ser estabelecida através da teoria de comportamento elástico. (SILVA J. M., 2011).

Figura 9 - Forças envolvidas no Método de Morgenstern-Price



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5 MÉTODO DE ANÁLISE PROBABÍSTICA

O Método de Monte Carlo foi escolhido para este estudo devido a sua simplicidade e resultados satisfatórios além de ser utilizado em diversas áreas vinculado ao comportamento da natureza, como no caso deste trabalho. Além, ainda, de ser utilizado por vários autores como El-Ramly, Whitman, Tang em diversos trabalhos da mesma área de conhecimento.

2.5.1. Funcionamento do método de Monte Carlo

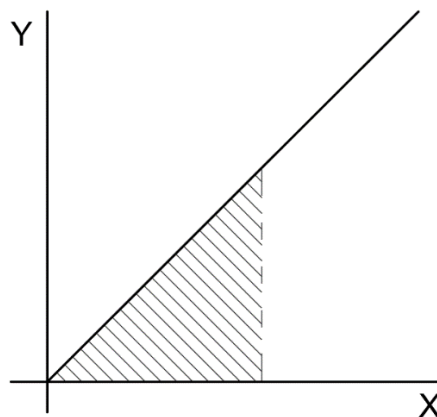
A forma com que o método é exposto, com a proposta de conseguir respostas próximas dos valores reais através de números aleatórios parece um tanto estranho

ainda mais quando inserida numa área de estudo com tantas incertezas. Porém o método tira vantagem de uma forma de balizamento das possibilidades. Para alcançar uma aproximação satisfatória em seus resultados.

Um bom exemplo é a Integração de Monte Carlo que permite a dedução da área de um triângulo, de medidas desconhecidas. Isto usando a mesma premissa da Simulação de Monte Carlo

Imagina-se uma reta originada da equação $y = x$, e deseja-se saber a área formada sob a reta. A forma dessa área é um triângulo. Uma das soluções seria a integração que resultaria em $\frac{1}{2} x^2$. Na Figura 10 têm-se a representação desta reta.

Figura 10 - Área da reta $y = x$



Fonte: Elaborada pelo autor.

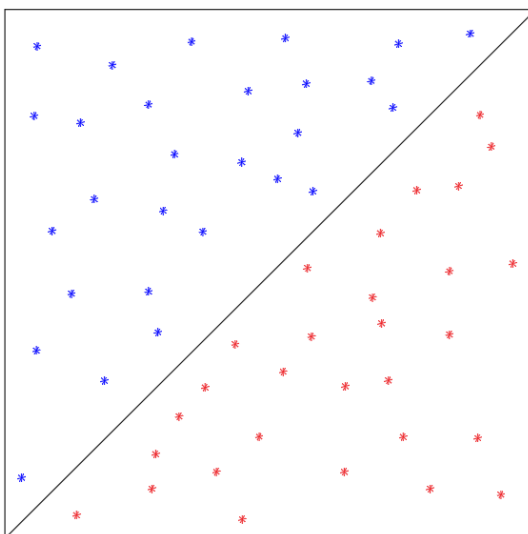
Porém, existe outra forma de se atingir o resultado da área do triângulo adotando valores aleatórios balizados. Para isso, é construído um quadrado, obviamente de área x^2 , que quando dividido ao meio, pela sua diagonal, é formando um triângulo dentro. Distribuindo-se pontos dentro deste quadrado de forma totalmente aleatória, obtém-se algo assemelhado a Figura 11.

Pela distribuição tem-se 28 pontos azuis e 29 pontos vermelhos. E tendo como premissa de que:

$$\text{Area do triangulo} = \frac{1}{2} x^2 \quad (8)$$

$$\text{Area do quadrado} = x^2 \quad (9)$$

Figura 11 - Distribuição de pontos para simulação de Monte Carlo



Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo, conclui-se que:

$$\frac{1}{2} = \frac{\text{Área do triângulo}}{\text{Área do quadrado}} \quad (10)$$

A área das duas figuras é desconhecida porém têm-se a informação de que o triângulo possui metade do valor de área do quadrado. Então com os pontos dispostos dentro das figuras, agora, associados como a área de cada figura, pode-se verificar que:

$$\frac{1}{2} \approx \frac{29}{57} \quad (11)$$

$$\frac{1}{2} \approx 0,50877 \quad (12)$$

Assim pode-se empregar o princípio do Método de Monte Carlo para outras aplicações. Como visto acima, números aleatórios podem ser utilizados para determinação da área e mesmo com pouquíssimos pontos utilizados, foi obtido um resultado que difere em apenas 1,754% do resultado real.

2.5.2 Simulação de Monte Carlo aplicada aos métodos convencionais

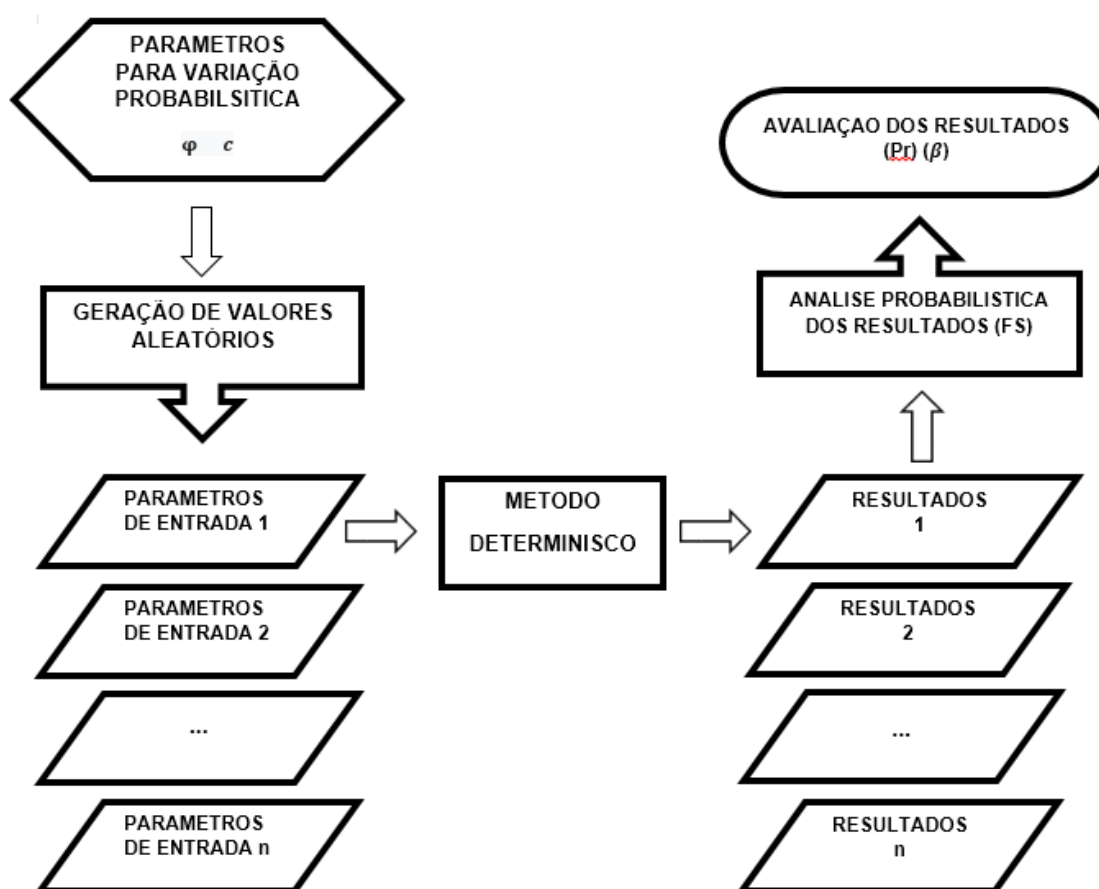
Através da coleta de dados da literatura, foi feita uma verificação de dados contendo as características das amostras ensaiadas por estes trabalhos. Dos parâmetros selecionados serão estimados a média, desvio padrão, valores mínimos e máximos.

Os parâmetros de entrada serão organizados para melhor controle. A partir destes dados, novos valores são gerados aleatoriamente dentro de um espectro de critérios estabelecidos. No caso deste trabalho, os novos valores gerados são inseridos nos métodos de cálculo do FS. Por métodos de cálculo é referido aqui aos métodos de cálculo determinísticos.

Por fim é estipulado a probabilidade de ruptura (Pr), esta que agora assume o papel como um dos parâmetros de segurança, uma vez que existem diversos valores de FS e isso faz com que o mesmo perca sua representatividade. Por isso é observado a densidade de FS além de sua distribuição e posicionamento na distribuição de resultados.

Na Figura 12, encontra-se um fluxograma de El-Ramly(2001) que ilustra o processo da inclusão da simulação de Monte Carlo nas análises determinísticas. Em seu trabalho o mesmo utiliza o programa de planilhas Excel para aplicação dos métodos determinísticos e uma complemento para análises probabilísticas o @Risk. Na Figura 12 foram realizadas pequenas alterações para melhor visualização.

Figura 12 - Processo da simulação de Monte Carlo na análise



Fonte: Adaptada de (EL-RAMLY, 2001).

2.5.3 Parâmetros de avaliação de estabilidade pelo método probabilístico

Como já citado neste estudo, os métodos determinísticos apresentam como resposta um único fator de segurança. O método probabilístico apresenta um fator de segurança para cada combinação de variáveis aleatórias. Ao final da simulação, existe um volume de valores que pode chegar a casa de dezenas de milhares. Neste estudo foram utilizadas cerca de 2000 iterações, com estes valores são estimados média, desvio padrão, mínimos e máximos dos valores de FS.

2.5.3.1 Probabilidade de ruptura (P_r)

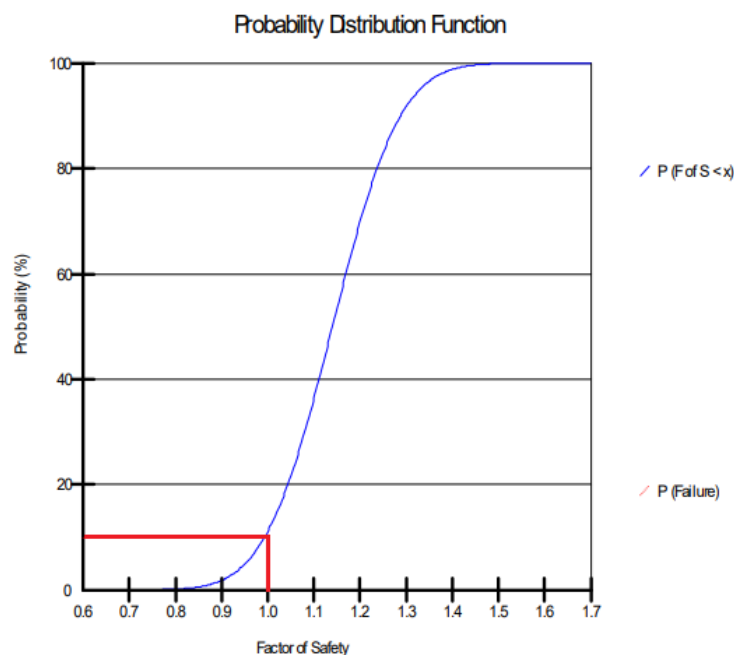
A probabilidade de ruptura é um dos indicadores de segurança mais importantes da análise probabilística. Esta medida representa a quantidade de valores de FS menores que 1,0 em porcentagem do total de valores de FS. (STABILITY

MODELING WITH GEOSTUDIO, 2018). Na Figura 13 é ilustrado está estimativa pela função de probabilidade de distribuição

Christian et al (1994, apud MAIA; ASSIS, 2004) explica que a probabilidade de ruptura é a área abaixo da curva distribuição de probabilidade até $FS \leq 1,0$. O autor usa de exemplo dois projetos, A e B, A tendo resultados de FS médio e desvio padrão menores que B. No entanto, devido a menor variabilidade dos valores de FS, a integral de 0 a 1 da curva do projeto A resulta num valor menor que a de B. Esse resultado representa a menor ocorrência de valores de $FS < 1,0$ na simulação do projeto A e portanto menor probabilidade de ruptura.

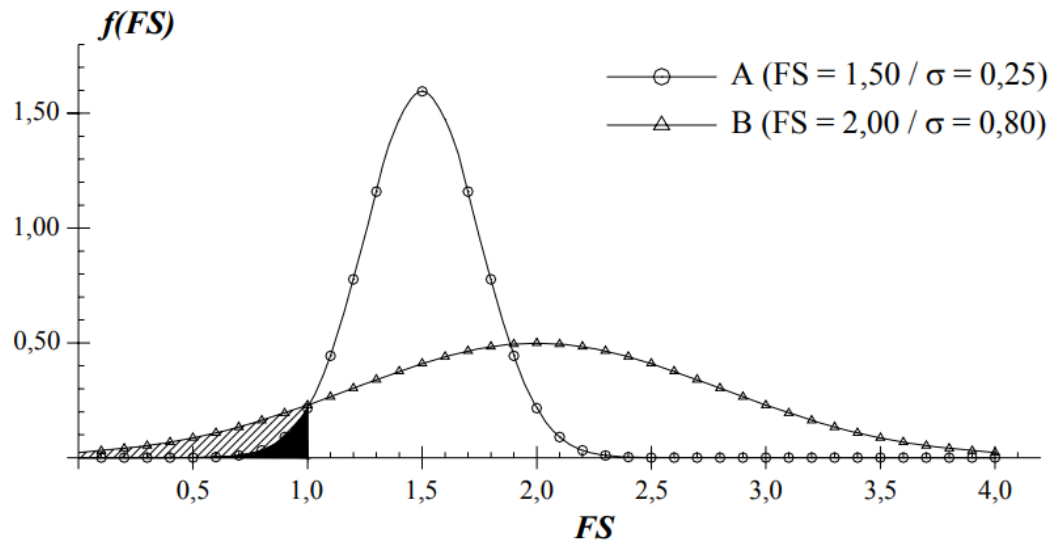
Na Figura 14 é apresentado o gráfico utilizado pelo autor; gráficos semelhantes são utilizados por Whitman (1984, apud COSTA, 2005) para compreensão da probabilidade de ruptura.

Figura 13 - Função da probabilidade



Fonte: Stability Modeling with SLOPE/W (2018)

Como pode ser visto no gráfico abaixo, um desvio padrão mais elevado representa uma maior incerteza, esse aumento da incerteza reflete num aumento da probabilidade de ruptura mesmo com um FS mais distante de 1,0.

Figura 14 - Probabilidade de Ruptura (Pr)

Fonte: Christian et al.(1994 apud MAIA e ASSIS, 2004).

2.5.3.2 Índice de confiança (β)

Para avaliar estabilidade de um talude, usando método probabilístico, ainda pode-se considerar mais um critério, o índice de confiança ou confiabilidade. Este fator representa a segurança de um talude pela distância que separa a média de FS do valor de equilíbrio $FS=1,0$ na curva de distribuição normal. Assim, o índice de confiança leva em conta as incertezas que elevam o desvio padrão. Um vez que a incertezas sejam elevadas, é necessário um maior número de valores elevados de FS para se ter a mesma confiabilidade. (WU, TANG, EINSTEN 1996, apud COSTA, 2005)

$$\beta = \frac{(\mu_{FS} - 1,0)}{\sigma_{FS}} \quad (13)$$

Onde:

- μ_{FS} é a média dos valores de FS ;
- σ_{FS} é o desvio padrão dos valores de FS
- β é o índice de confiança.

O índice de confiança possui uma vantagem por poder ser estimado apenas com a média do FS e o desvio padrão sem a necessidade de se fazer suposições sobre a probabilidade de frequência dos resultados. (COSTA, 2005).

Para Whitman(1984, apud COSTA, 2005) o índice de confiabilidade em torno de 2,0 é um valor aceitável para maioria dos casos de engenharia geotecnia.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será discorrido sobre a forma como serão realizados as análises e amostragem de dados, interpretação dos dados da literatura, seleção do estudo de caso e interpretação dos eventos do estudo de caso. Além de considerações acerca do uso do programa Slope/W para as análises.

3.1 ESCOLHA DO MÉTODO DE CÁLCULO

Como já foi demonstrado neste trabalho, existem diferentes métodos de cálculo que usam também diferentes critérios para o cálculo do fator de segurança. A escolha do método advém principalmente dos dados disponíveis em cada caso e do tipo de ruptura.

Porém, como um dos objetivos deste estudo é perceber a diferença do impacto da simulação de Monte Carlos nos métodos determinísticos. Para essa avaliação será criado uma tabela comparativa, expondo os diferentes resultados do uso de cada método quando aplicados as mesmas variáveis de entrada. Uma linha desta tabela será reservada ao resultado dos mesmos métodos quando simplesmente aplicados os valores comuns, sem o uso dos critérios probabilísticos.

3.2 CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DE CASOS DE ESTUDO

Para análise e seleção dos casos alguns pontos importantes são necessários, como dados de ensaios de laboratório que descrevam as características do solo, coesão, ângulo de atrito interno, peso específico. Entre outras como dimensões, nível do lençol freático, vegetação, estratigrafia das camadas, quantidade de amostras utilizadas nos ensaios.

O caso utilizado neste estudo será o que dispõem de maior quantidade de informações possível. Todo estudo baseia-se na retroanálise como forma de validar os resultados ou observar as disparidades, pois em caso de ruptura, de fato o FS encontrado deve satisfazer $FS \leq 1.00$.

Há uma preferência relevante pelos casos onde ocorre algum tipo de falha na integridade do corpo do talude. Uma vez que, de fato, o talude era instável e teve algum tipo de colapso ou movimento a partir de seu estado de repouso. Ver esta

comprovação por meio teórico padrão torna-se muito interessante, ainda mais ao ver com a implementação do método de Monte Carlo. Outra constatação pertinente é a conferência da superfície de ruptura, uma vez que tendo a ruptura como um fato a validade de alguns dados irão se apoiar nesse fato.

3.3 SELEÇÃO DOS DADOS DE INTERESSE PARA ANÁLISE

Este método necessita de um pequeno volume de informação para que possam ser determinados seus resultados com um grau mínimo de precisão. Se tratando de uma ferramenta que baseia-se na estatística, a alimentação do método com dados, neste caso, amostragem, implica numa maior clareza dos resultados. Esta vantagem advém do realce da importância de determinado valor quando este se repete dentro ou entre amostras.

Um dos problemas mais difíceis para a análise probabilística é estimar corretamente o desvio padrão. Este valor é relacionado a quantidade de amostras disponíveis. Devido a isso, o valor acaba sendo maior do que o atestado em campo. (COSTA, 2005). O aumento da quantidade de amostras tende a revelar uma distribuição em forma de sino (normal) além de estabilizar a média. Outra vantagem de um grande número de amostras que obedecem a distribuição normal é a rápida diminuição do desvio padrão.

Este parâmetro é o maior descartador de trabalhos em que se coleta dados. Uma vez que para estimar o desvio padrão é necessário o resultados individuais de amostras e não da média como a maioria dos trabalhos apresenta. Isso também exclui trabalhos que referenciam outros trabalhos, mostrando apenas a média.

As características que serão utilizadas como variáveis no Método de Monte Carlo serão as características do solo disponíveis nos casos. Quando possível, será feita uma comparação entre a eficiência do uso do resultado de diversas amostras em contraste com os resultados provenientes de poucas amostras.

Os parâmetros que podem ser escolhidos são variados, o que realmente os diferencia dentro dos interesses deste trabalho são os motivos que fazem seus valores oscilarem. O nível do lençol freático varia conforme a precipitação local, vegetação e outras condições de drenagem. O peso específico de cada tipo solo ou sua altura

dentre as camadas do solo são praticamente fixas. A c é afetada por outros fatores como umidade, temperatura (neste caso a aparente) e outros mais.

Em suma, cada fator possui variações próprias e por motivos diferentes. Os parâmetros escolhidos para serem simulados são:

- Coesão – em virtude dos diversos fatores que podem fazer com que este parâmetro seja diferente em diversos pontos no solo;
- Ângulo de atrito interno – escolhido por ser um dos parâmetros mais importantes na avaliação de estabilidade de taludes.

3.3.1 Correlação espacial

Existe ainda um critério que é a correlação espacial, este critério leva em conta a variabilidade dos parâmetros quando analisados espacialmente em campo. É conhecido ainda que uma correlação temporal deveria também ser atribuída. Mas, comumente, estes dados não são coletados. (EL-RAMLY, 2001).

3.3.2 Coeficiente de correlação

O coeficiente de correlação define uma ligação entre os parâmetros de resistência, variando de -1 a 1, sendo que 0 (zero) define que os parâmetros são independentes. Sendo o coeficiente positivo, valores de c' terão maior probabilidade ocorrerão com valores mais altos de φ' . Quando o coeficiente é negativo, valores de c' mais altos tendem a ocorrer com valores mais baixos de φ' . (STABILITY MODELING WITH GEOSTUDIO, 2018)

Na metodologia de Costa (2005), onde não foi feito estudo da correlação espacial das amostras, foi usado um substituto, um coeficiente de correlação para o φ' e a c' . O autor utiliza o valor de -0,2 para este fim, ressaltando que o Slope/W User's Guide (2002, apud COSTA, 2005) consta com diversas referências sobre estudos nessa área demonstrando que o coeficiente de correlação entre φ' e c' tende a ser negativo, entre -0,72 e 0,35. Para este estudo serão mantidos os valores dos parâmetros independentes, ou seja, 0(zero) como coeficiente de correlação.

3.4 UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA SLOPE/W

O programa utilizado para aplicação dos métodos determinísticos é o Slope/W da Geoslope, a empresa desenvolve programas para modelagem geotécnica a quase 40 anos, sediada na cidade de Calgary, Alberta, Canada. A escolha deste programa se dá pelo motivo que o mesmo possui uma ferramenta para realizar a análise probabilística com o Método de Monte Carlo.

A possibilidade do uso deste programa é graças a própria Geoslope. A empresa disponibiliza uma versão de estudante de seus programas porem não incluem a ferramenta de análise probabilística. Via pedido formal, a empresa disponibilizou uma licença temporária para o Slope/W com as funcionalidades necessárias pelo tempo que esse trabalho fosse realizado.

Toda modelagem do estudo de caso pode ser feita no ambiente do programa. A análise probabilística também acontece no ambiente do programa uma vez que o mesmo conta uma ferramenta para este tipo de análise. O algoritmo permite que seja feita uma distribuição com características diferentes para quase todos parâmetros de entrada.

O programa gera um espectro de diferentes valores para os parâmetros de entrada, obedecendo parâmetros iniciais como a média, desvio padrão e tipo de distribuição. São realizados análises de estabilidade para cada grupo de parâmetros variáveis (Simulação de Monte Carlo). Em retorno se tem muitos valores diferentes de FS. E então é avaliado a distribuição do fator de segurança e determinado os demais parâmetros, confiabilidade e probabilidade de ruptura.

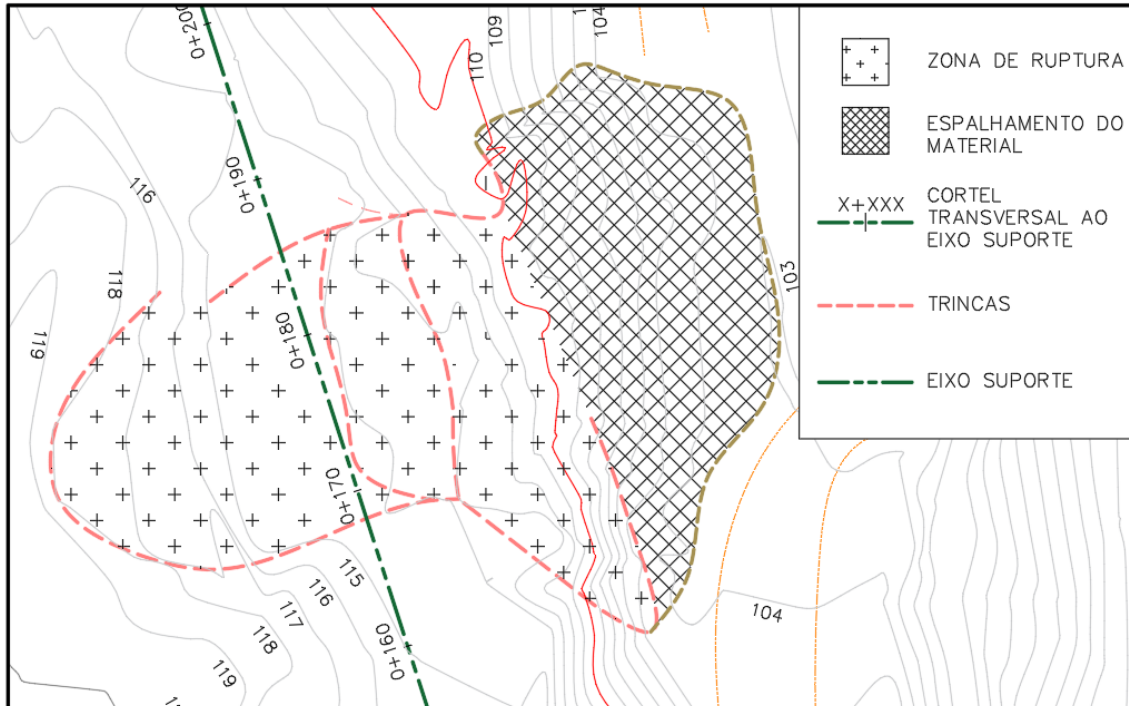
3.5 ESTUDO DE CASO

O caso de estudo aqui selecionado para ser modelado, e para realização dos testes, é um deslizamento em à beira do Rio das Antas, entre Bento Golcalves e Veranópolis na RS 470, o caso foi fornecido pela FGS Geotecnica além dos ensaios do solo no local e demais informações acerca do ocorrido. Foi fornecido ainda os perfis transversais da ruptura e do terreno adjacente. Tais perfis são muito uteis para saber como era o terreno antes da ruptura e realizar a modelagem do mesmo.

Este caso é conveniente para o estudo por se tratar de uma ruptura que atende aos requisitos estabelecidos para este estudo, ocorrendo na região do Rio Grande do

Sul, solo da região caracterizado como basalto, a presença de solo coluvionar. Na figura a seguir é apresentado o local da ruptura esquematicamente.

Figura 15 - Representação esquematica do local da ruptura na RS 470



Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

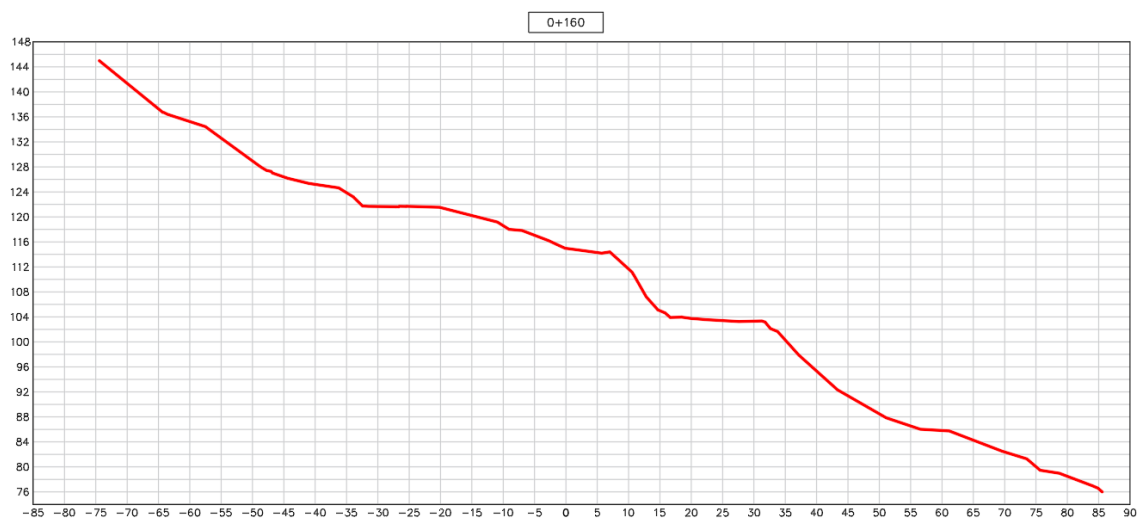
3.5.1 Perfil transversal

Na Figura 15 do item anterior, pode ser visto um eixo que atravessa o local da ruptura com demarcações a cada 10 metros. Essas demarcações referem-se a perfis transversais do terreno os mesmos não possuem informações sobre a estratigrafia do terreno, apenas apresentam a superfície local.

Esses perfis servem de grande auxílio para estipular a superfície do terreno antes do deslocamento do solo. Os perfis de interesse para este estudo são de posição 0+160, 0+170, 0+180 e 0+190.

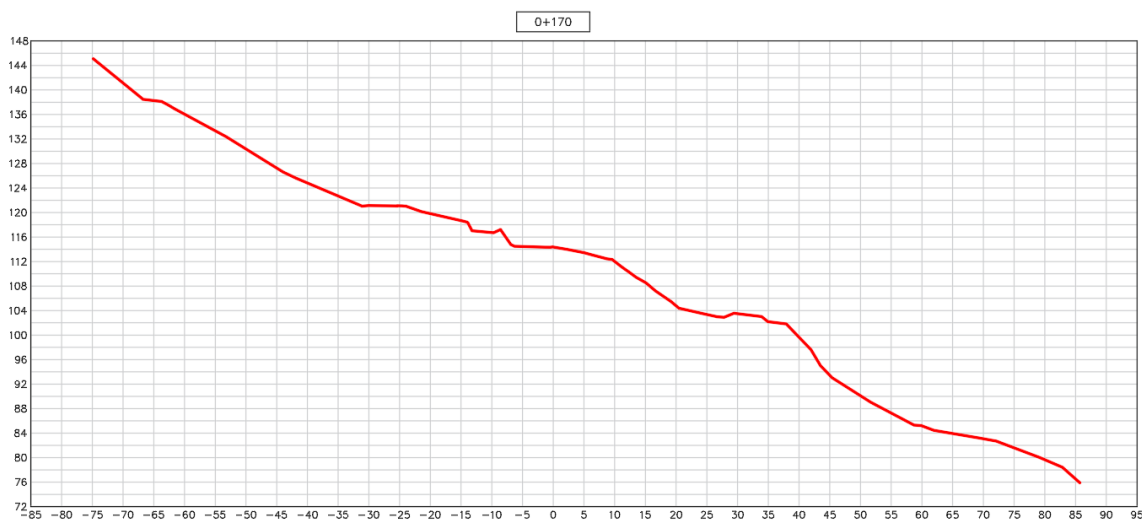
Uma vez não se tem um perfil que demonstre como era a superfície do terreno antes da ruptura, se usará os perfis 0+160 e 0+190 para estimar o perfil a ser utilizado na modelagem digital no ambiente do Slope/W. A estratigrafia será interpolada através das sondagens e outras informações prestadas sobre o caso de estudo.

Figura 16 - Seção transversal 0+160



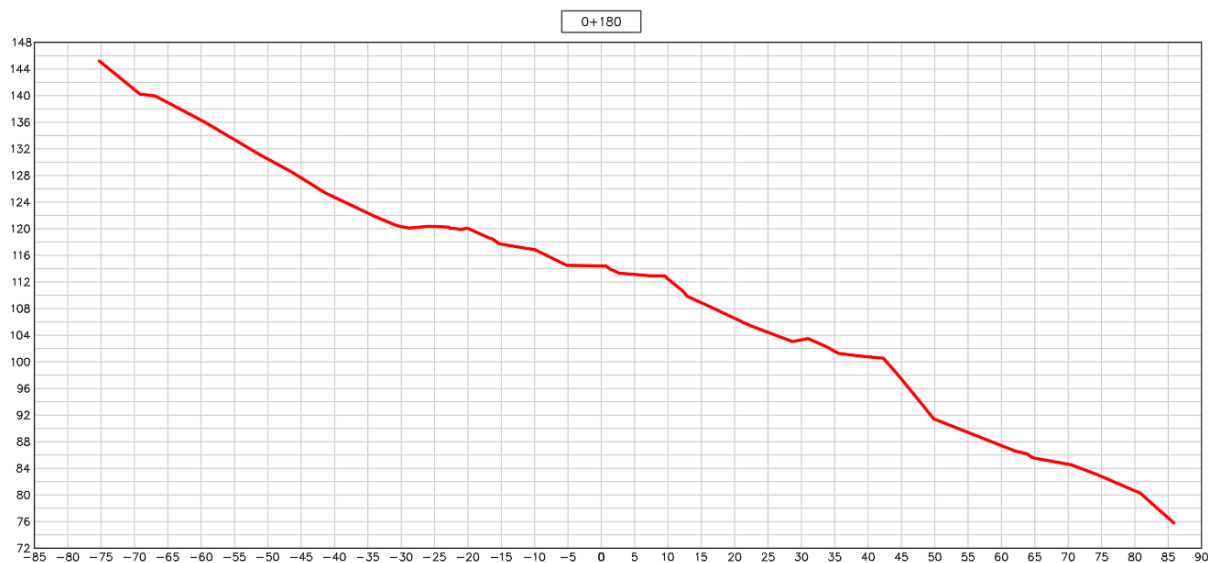
Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

Figura 17 - Seção transversal 0+170



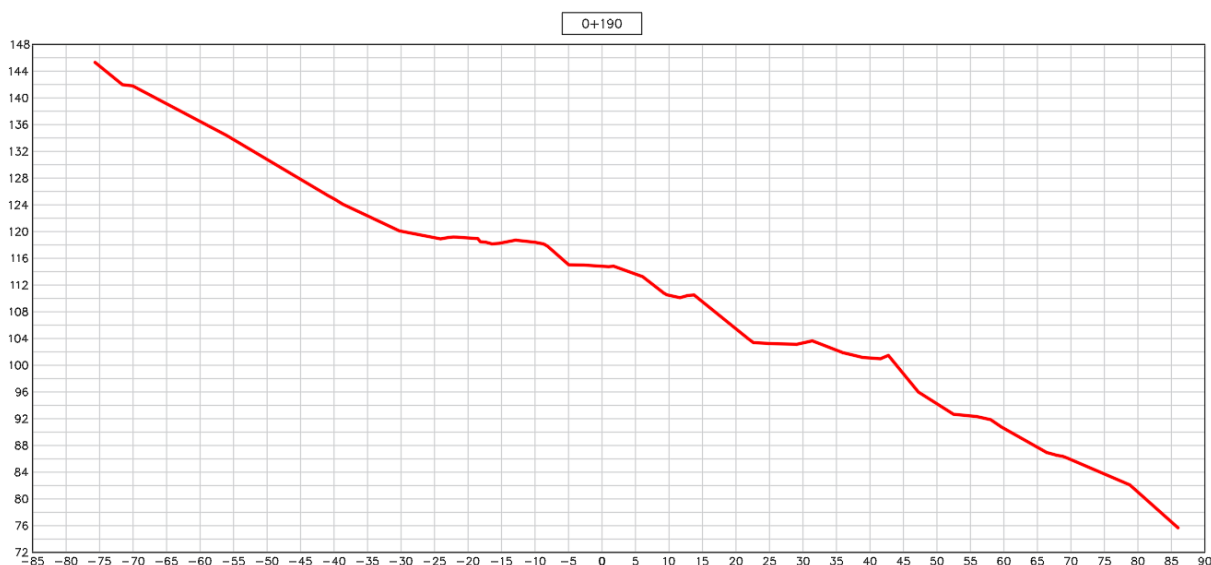
Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

Figura 18 - Perfil transversal 0+180



Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

Figura 19 - Perfil transversal 0+190



Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

3.5.2 Sondagens do local da ruptura

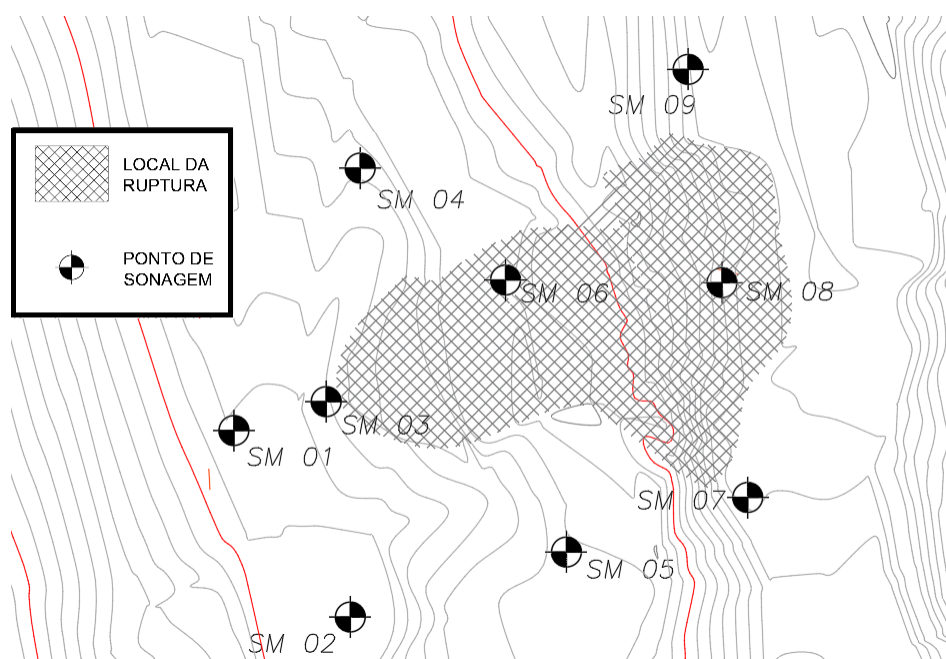
Sobre a ruptura da encosta na RS-470, existem 9 sondagens disponibilizados pela FGS Geotecnia, as sondagens são de até 15,5m de profundidade. Os 9 furos

foram feitos com sondagem rotativa em diferentes pontos dentro e fora da zona de ruptura. As sondagens estão dispostas no Anexo A.

O solo proveniente das sondagens foi caracterizado como tendo nas camadas superiores, lascas de rocha, argila arenosa e pedregulhos. Já na camada subjacente foi notado fragmentos de basalto extremamente alterado imersos em solo de cores variada, cinza, amarelo e vermelho. Nas camadas intermediarias, o material coletado é caracterizado como fragmentos de basalto densos com menor variação de cor, a maioria de cor cinza com poucas variações para amarelo. E por último uma camada de basalto cinza, fragmentado com aparente alteração entre os fragmentos.

A posição das sondagens pode ser vista na figura abaixo.

Figura 20 - Posição das sondagens RS-470



Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptada pelo autor.

3.5.3 Resultados dos Ensaios Sobre o Solo da Região

Neste parte serão meramente apresentados resultados dos ensaios realizados em amostras de solo do local da ruptura. Foram realizados ensaios para caracterização dos índices físicos e cisalhamento direto. Os ensaios fornecidos pela FGS Geotecnia foram utilizados pela mesma para compreender a situação a que levou a ruptura do solo na RS 470.

Abaixo, na Figura 21, pode ser visto as amostra de solo moldadas em anéis metálicos para os ensaios, nota-se uma visível heterogeneidade na textura do solo. Tal característica não surpreende visto que se trata de solo coluvionar.

Figura 21 - Moldagem das amostras de solo da RS 470



Fonte: FGS Geotecnia(2013).

3.5.3.1 Caracterização física

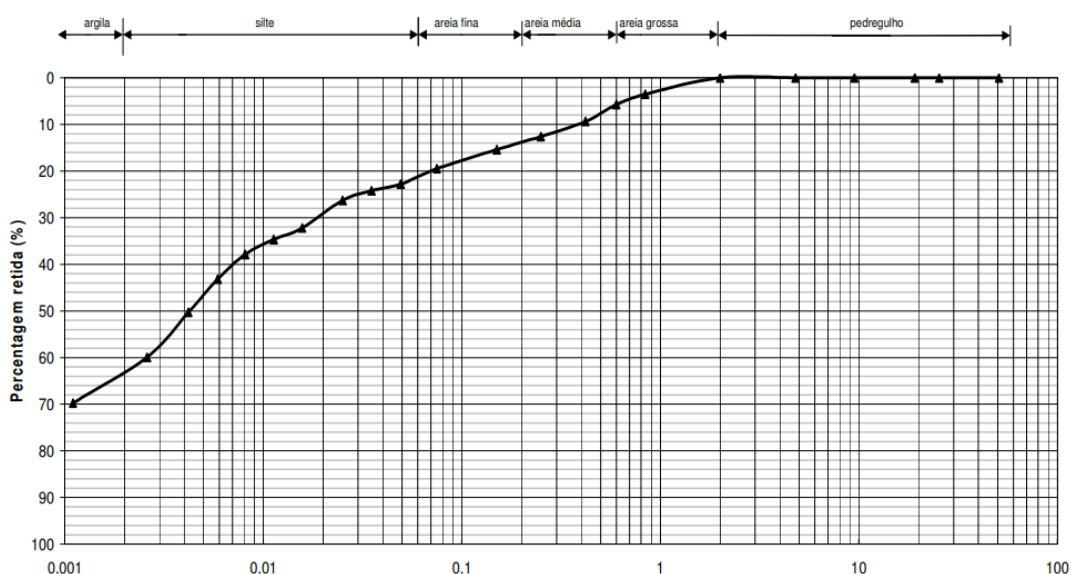
A tabela a seguir (Tabela 2) apresenta os índices físicos analisados das amostra coletadas no local da ruptura na RS 470. Em sequência encontra-se a caracterização granulométrica do solo onde se apresenta uma grande quantidade de grãos finos presente no solo, fato condizente com a imagem das amostra na Figura 21.

Tabela 2 - Características físicas do solo da RS 470

Característica	Resultados
γ_s (kN/m ³)	28,06
W_{nat} (%)	34,80
LL (%)	61,70
LP (%)	38,30
IP (%)	23,40

Fonte: FGS Geotecnia (2013)

Gráfico 1 - Curva granulométrica com defloculante do colúvio



Fonte: FGS Geotecnia (2013).

Era esperado uma certa fração de grãos maiores, como lascas de pedras, em virtude da natureza da formação colúvios, porém, não se tem a informação da profundidade da qual foram retiradas as amostras.

No entanto, é notável os grumos de argila dispersos na amostra, verificável pela Figura 21, estes grumos podem influenciar no ensaio de cisalhamento direto se tornando pontos menor ou maior resistência, tornando o ensaio tendencioso a valores distantes de uma média. Ressalta-se que o material ensaiado é apenas da camada de solo que rompeu, ou seja o solo coluvionar.

Tabela 3 - Composição granulométrica do solo ensaiado

Fração	Porcentagem
<i>Pedregulho</i>	0
<i>Areia Grossa</i>	6
<i>Areia Média</i>	7
<i>Areia Fina</i>	8
<i>Silte</i>	42
<i>Argila</i>	37

Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptado pelo autor.

3.5.3.2 Cisalhamento direto

O gráfico abaixo apresenta os resultados do ensaio de cisalhamento direto, nota-se uma dispersão bem acentuada. Como citado anteriormente, a heterogeneidade do solo pode ser verificada tanto visualmente quanto nos ensaios.

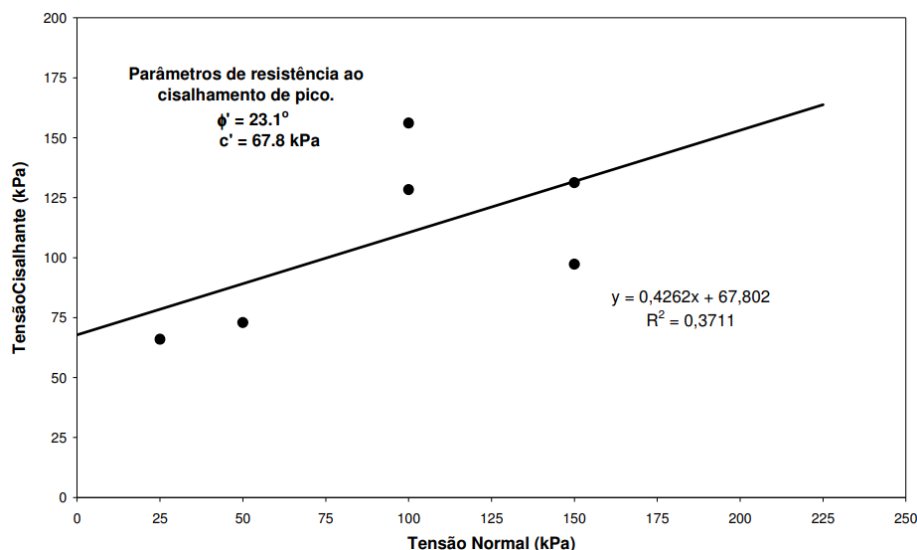
A Tabela 4 contém os resultados das amostras ensaiadas para determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo da RS470.

Tabela 4 - Tabela de amostras ensaiadas para cisalhamento direto

Tensão (kPa)	W_{nat} (%)	γ_s (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	e_i	S_i (%)
25	35,10	28,06	17,27	12,78	1,20	84,05
50	34,00	28,06	16,84	12,56	1,23	78,94
100	34,00	28,06	17,55	13,09	1,14	85,26
100 Rep	34,80	28,06	17,22	12,78	1,20	83,20
150	37,60	28,06	15,79	11,47	1,45	74,37
150 Rep	33,70	28,06	17,06	12,76	1,20	80,37

Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptado pelo autor.

Figura 22 - Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do colúvio



Fonte: FGS Geotecnia(2013).

Nas tensões de 100kPa e 150kPa, foram feitos os ensaios com 2 corpos de prova devido a discrepância dos resultados. Novamente é notável a dispersão de resultados. Essa disparidade dificulta a adoção de um único valor que sirva para

caracterizar a resistência ao cisalhamento media do solo. Logo, a adoção de qualquer valor para realização de uma avaliação de estabilidade através destes métodos cria incertezas no resultado final do fator de segurança.

3.5.3.3 Análise do caso de estudo pela FGS Geotecnia

O estudo de caso utilizado neste trabalho já foi analisado anteriormente, no desenvolvimento do projeto de estabilização do talude pela FGS Geotecnia. A análise inicial considerou os dados que já foram aqui citados, Tabelas 2, 3 e 4. Porém foi constatado que tais valores não coincidiam com o fato da ruptura, uma vez que análises de estabilidade resultaram em elevados valores de FS.

Foi levado em conta a heterogenia deste tipo de solo e a empresa adotou novos valores que coincidissem com o evento da ruptura. Os valores que foram adotados para o projeto executivo são apresentados na abaixo.

Tabela 5 - Valores utilizados no projeto executivo

CAMADA DE SOLO	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ_s (kN/m³)
<i>Solo coluvionar</i>	25	5	16,5
<i>Solo residual de basalto</i>	26	7	16,0

Fonte: FGS Geotecnia(2013), adaptado pelo autor.

3.5.4 Sobre a ruptura na RS 470

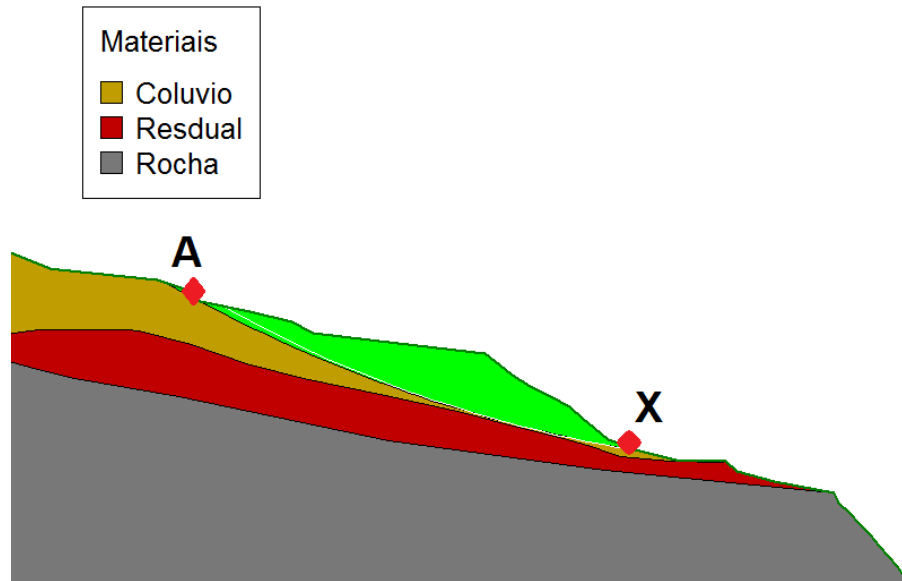
Se tratando de uma retro análise, é conhecida a superfície de ruptura do caso da RS 470. Mas faz-se necessário uma explicação sobre o local da ruptura real e a superfície crítica encontrada pelo programa Slope/W. Objetivo desta explicação é evitar estranheza dos resultados.

Na Figura 23 é apresentado a superfície de ruptura final, ou real, observada ao final do movimento de terra. Os pontos A e X demarcam respectivamente o início e o fim de toda superfície de ruptura. Portanto chamada superfície AX, a superfície resultante de todos os efeitos desse caso.

Na Figura 24 é apresentado pelo Slope/W como a superfície crítica desta análise. Na imagem são demarcados os pontos B e X, respectivamente início e fim da superfície de ruptura. O programa não está errado em estimar que o ponto mais crítico

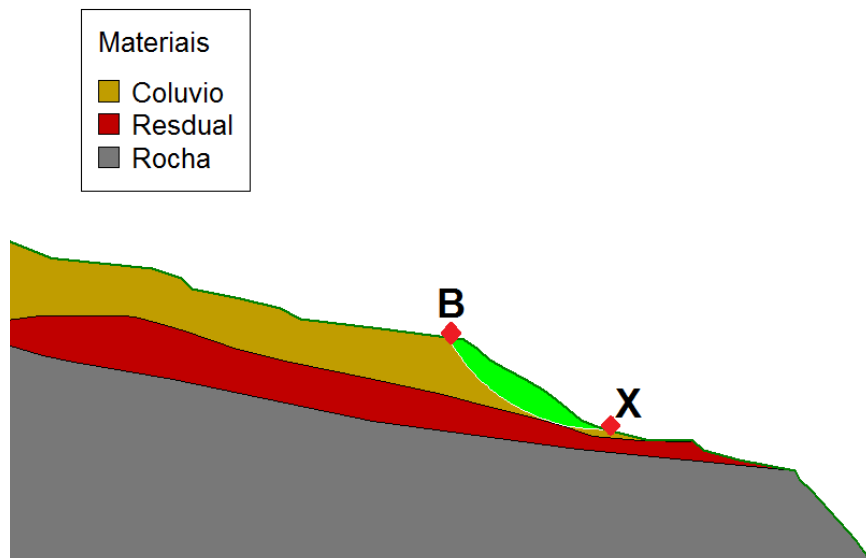
(ponto B) esteja na região da crista da encosta. Esta estimativa está correta uma vez que a ruptura do solo mais próximo a encosta, seguindo a superfície BX, remove o apoio da massa de solo a montante do ponto B, fazendo assim com que a ruptura no ponto A possa ocorrer.

Figura 23 - Superfície de ruptura final



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 24 - Ruptura crítica estimada pelo Slope/W



Fonte: Elaborada pelo autor.

Outro fator que confirma essa hipótese, sobre a ruptura da superfície BX deflagrar a ruptura na superfície AX, é a concentração de superfícies de ruptura com FS muito próximos nas regiões do ponto A e B. Isso denota uma tendência a fragilidade nessa região, identificado pelo programa.

É irrelevante, nessa hipótese, considerar o FS elevado das superfícies próximas ao ponto A, um vez que a ruptura acontece nessa região apenas após a ruptura na superfície BX ocorrer. O que indica a região como um possível ponto de ruptura são os valores de FS das superfícies sendo muito próximos.

3.5.5 Estimativa do nível da água no caso da RS470

A poropressão é uma importante etapa para análises de instabilidade. Em períodos de elevada precipitação essa força aumenta podendo ser até a causa de um deslizamento. Deve-se considerar a possibilidade de ocorrência desta poropressão crítica. (WU, TANG, EINSTEIN, 1996 apud COSTA, 2005). Para este trabalho foram utilizados os dados provenientes da sondagens para implementar o nível d'água ao modelo digital.

O problema encontrado aqui é em relação ao nível d'água no momento anterior a ruptura. Uma vez que não se tem acesso a esses dados, o NA (nível d'água) será estimado através dos métodos determinísticos elevando-se o NA em busca de um resultado mínimo de $FS=1,0$. Nesta análise será empregado os parâmetros do projeto executivo.

Esta estimativa não será aprofundado ou mesmo discutida para melhor compreender os fenômenos da poropressão. Esta estimativa visa apenas adequar o modelo digital da melhor maneira possível as condições que levaram a ruptura a acontecer.

3.7 DADOS ADQUIRIDOS DA LITERATURA

A determinação dos valores de média, desvio padrão, valores mínimos e máximos advém de trabalhos, artigos e estudos que realizaram ensaios que envolvam o solo do Rio Grande do Sul. Destes trabalhos foram selecionado os dados de amostras ensaiadas que são classificados como oriundas de basalto, mesmo colúvios. Esses dados são tabelados e usados para estimativas de média e desvio padrão.

Foi-se admitido apenas os resultados de ensaios feitos pelos autores, não foi levado em conta médias apresentadas nos trabalhos, sejam provenientes dos próprios ensaios ou trabalhos referenciados. O motivo do descarte destas médias é o fato que não é possível estipular o desvio padrão das mesmas. Sendo valores representativos de um grupo de amostras, não é possível conhecer a incerteza proveniente da variabilidade desse grupo e nem seu tamanho.

3.6.1 Balizamento dos parâmetros encontrados

Na organização dos parâmetros para este estudo limitasse a uma região para evitar disparidades entre resultados da diferenças do solo de regiões muito separadas, no caso deste estudo a região do estado do Rio Grande do Sul. Convém a este trabalho fazer esta escolha uma vez que tem-se preferência por utilizar casos da mesma região de aquisição dos dados para avaliação das técnicas aqui propostas.

Ainda durante a aquisição dos parâmetros da literatura, foi deixado de lado ensaios com cargas superiores a 400kPa visto que no caso selecionado não é atingido tal escala de forças. Além disso não foram feitos demais balizamentos dos dados a serem aqui utilizados, demais variações excepcionais não serão corrigidas. Tal decisão não é necessária uma vez que o Slope/W fará o descarte de alguns resultados excepcionais.

3.6.2 Trabalhos que contribuíram com parâmetros sobre o solo estudado

Para aquisição dos parâmetros sobre basalto que são utilizados neste trabalho, foram utilizados os estudos de Rigo M.(2005), Silveira R. M.(2008), Perazzolo L.(2003), Pinheiro R. J. B. (2000).

3.8 PARÂMETROS DA LITERATURA

As tabelas abaixo apresentam os valores retirados da literatura, organizados para estimar os valores de média, desvio padrão, mínimos e máximos. Os Tabelas 6 e 7 são referentes ao solo residual de basalto enquanto as Tabelas 8 e 9 apresentam os valores para o solo coluvionar.

Tabela 6 - Valore utilizados para parametros do solo residual

FONTE	TENSÃO INICIAL E FINAL DOS ENSAIOS (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	22,49	42,10
<i>Rigo (2005)</i>	0-250	29,48	25,38
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	22,19	42,21
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	13,10	54,60
<i>Rigo (2005)</i>	0-290	24,10	29,10
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	0,00	43,10
<i>Rigo (2005)</i>	0-300	29,20	20,70
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	24,00	35,60
<i>Rigo (2005)</i>	0-200	31,90	17,50
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	16,70	63,60
<i>Rigo (2005)</i>	0-275	33,40	15,90
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	11,50	90,60
<i>Rigo (2005)</i>	0-235	29,80	38,50
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	38,67	102,60
<i>Rigo (2005)</i>	0-100	60,50	20,70
<i>Rigo (2005)</i>	0-400	33,90	28,10
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	35,00	38,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	31,00	43,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	27,00	49,00
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	17,70	14,80
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	28,50	18,80
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	37,10	1,50
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	35,00	22,10
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	25,70	10,70
<i>Pinheiro (2000)</i>	0-200	32,50	3,70

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 7 - Parâmetros de entrada para solo residual

PARÂMETRO	ϕ' (°)	c' (kPa)
Média	27,62	34,88
Desvio Padrão	11,32	24,24
Mínimo	0	1,50
Máximo	60,50	102,60

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os parâmetros da Tabela 7 serão colocados diretamente no programa, os dados dessa tabela serão associados ao material (solo) que compõe a camada de solo residual. O mesmo é feito com a Tabela 9 porem para camada de solo coluvionar.

O programa usa valores de mínimos e máximos para limitar os valores aleatórios gerados para que se mantenham dentro de um limite real. A média é utilizada como ponto de partida para a geração desses valores e o desvio padrão guia a quantidade de valores gerados a uma determinada distância do valor de média.

Tabela 8 - Valores utilizados para parâmetros do solo coluvionar

FONTE	TENSÃO INICIAL E FINAL DOS ENSAIOS (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
<i>Moraes (2008)</i>	0-100	26,30	9,70
<i>Moraes (2008)</i>	0-100	25,80	4,50
<i>Moraes (2008)</i>	0-250	36,90	3,60
<i>Moraes (2008)</i>	0-250	31,60	7,20
<i>Moraes (2008)</i>	0-250	31,60	13,90
<i>Moraes (2008)</i>	0-250	36,90	0,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	26,00	26,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	25,00	23,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	23,00	20,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-100	29,00	17,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-50	56,00	4,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-100	42,00	24,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-100	34,00	45,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	35,00	9,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	31,00	17,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-400	28,00	26,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-100	22,00	37,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-100	32,00	16,00
<i>Perazzolo (2003)</i>	0-50	48,00	0,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 9 - Parâmetros de entrada para solo coluvionar

PARÂMETRO	φ' (°)	c' (kPa)
Média	32,64	15,94
Desvio Padrão	8,66	12,31
Mínimo	22,00	0
Máximo	56,00	45,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Abaixo seguem os valores de peso específico utilizados nas simulações de Monte Carlo para análise probabilísticas, também adquiridos na literatura.

Tabela 10 - Valores de peso específico para solo residual

FONTE	Y_t (kN/m^3)
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,04
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,31
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,79
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,01
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,67
<i>Perazzolo (2003)</i>	14,09
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,15
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,01
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,32
<i>Perazzolo (2003)</i>	14,59
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,75
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,81
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,47
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,99
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,88
<i>Rigo (2005)</i>	14,95
<i>Rigo (2005)</i>	15,70
<i>Rigo (2005)</i>	15,55
<i>Rigo (2005)</i>	16,40
<i>Rigo (2005)</i>	16,50
<i>Rigo (2005)</i>	14,60
<i>Rigo (2005)</i>	14,80
<i>Rigo (2005)</i>	16,60
<i>Rigo (2005)</i>	14,42
<i>Rigo (2005)</i>	16,84
Média	15,25

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 11 - Valores de peso específico para solo coluvionar

FONTE	Y_t (kN/m^3)
<i>Perazzolo (2003)</i>	18,40
<i>Perazzolo (2003)</i>	17,48
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,59
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,31
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,79
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,01
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,67
<i>Perazzolo (2003)</i>	14,51
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,61

<i>Perazzolo (2003)</i>	15,88
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,58
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,96
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,23
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,97
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,73
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,79
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,38
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,31
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,79
<i>Perazzolo (2003)</i>	16,01
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,67
<i>Perazzolo (2003)</i>	14,09
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,15
<i>Perazzolo (2003)</i>	15,01
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,31
<i>Perazzolo (2003)</i>	14,59
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,75
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,81
<i>Perazzolo (2003)</i>	13,47
<i>Moraes (2008)</i>	15,91
<i>Moraes (2008)</i>	17,06
<i>Moraes (2008)</i>	15,97
<i>Moraes (2008)</i>	16,60
<i>Moraes (2008)</i>	17,24
<i>Moraes (2008)</i>	16,47
<i>Moraes (2008)</i>	16,51
<i>Moraes (2008)</i>	16,34
<i>Moraes (2008)</i>	15,97
<i>Moraes (2008)</i>	15,41
<i>Moraes (2008)</i>	17,15
<i>Moraes (2008)</i>	15,80
<i>Moraes (2008)</i>	16,69
<i>Moraes (2008)</i>	16,86
<i>Moraes (2008)</i>	16,93
<i>Moraes (2008)</i>	16,64
<i>Moraes (2008)</i>	16,80
<i>Moraes (2008)</i>	16,53
<i>Moraes (2008)</i>	16,91
<i>Moraes (2008)</i>	16,77
<i>Moraes (2008)</i>	16,88
<i>Moraes (2008)</i>	16,77
<i>Moraes (2008)</i>	16,91
Média	15,98

Fonte: Elaborada pelo autor.

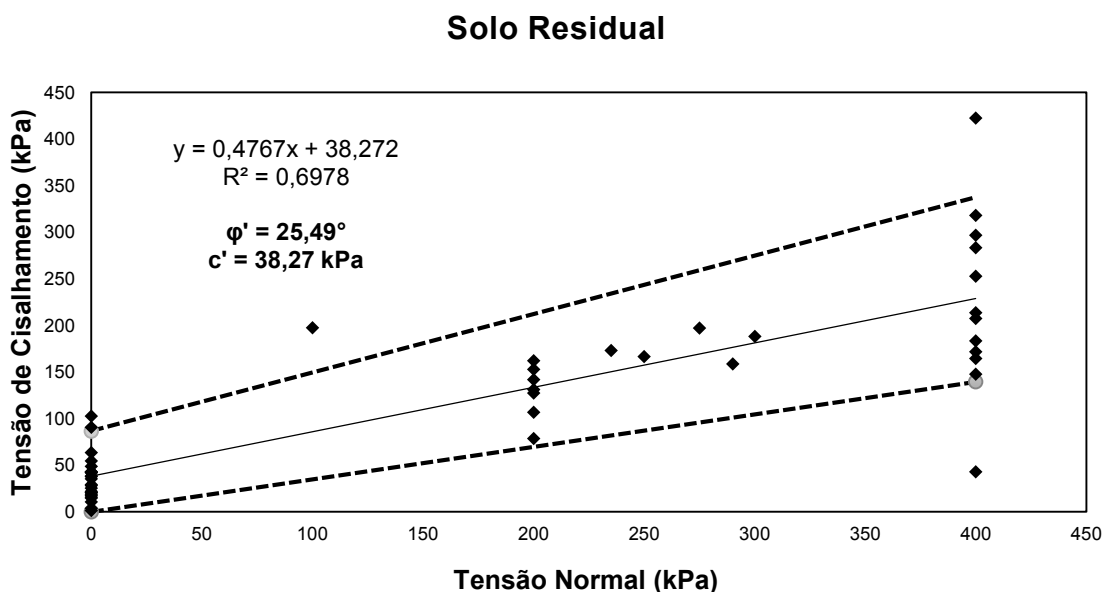
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados de análises determinísticas e probabilísticas sobre o estudo de caso. Além de apresentar as diferenças entre os métodos determinísticos com a implementação da simulação de Monte Carlo, será também apresentado uma breve análise estatística sobre os parâmetros da literatura.

4.1 AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DA LITERATURA

Os parâmetros adquiridos da literatura possuem uma grande variabilidade, abaixo é apresentado uma gráfico para cada camada de solo contendo todos valores associados a resistência. Foi adicionado uma linha de tendência (continua) com limites superiores e inferiores de 1 vez o valor do desvio padrão (tracejada).

Figura 25 - Gráfico de Dispersão do solo residual



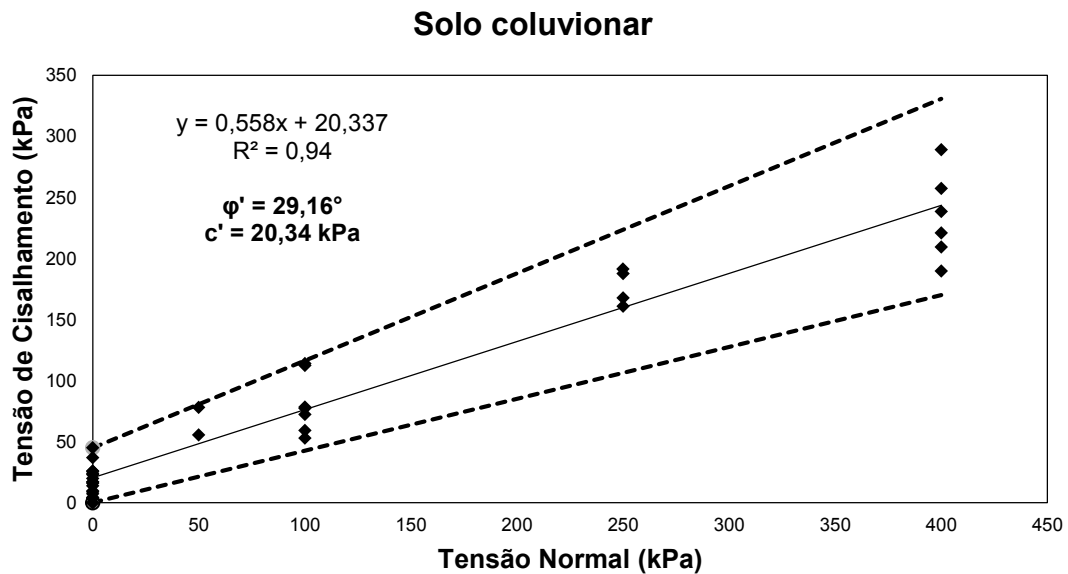
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 12 - Valores máximos e mínimos da camada de solo residual

PARÂMETRO	ϕ' ($^\circ$)	c' (kPa)
Mínimo	14,17	0
Máximo	36,81	86,75

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 26 - Gráfico de distribuição do solo coluvionar



Fonte: Elaborado pelo autor.

Foi notado que mesmo se tratando de solo coluvionar, a variabilidade se mostrou menor que a do solo residual. A causa mais provável é o pequeno grupo de trabalhos que apresentou ensaios em colúvios.

Tabela 13 - Valores máximos e mínimos da camada de solo coluvionar

PARÂMETRO	ϕ' ($^\circ$)	c' (kPa)
Mínimo	20,50	0
Máximo	37,82	44,95

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os parâmetros da literatura apresentaram elevada variabilidade, disso, algumas hipóteses podem ser levantadas sobre a causa:

- Pequeno número de amostras da literatura, mesmo que as amostras sejam de diversos locais, uma maior quantidade poderia retornar uma variabilidade mais definida;
- Variabilidade real do solo muito elevada, ressaltasse essa hipótese devido aos resultados do colúvio ensaiado para o estudo de caso.

Segundo El-Ramly(2001), os problemas de variabilidade local podem ser muito reduzidos por uma boa amostragem. Mas a quantidade suficiente de amostragem não é uma prática corriqueira.

Nos ensaios de cisalhamento direto das amostra do estudo de caso fica visível a variabilidade dos resultados e uma certa dúvida. Se fosse feitos mais ensaios talvez a variabilidade se estabilizasse ou poderia se atestar uma amplitude ainda maior dos parâmetros do solo, obviamente que com um volume considerável de ensaios enfim seria possível determinar um valor mais representativo da resistência.

Mas resta um problema, um único valor representativo não consegue demonstrar todas possibilidades que deveriam ser analisadas quando se trata de avaliar a segurança de um talude. Por isso, é justificável a tentativa de emprego de ferramentas de análise probabilística a este problemas.

Ainda, os resultados mostram uma grande variabilidade dentro de um mesmo material geotécnico. Ou seja, os colúvios e solos residuais de basalto apresentam uma grande variabilidade entre si. E os critérios de seleção dos dados deve ser pensado entendendo tal variabilidade. Esta variabilidade é inerente a geotecnia, onde os fatores geológicos impactam diretamente no desempenho dos materiais.

4.2 COMPARAÇÃO DA ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA

As análises sobre o estudo de caso foram feitas de 3 maneiras:

- Comparação dos resultados dos métodos determinismos com os parâmetros do projeto executivo estabelecidos pela FGS Geotecnia e com parâmetros da literatura;
- Avaliação dos resultados do método probabilístico sobre a superfície crítica encontrada com os parâmetros do projeto executivo;
- Avaliação dos resultados do método probabilístico inteiramente com os parâmetros da literatura.

4.2.1 Análise determinística do estudo de caso

Para comparação entre os métodos, foi calculado o fator de segurança da encosta usando os dados propostos no projeto executivo e as médias da literatura aplicada aos métodos determinísticos.

Tabela 14 - Fatores de segurança calculados por métodos determinísticos

MÉTODO	PARÂMETROS DA FGS GEOTECNIA	PARÂMETROS DA LITERATURA
<i>Fellenius</i>	0,950	1,705
<i>Bishop</i>	0,998	1,759
<i>Spencer</i>	1,004	1,756
<i>Morgenster-Price</i>	1,004	1,756

Fonte: Elaborado pelo autor.

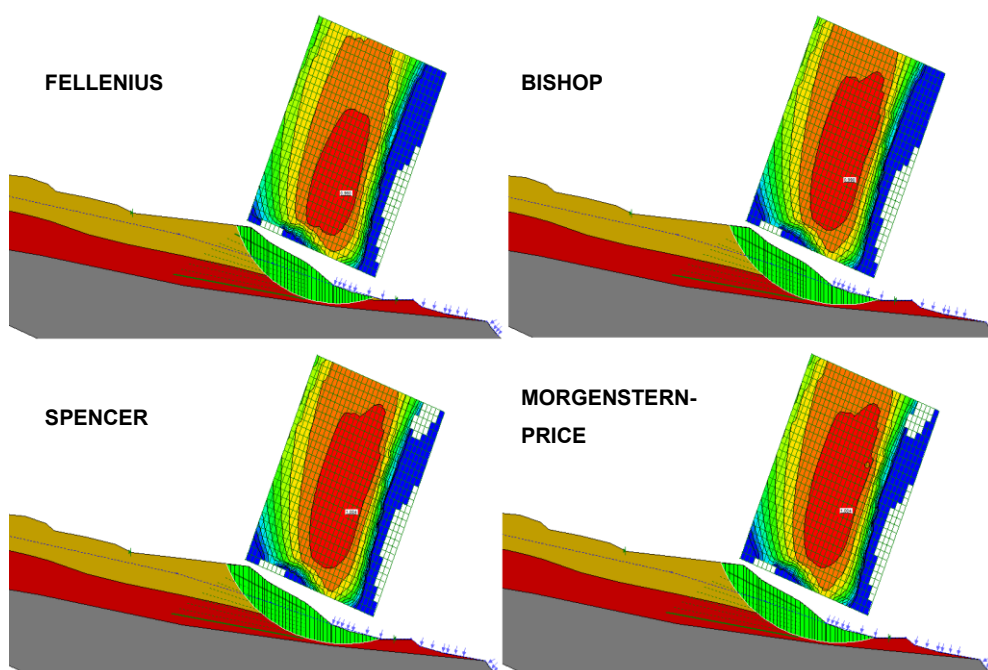
Para análise determinística foi utilizado o programa Slope/W configurado para utilizar a ferramenta de grade para procurar pela superfície crítica. Para todas análises da tabela acima foi especificado a divisão do talude em 40 fatias e um limite de 250 iterações (para métodos rigorosos). Portanto serão utilizados os resultados do método de Morgenstern-Price para comparações.

Foi tentado utilizar uma forma mais criteriosa, aumentando a densidade da grade para procura da superfície crítica e além de aumentar a sensibilidade e o alcance dos algoritmos do programa. Porém, não houveram mudanças significativas no valores de FS que venham a compensar o tempo de processamento exigido por esta metodologia.

Quando utilizados os parâmetros médios da literatura, a ruptura fica restrito a camada do colúvio. A ruptura de fato acontece na camada de colúvio porem o FS resultante dos valores da literatura ficam muito elevados, logo, diferentes da realidade pois ocorreu uma ruptura de talude neste local. Nas figuras abaixo são representadas as diferentes rupturas de cada método e para cada origem de parâmetros.

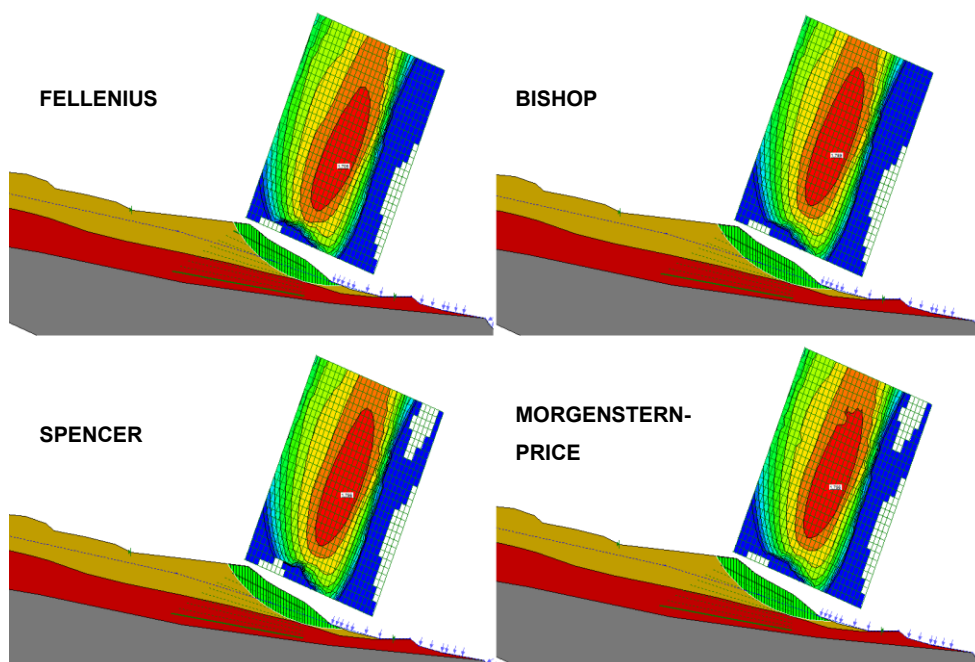
Cabe ressaltar que única diferença além dos valores de FS foi a diferença da profundidade da superfície crítica quando alterados os parâmetros de entrada

Figura 27 - Superfícies críticas pelos parâmetros do projeto executivo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 28 - Superfícies críticas pelos parâmetros da literatura



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2 Análise probabilística do estudo de caso

Nas análises probabilísticas do estudo de caso foi empregado o método de Morgenster-Price porém com parâmetros de φ' e c' considerados variáveis e obedecendo os parâmetros de variabilidade apresentados nas Tabela 7 e 9 para as camadas de solo residual e coluvionar respectivamente.

4.2.2.1 Superfície crítica definida pelos parâmetros de diagnóstico do projeto executivo

Para pesquisa da superfície crítica foi empregados os mesmos parâmetros de entrada utilizados pela FGS Geotecnia, conforme Tabela 5. E então, foi realizado a análise probabilísticas sobre estas superfícies utilizando os parâmetros da literatura, conforme as tabelas 7 e 9.

Esta alternativa foi adotada para que a análise probabilística possa ser realizada sobre a superfície crítica determinada pelos métodos determinísticos numa condição de testes, uma vez que a ruptura do local não é mais uma incógnita

Na tabela abaixo, estão dispostos os resultados da análise probabilística partindo de uma superfície fixada. A análise foi realizada com um diferente número de iterações para determinar uma quantidade razoável em que os resultados se estabilizassem ou apresentação a precisão desejada.

A tabela abaixo expõe os resultados de análises probabilísticas sobre superfícies críticas fixadas. Alguns pontos a serem destacados sobre os resultados:

- A probabilidade de ruptura 0(zero);
- Bishop, Spencer e Morgenster-Price apresentação resultados muito próximos;
- $FS_{\text{médio}}$ e $FS_{\text{mínimo}}$ muitos altos em comparação aos resultados dos parâmetros de diagnóstico do projeto executivo;
- Sobre a estabilização de resultados pelo aumento das iterações.

Tabela 15 - Análise probabilística com superfície crítica especificada

<i>Método</i>	<i>Nº Iterações</i>	<i>P_r (%)</i>	<i>β</i>	<i>FS Médio</i>	<i>Desvio Padrão FS</i>	<i>FS Mínimo</i>	<i>FS Máximo</i>
Fellenius	500	0	3,393	4,109	0,916	1,878	9,073
	2000	0	2,938	4,187	1,084	1,744	14,950
	10000	0	3,146	4,180	1,010	1,734	14,213
Bishop	500	0	3,411	4,359	0,984	2,010	9,496
	2000	0	3,029	4,434	1,134	1,861	14,203
	10000	0	3,215	4,431	1,067	1,791	14,617
Spencer	500	0	3,364	4,236	0,961	1,946	9,559
	2000	0	3,041	4,309	1,099	1,807	13,611
	10000	0	3,176	4,306	1,041	1,776	15,511
	20000	0	3,140	4,323	1,058	1,761	15,357
Moergenster-Price	500	0	3,363	4,240	0,963	2,042	9,698
	2000	0	2,985	4,304	1,106	1,787	13,939
	10000	0	3,142	4,304	1,051	1,751	14,864
	20000	0	3,126	4,318	1,061	1,744	13,952

*Valores da análise convencional para estimar a superfície crítica
Valores mínimos e máximos destacados em negrito

Fonte: Elaborada pelo autor.

Sobre a probabilidade de ruptura, os parâmetros obtidos da literatura são consideravelmente superiores aos deste caso. O que não exclui o uso do método probabilístico, apenas os dados utilizados. Uma $P_r=0\%$ advém da inexistência de valores de $FS < 1,0$, compreensível uma vez que foi balizado um NA suficiente para $FS=1,0$ em métodos determinísticos e com parâmetros de entrada utilizados para o diagnóstico do projeto executivo.

Nos métodos de Bishop, Spencer e Morgenster-Price os resultados foram muito semelhantes. Destes métodos era esperado uma aproximação, uma vez que ambos métodos são rigorosos e tentam satisfazer equilíbrio de força e momento. Pode ser visto na Tabela 15 que quando maior o número de iterações maior a proximidade dos resultados entre os dois métodos.

Os valores inferiores de FS, de maior relevância para análise de estabilidade, apresentam uma discrepância em relação a um resultado representativo. Que neste

caso seria de valores mais próximos de 1,0 para FS_{médio} e o ideal seriam valores de FS_{mínimo} menores que 1,0 que tornariam a $P_r > 0\%$.

O número de iterações demonstraram melhores resultados em seus valores mais altos. Pode-se notar uma estabilização do resultado quando utilizado 10.000 iterações e isso volta a acontecer em 20.000 iterações, no caso de Spencer e Morgenstern-Price.

Na tabela pode ser notado que em todos os métodos os valores de β , FS_{médio}, Desvio padrão ficaram muito parecidos, apresentando uma amplitude de 0,53, 0,23 e 0,17 respectivamente. Não era esperado que diferentes métodos, com suposições diferentes reagissem de forma parecida com uma ampla variação de parâmetros. Isso fica mais interessante por se tratarem de métodos iterativos que poderiam forçar divergência de resultados pelas simplificações que cada faz sobre os equilíbrios de força e momento.

4.2.2.2 Superfície crítica definida pelos parâmetros da literatura

Nesta análise foi utilizado unicamente os valores da literatura para fazer a análise de estabilidade. Foram utilizados apenas 2.000 iterações, pois como visto no item anterior, um número maior de iterações não representou uma grande diferença de resultados.

Nesta etapa não foi feita a fixação de uma superfície crítica, permitindo que o programa procurasse essa superfície crítica aplicando a variação dos parâmetros de entrada. Foi notado um acréscimo muito grande de tempo de processamento para estas análises.

Tabela 16 - Análise probabilísticas com parâmetros da literatura

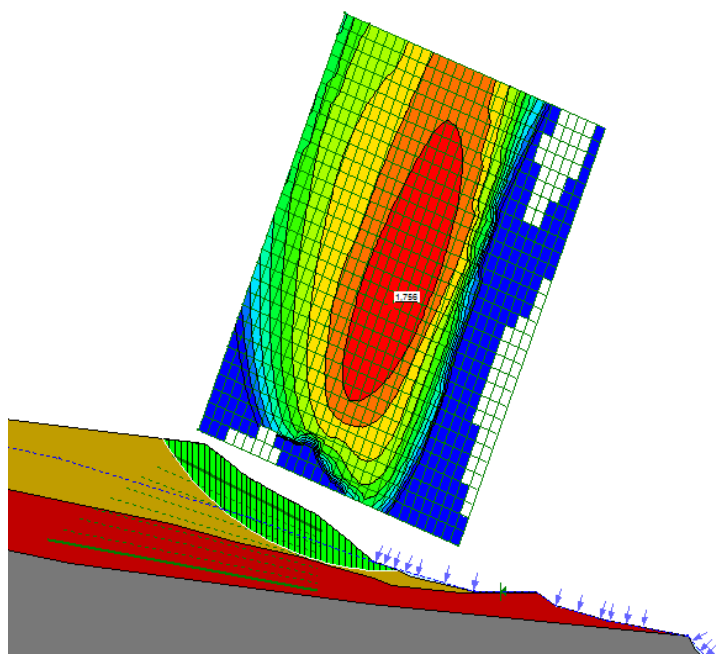
Método	Nº Iterações	FS	P_r (%)	β	FS Médio	Desvio Padrão FS	FS Mínimo	FS Máximo
Fellenius	2000	2,318	0	3,125	6,113	1,632	3,172	26,112
Bishop	2000	2,349	0	3,486	6,236	1,501	3,325	21,031
Spencer	2000	2,366	0	3,715	5,863	1,308	3,001	17,124
Moergens- -Price	2000	2,326	0	3,845	6,140	1,336	3,247	14,703

Fonte: Elaborada pelo autor.

Uma pequena comparação. Na análise anterior, o método de Morgenstern-Price com superfície fixada e 20.000 iterações demorou 4 minutos e 6 segundos para completar análise de 268.000 rotinas. Na análise atual, utilizando apenas 2.000 iterações, método de Morgenstern-Price e uma grade de procura com densidade média (8.600 superfícies de pesquisa). O programa realizou 17.306.649 rotinas, levando aproximadamente 4 horas. Análises realizadas em um Notebook, WIndowns 7 Home Premium SP1 x64, CPU i5 3230M Dual 2,6GHz, 8GB DDR3, GPU Radeon HD 8800M (porém, não foram utilizados os núcleos da GPU, apenas CPU foi utilizada). Um relatório desta análise está disposto no Anexo B.

A superfície crítica encontrada pelos métodos testados não apresentou diferenças significativas, a não ser Bishop que resultou uma superfície crítica cerca de 80cm mais profunda (raio).

Figura 29 - Superfície crítica pelo método de Spencer



Fonte: Elaborada pelo autor.

Nesta análise novamente a probabilidade de ruptura foi 0%. Quanto aos valores de $FS_{médio}$ e $FS_{mínimo}$, estes tiveram um aumento quando comparado a análise anterior. A elevação destes provavelmente se deve pela combinação de parâmetros. Estes que não resultaram numa resistência baixa o suficiente para determinar uma

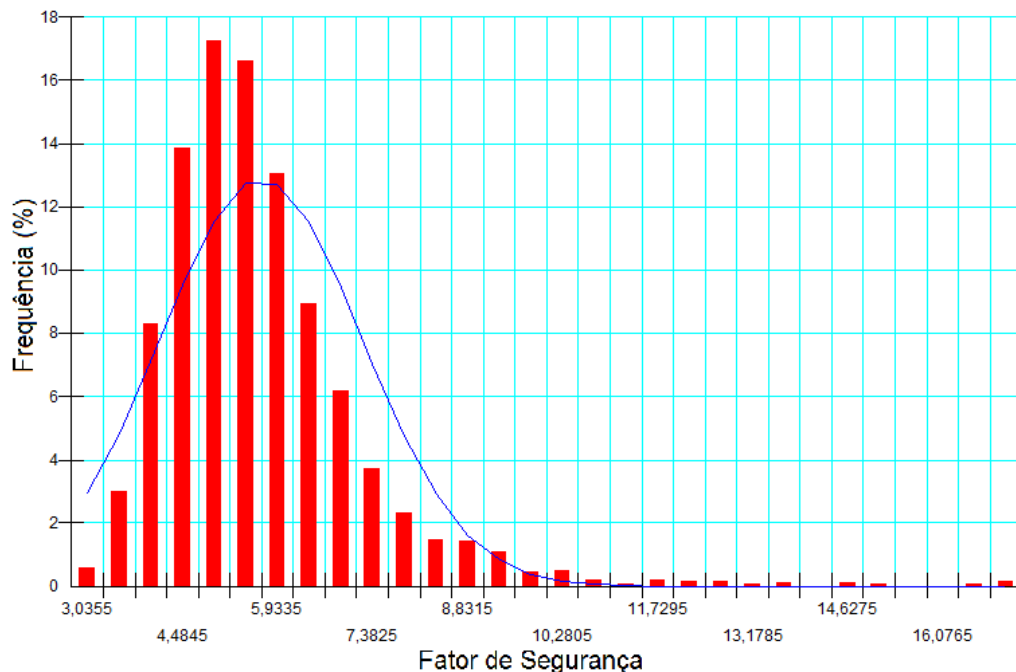
superfície de ruptura tão instável, como no caso da análise com os parâmetros da FGS Geotecnia.

Devido aos problemas já descritos até esta etapa, os gráficos da função densidade de probabilidade de FS e função distribuição de probabilidade foram consideravelmente comprometidos. Um vez que muitos resultados de FS com valores muito elevados surgiram e fica notável um deslocamento da curva de densidade devido a essa variação.

Esse resultado seria um aspecto negativo para a análise probabilística todavia, pelas demais adversidades dessa última etapa. Esse aspecto não pode ser avaliado criteriosamente para ser usado contra ou a favor do método.

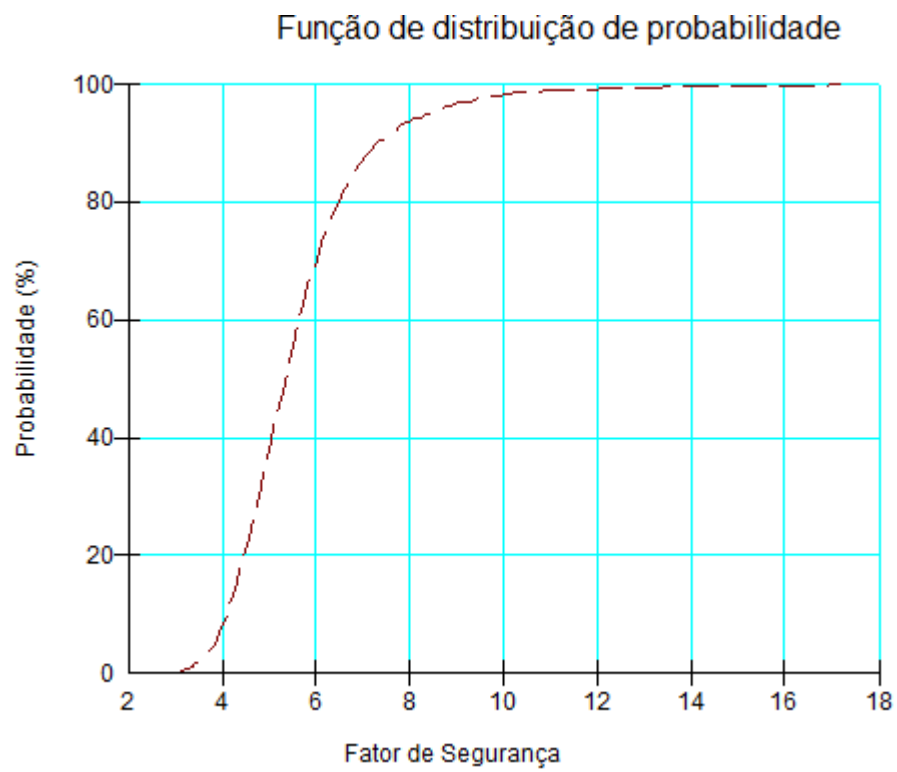
Como pode ser visto na Figura 30, a ausência de valores de $FS \leq 1,0$ condiciona a probabilidade de ruptura a se manter em zero. A rápida subida da curva de distribuição de probabilidade indica uma boa centralização de resultados logo antes de $FS=10,0$, porém de valores ainda muito elevados.

Figura 30 - Curva da densidade de probabilidade de FS



Fonte: Gráficos gerados pelo programa SlopeW.

Figura 31 - Distribuição probabilística de FS



Fonte: Gráficos gerados pelo programa Slope/W.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve o intuito do emprego de métodos determinísticos e probabilísticos para análise de estabilidade de taludes. Mesmo com os resultados sendo afetados pelos parâmetros de entrada. Foi possível compreender a forma de avaliação que o método probabilístico propõe.

Tal forma de avaliação possui algumas vantagens como considerar as incertezas ou a adoção de outros parâmetros de avaliação da segurança. Como a adoção de dois indicadores de segurança (P_r e β). Um destes indicadores determina a possibilidade de ruptura, de certa forma o inverso do fator de segurança uma vez que representa a chance de falha, não sendo uma medida muito usual em projeto. Em caso de dúvida sobre o resultado de P_r , o indicador de confiabilidade pode auxiliar na decisão.

Por outro lado, existe o indicador confiabilidade, mais parecido com o convencional FS, quando em valores elevados este indicador pode ser o único usado para tomada de decisão. Em caso de dúvida o indicador também pode se apoiar no resultado da P_r para tomada de decisão.

A utilização da literatura como fonte dos parâmetros não se mostrou proveitosa neste estudo. Mesmo que os parâmetros tenham atingido valores de desvio padrão aceitáveis, a variabilidade ficou ainda muito alta.

Porém, como característica mais supressiva da adoção deste método, a necessidade de um grande volume de amostragem. Considerando que a variabilidade seria menor do que a encontrada na literatura mas ainda com necessidade de muitas amostras.

Para El-Ramly, uma solução seria a adoção de outra técnica para amostragem, levando em conta distância dos pontos de coleta de amostras, profundidade, tempo. A técnica que autor adota em seu trabalho é a amostragem por hiper-cubos latinos. A implementação desta técnica segue como sugestão para um trabalho futuro.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Reanalisar o caso apresentado aqui com um bom volume de parâmetros feito a partir de dados do local devidamente amostrado para análise probabilística;


- Implementação de técnicas de amostragem aleatórias para estimar os parâmetros de entrada;
- Reanálise deste caso alterando os parâmetros de entrada utilizados, como nível d'água e peso específico;
- Avaliação da influência de alguns parâmetros de entrada fixo e outros variáveis;
- Avaliação do custo benéfico de elevadíssima sensibilidade dos algoritmos sobre os resultados;
- Avaliação da influência da variabilidade dos parâmetros de entrada sobre os indicadores de segurança P_r e β .

REFERÊNCIAS

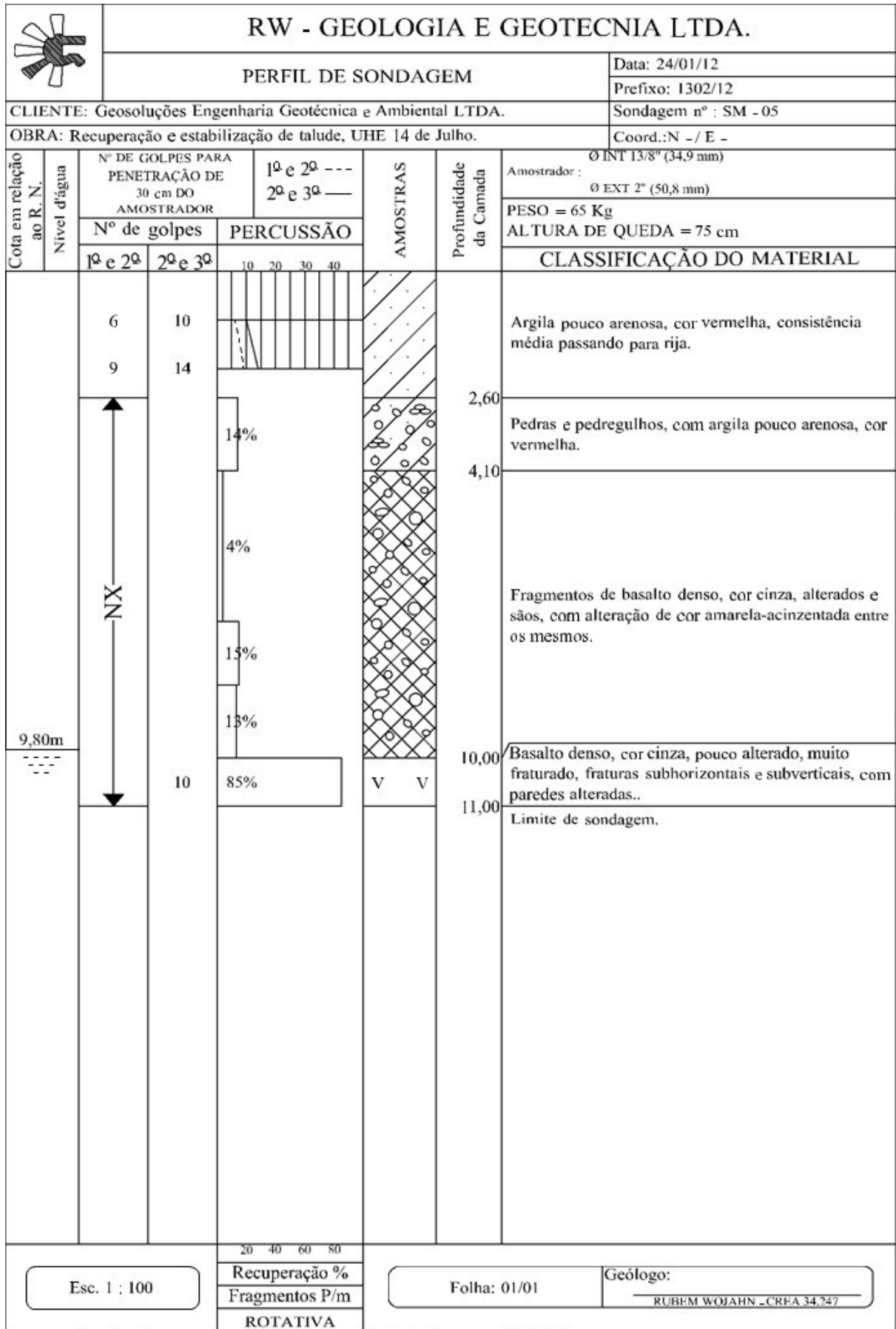
- BOBERMIN, M. P. (2011). Estudo geotécnico de um colúvio da rodovia RS/155: Simulação de fulho d'água. 74. Porto Alegre.
- BRAND, E. W. (1982). Analysis and Design in Residual Soils. *GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION SPECIALTY CONFERENCE ON THE ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOIL*. Nova Iorque.
- BRESSANI, L. A., & COSTA, E. A. (2005). Avaliação probabilística da estabilidade de um talude. Salvador, BA.
- CONTERATO, L. (2014). Uso do programa RAMMS na modelagem de corridas de detritos e previsão de áreas atingidas – estudo do caso de Quitite-papagaio. 161.
- COSTA, E. A. (2005). *Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados a estabilidade de taludes*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre.
- CRUDEN, D., & VARNES, D. (1996). Landslides Types and Processes, Special Report, Transportation Research Board, National Academy of Sciences. *Landslides: Investigation and Mitigation*, 36-75. Edmonton, Alberta, Canada.
- DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., & BRANDON, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*.
- EL-RAMLY, H. (2001). Probabilistic Analyses of Landslide Hazards and Risks: Bridging Theory and Practice. 382. Edmonton, Alberta, Canadá.
- FABRÍCIO, J. F. (2006). *Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções*. PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO, RIO DE JANEIRO.
- FIGUEROA FLORES, E. A. (2008). *Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Engenharia Civil. Rio de Janeiro: PUC-Rio.
- FREITAS, M. C. (2011). *Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal.
- GERSCOVICH, D. M. (2016). *Estabilidade de Taludes*. Oficina de Textos.

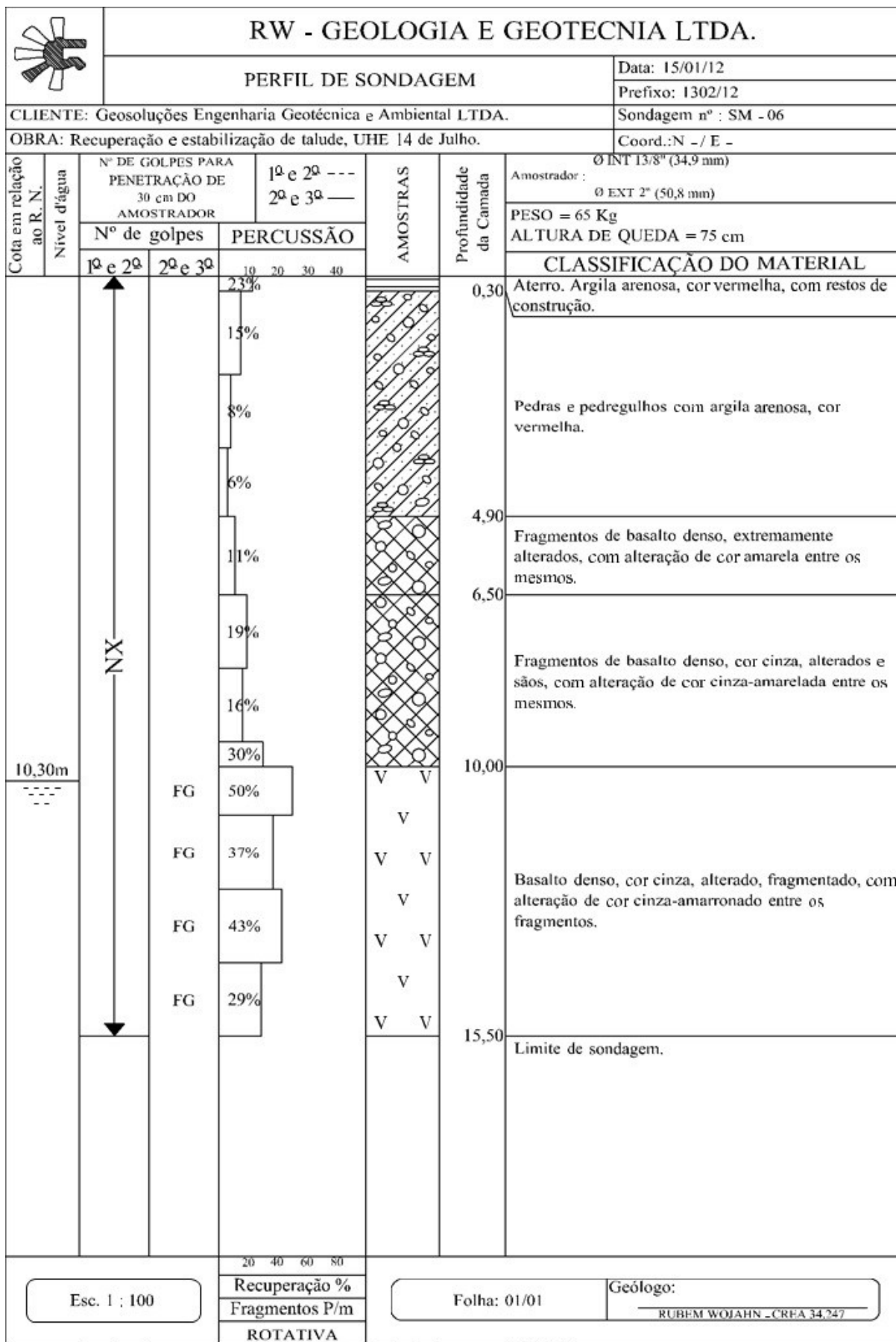
- GOBBI, F. S. (14 de Maio de 2018). Assessoramento ao orientando. (B. G. Mansan, Entrevistador)
- MAIA, J. A., & ASSIS, A. P. (Agosto de 2004). *Etapas para estudos probabilísticos aplicados a Geotecnia*.
- MENDONZA, P. P. (2005). Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha.
- MORGENSTERN, N. R., & PRICE, V. E. (1965). *A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces*.
- PERAZZOLO, L. (2003). *Estudo Geotécnico de Dois Taludes da Formação Serra Geral, RS*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Engenharia Civil, Porto Alegre.
- PINHEIRO, R. J. (Setembro de 2000). Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Rio Grande do Sul.
- RIGO, M. L. (2005). *Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- SILVA, J. M. (2011). *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes*. Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal.
- SILVA, M. J. (2013). *Análise de Estabilidade de Taludes pelo Método Equilíbrio Limite Geral*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- SILVA, T. M., NUNES, A. L., & LACERDA, W. A. (2005). Resistência ao cisalhamento de dois solos coluvionares lateríticos através de ensaios de: compressão diametral e cisalhamento direto. *IV COBRAE*.
- SILVEIRA, R. M. (junho de 27 de 2008). Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São Vedelino (RS). Porto Alegre, Rio Grande do Sul.
- STABILITY MODELING WITH GEOSTUDIO. (2018). (G.-S. I. Ltd, Ed.) Acesso em 2018, disponível em Geoslope.com: <http://downloads.geoslope.com/geostudioresources/books/9/1/SLOPE%20Modeling.pdf>

ANEXO A - SONDAGENS DA REGIÃO DA RUPTURA – RS470

		RW - GEOLOGIA E GEOTECNIA LTDA.				
		PERFIL DE SONDAGEM			Data: 11/01/12	
		Prefixo: 1302/12			Sondagem nº : SM - 01	
		CLIENTE: Geosoluções Engenharia Geotécnica e Ambiental LTDA.			Coord.: N - / E -	
		OBRA: Recuperação e estabilização de talude, UHE 14 de Julho.			Coord.: N - / E -	
Cota em relação ao R. N.	Nível d'água	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		1ª e 2ª --- 2ª e 3ª —	Profundidade da Camada	
		Nº de golpes		PERCUSSÃO		
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	10 20 30 40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
12,20m		NX		50%	0,30	Aterro. Pedras e pedregulhos.
				18%		Pedras e pedregulhos, com alteração de cor cinza entre os mesmos.
				17%	3,50	Fragmentos de basalto, extremamente alterados, com alteração de cor amarela-acinzentada entre os mesmos.
				27%		Fragmentos de basalto denso, alterados, com alteração de cor cinza entre os mesmos.
				17%	8,10	Fragmentos de basalto denso, cor cinza, são e alterados, com alteração de cor cinza-amarronada entre os mesmos.
				26%		Fragmentos de basalto denso, cor cinza, são e alterados, com alteração de cor cinza-amarronada entre os mesmos.
				23%	11,00	Fragmentos de basalto denso, cor cinza, são e alterados, com alteração de cor cinza-amarronada entre os mesmos.
				17%		Fragmentos de basalto denso, cor cinza, são e alterados, com alteração de cor cinza-amarronada entre os mesmos.
				37%	14,00	Basalto denso, cor cinza, muito fraturado.
				20%	15,00	Limite de sondagem.
		6		95%	V V	
				20 40 60 80		
Esc. 1 : 100		Recuperação %		Folha: 01/01		Geólogo:
		Fragmentos P/m		RUBEM WOJAHN - CREA 34.247		
		ROTATIVA				

Cota em relação ao R. N.		Nível d'água	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		1ª e 2ª --- 2ª e 3ª —				AMOSTRAS	Profundidade da Camada	Amostrador : Ø INT 1 3/8" (34,9 mm) Ø EXT 2" (50,8 mm) PESO = 65 Kg ALTURA DE QUEDA = 75 cm	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			Nº de golpes		PERCUSSÃO							
				1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40			
9,00m		NX				0%				0,70	Argila arenosa, cor vermelha.	
						23%					5,00	Pedras e pedregulhos, com argila arenosa, cor vermelha entre os mesmos.
9,20		BX				15%					Fragmentos de basalto denso, muito alterados, com alteração de cor amarela-acinzentada entre os mesmos.	
						18%						9,20
10,70				FG		13%					Basalto denso, cor cinza, alterado, fragmentado, presença de alteração entre os fragmentos.	
						18%						10,70
14,00				FG		13%					Basalto denso, cor cinza, são, fraturado, fraturas com paredes alteradas.	
						18%						14,00
											Limite de sondagem.	
Esc. 1 : 100				20 40 60 80				Recuperação %		Folha: 01/01		Geólogo:
				Fragmentos P/m								





Cota em relação ao R. N.		Nível d'água	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		1ª e 2ª --- 2ª e 3ª —		AMOSTRAS	Profundidade da Camada	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			Nº de golpes		PERCUSSÃO				
1ª e 2ª		2ª e 3ª		10	20	30	40		
4,80m		NXX		67%				0,30	Pedras com brita.
		FG		50%				2,00	Matacões e pedras de cor cinza, com alteração de cor cinza-amarelada entre os mesmos.
		FG		69%		V			Basalto denso, cor cinza, alterado, fragmentado, presença de alteração entre os fragmentos.
		FG		63%		V V			
		FG		60%		V V		5,00	Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom, alterado, fragmentado; presença de alteração entre os fragmentos.
		FG		50%		V V			
		I		100%		V V		7,50	Basalto denso, cor marrom, pouco alterado, fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas, algumas centimétricas e pequenos geodos esparsos.
								9,00	Limite de sondagem.
Esc. 1 : 100				20 40 60 80		Recuperação %		Folha: 01/01	
						Fragmentos P/m		Geólogo:	
						ROTATIVA		RUBEM WOJAHN -CREA 34.747	

RW - GEOLOGIA E GEOTECNIA LTDA.

PERFIL DE SONDAGEM

Data: 07/01/12

Prefixo: 1302/12

CLIENTE: Geosoluções Engenharia Geotécnica e Ambiental LTDA.

Sondagem nº : SM - 07

OBRA: Recuperação e estabilização de talude, UHE 14 de Julho.

Coord.: N - / E -

Ø INT 13/8" (34,9 mm)

Amostrador :

Ø EXT 2" (50,8 mm)

PESO = 65 Kg

ALTURA DE QUEDA = 75 cm

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Pedras com brita.

Matacões e pedras de cor cinza, com alteração de cor cinza-amarelada entre os mesmos.

Basalto denso, cor cinza, alterado, fragmentado, presença de alteração entre os fragmentos.

Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom, alterado, fragmentado; presença de alteração entre os fragmentos.

Basalto denso, cor marrom, pouco alterado, fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas, algumas centimétricas e pequenos geodos esparsos.

Limite de sondagem.

Esc. 1 : 100

Folha: 01/01

Geólogo:

RUBEM WOJAHN -CREA 34.747

		RW - GEOLOGIA E GEOTECNIA LTDA.					
		PERFIL DE SONDAGEM				Data: 16/01/12	
		CLIENTE: Geosoluções Engenharia Geotécnica e Ambiental LTDA.				Prefixo: 1302/12	
		OBRA: Recuperação e estabilização de talude, UHE 14 de Julho.				Sondagem nº : SM - 08	
						Coord.: N - / E -	
Cota em relação ao R. N.	Nível d'água	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		1ª e 2ª --- 2ª e 3ª —	AMOSTRAS	Profundidade da Camada	Amostrador : Ø INT 1 3/8" (34,9 mm) Ø EXT 2" (50,8 mm)
		Nº de golpes		PERCUSSÃO			PESO = 65 Kg ALTURA DE QUEDA = 75 cm
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	10 20 30 40			CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
6,30m				0%		0,30	Argila arenosa, cor vermelha, com pedregulhos.
				23%		1,50	Fragmentos de basalto denso, com alteração de cor cinza, entre os mesmos.
				15%		3,20	Fragmentos de basalto denso, extremamente alterados, cor amarelados com alteração de cor amarela-acinzentada, entre os mesmos.
				18%		6,30	Fragmentos de brecha vulcânica, cor predominante marrom e cinza, com fragmentos maciços e amigdalóides, alterada, fragmentada.
				17%		7,60	Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom, alterado, fragmentado.
			9	100%		9,30	Basalto denso, cor cinza-amarronado, pouco fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas e algumas centimétricas, geodos e pequenos veios.
			1	100%		10,05	Basalto denso, cor cinza, são, sem fraturas; ocorrem pequenas amígdalas esparsas.
			1	100%		10,05	Basalto denso, cor cinza-amarronado, pouco fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas e pequenos veios com sílica.
			1	100%		11,45	Limite de sondagem.

Esc. 1 : 100	20 40 60 80	Folha: 01/01	Geólogo: RUBEM WOJAHN -CREA 34.747
	Recuperação %		
	Fragmentos P/m ROTATIVA		

Cota em relação ao R. N.		Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR	1ª e 2ª --- 2ª e 3ª —				AMOSTRAS	Profundidade da Camada	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
			Nº de golpes		PERCUSSÃO								
Nível d'água		1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40						
6,10m		NX		27%					0,30	Aterro. Pedras e brita.			
				1,00	Fragmentos de basalto denso, cor cinza, com alteração de cor cinza entre as mesmas.								
				2,50	Fragmentos de basalto denso, cor cinza-amarelados, muito alterados, com alteração entre os mesmos.								
				5,00	Fragmentos de brecha vulcânica, cor predominante vermelha-amarronzada, com fragmentos maciços, amigdalóides e areníticos, fragmentada.								
				5,60	Brecha vulcânica, cor predominante vermelha-amarronzada, com fragmentos maciços, amigdalóides e areníticos, fraturada.								
				6,40	Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom-avermelhado, pouco alterado, fraturado.								
				10,75	Basalto denso, cor marrom-acinzentado, pouco fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas, algumas centimétricas e geodos esparsos até 8,35m presença de alguns veios com sílica e arenito.								
				10,95	Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom.								
												Limite de sondagem.	
				Esc. 1 : 100		20 40 60 80				Recuperação %		Folha: 01/01	
						Fragmentos P/m		Geólogo:					
						ROTATIVA		RUBEM WOJAHN -CREA 34.747					

RW - GEOLOGIA E GEOTECNIA LTDA.

PERFIL DE SONDAGEM

Data: 15/12/11

Prefixo: 1302/12

CLIENTE: Geosoluções Engenharia Geotécnica e Ambiental LTDA.

Sondagem nº : SM - 09

OBRA: Recuperação e estabilização de talude, UHE 14 de Julho.

Coord.: N - / E -

Ø INT 13/8" (34,9 mm)

Amostrador :

Ø EXT 2" (50,8 mm)

PESO = 65 Kg

ALTURA DE QUEDA = 75 cm

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Aterro. Pedras e brita.

Fragmentos de basalto denso, cor cinza, com alteração de cor cinza entre as mesmas.

Fragmentos de basalto denso, cor cinza-amarelados, muito alterados, com alteração entre os mesmos.

Fragmentos de brecha vulcânica, cor predominante vermelha-amarronzada, com fragmentos maciços, amigdalóides e areníticos, fragmentada.

Brecha vulcânica, cor predominante vermelha-amarronzada, com fragmentos maciços, amigdalóides e areníticos, fraturada.

Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom-avermelhado, pouco alterado, fraturado.

Basalto denso, cor marrom-acinzentado, pouco fraturado; ocorrem intensas amígdalas milimétricas, algumas centimétricas e geodos esparsos até 8,35m presença de alguns veios com sílica e arenito.

Basalto amigdaloidal-vesicular, cor marrom.

Limite de sondagem.

Esc. 1 : 100

20 40 60 80
Recuperação %
Fragmentos P/m
ROTATIVA

Folha: 01/01

Geólogo:

RUBEM WOJAHN -CREA 34.747

ANEXO B - RELATÓRIO DE ANÁLISE SLOPE/W

Estabilidade de Taludes

Relatório gerado usando GeoStudio 2018. Copyright © 1991-2017 GEO-SLOPE International Ltd.

INFORMAÇÃO SOBRE O ARQUIVO

Versão do arquivo: 9.00
Número da revisão: 398
Data: 27/06/2018
Tempo: 14:58:10
Versão da Ferramenta: 9.0.4.15639
Nome do arquivo: analise_prob_2k.gsz
Diretório: :\\tcc\GsZ\
Data que foi solucionada por último: 27/06/2018
Hora em que foi executada da última vez: 09:30:48

CONFIGURAÇÕES DE PROJETO

Sistema de unidades: Sistema Internacional de Unidades (SI)

CONFIGURAÇÕES DA ANÁLISE

Estabilidade de Taludes

Tipo: SLOPE/W
Método: Morgenstern-Price
Configurações
 Função Lateral
 Opção de função de força interfacia.: Meia-senóide
 Condições PP de: Linha Piezométrica
 Aplicar Correção Freática: Não
 Usar rebaixamento rápido em estágios: Não
 Peso Específico da Água: 9,807 kN/m³
Superfície de Pesquisa
 Direção do Movimento: Da esquerda para a direita
 Usar Modo Passivo: Não
 Opção de superfície de pesquisa: Grade e Raios
 Superfícies de pesquisa críticas salvas: 1
 Otimizar Localização da Superfície de Pesquisa Crítica: Não
 Trinca de Tração: (nenhuma)
Distribuição
 FS Opção de Cálculo: Probabilística
 Usar novo número aleatório: 2.000
 Simulações Monte Carlo: 2.000
Modificadores

	Propriedade	Offset	Coefficiente de correlação	Unidades
	Materials[1].Applied.EffectiveCohesion	Normal(Média.=15,94,Desvio Padrão=12,31,Mínimo.=0,Máximo.=45)	0	kPa
	Materials[2].Applied.EffectivePhi	Normal(Média.=27,62,Desvio Padrão=11,32,Mínimo.=0,Máximo.=60,5)		°
	Materials[2].Applied.EffectiveCohesion	Normal(Média.=34,88,Desvio Padrão=24,24,Mínimo.=1,5,Máximo.=102,6)		kPa
	Materials[1].Applied.EffectivePhi	Normal(Média.=32,64,Desvio Padrão=8,66,Mínimo.=22,Máximo.=56)		°

Avançado

Configurações de geometria

Profundidade Mínima da Superfície de Pesquisa: 0,1 m

Número de fatias: 40

Fator de Segurança Configurações de Convergência

Número Máximo de Iterações: 250

Diferença tolerável em FS: 0,001

Configurações da solução

Método de busca: Buscar Raiz

Diferença tolerável entre inicial e convergido FS: 3

Número máximo de iterações para calcular lambda convergido: 20

Lambda max. absoluto: 2

MATERIAIS

COLUVIO

Modelo: Mohr-Coulomb

Peso Específico: 15,98 kN/m³

Coesão': 15,94 kPa

Phi': 32,64 °

Phi-B: 0 °

Poropressão

Linha Piezométrica: 1

RESDUAL

Modelo: Mohr-Coulomb

Peso Específico: 15,25 kN/m³

Coesão': 34,88 kPa

Phi': 27,62 °

Phi-B: 0 °

Poropressão

Linha Piezométrica: 1

ROCHA

Modelo: Base Rochosa (Impenetrável)

Poropressão

Linha Piezométrica: 1

GRADE DA SUPERFÍCIE DE PESQUISA

Superior Esquerdo: (79,26234; 61,8107) m
 Inferior Esquerdo: (70,40029; 39,20061) m
 Inferior Direito: (79,18322; 33,97833) m
 Incremento horizontal do grade: 8
 Incremento vertical da grade.: 13

RAIO DA SUPERFÍCIE DE PESQUISA

Coordenada superior esquerda: (64,41643; 35,54573) m
 Coordenada superior direita: (75,76095; 29,65024) m
 Coordenada inferior esquerda: (53,18639; 33,64543) m
 Coordenada inferior direita: (74,3529; 25,89545) m
 Número de incrementos: 3
 Projeção esquerda: Não
 Ângulo de Projeção Esquerda: 135 °
 Projeção direita: Não
 Ângulo de Projeção Direita: 45 °

LIMITES DA SUPERFÍCIE DE PESQUISA

Coordenada esquerda: (50,581936; 38,032956) m
 Coordenada direita: (87; 25,99999) m

LINHAS PIEZOMÉTRICAS

LINHA PIEZOMÉTRICA 1

Coordenadas

	X	Y
Coordenada 1	21,55119 m	43 m
Coordenada 2	39 m	39 m
Coordenada 3	57 m	35 m
Coordenada 4	70 m	31 m
Coordenada 5	78,35734 m	27,99999 m
Coordenada 6	85,20205 m	25,99999 m

Coordenada 7	89,40068 m	25,99999 m
Coordenada 8	90,5961 m	24,99999 m
Coordenada 9	94,24716 m	23,96421 m
Coordenada 10	99,67189 m	22,99896 m
Coordenada 11	101,23371 m	20,99999 m

Não ajuste a altura acima do nível da água represada: Não

PONTOS

	X	Y
Ponto 1	99,67189 m	22,99896 m
Ponto 2	94,04607 m	23,99999 m
Ponto 3	90,5961 m	24,99999 m
Ponto 4	89,51094 m	25,90776 m
Ponto 5	89,31063 m	25,87046 m
Ponto 6	84,24608 m	25,91419 m
Ponto 7	79,58178 m	26,40356 m
Ponto 8	78,29659 m	26,84682 m
Ponto 9	76,79963 m	27,30141 m
Ponto 10	75,32766 m	27,74842 m
Ponto 11	73,44751 m	28,31939 m
Ponto 12	69,0385 m	29,3434 m
Ponto 13	64,63768 m	30,53651 m
Ponto 14	57,4021 m	32,09647 m
Ponto 15	49,59055 m	33,70686 m
Ponto 16	44,37573 m	35,04549 m
Ponto 17	39,10547 m	36,8647 m
Ponto 18	36,60654 m	37,51914 m
Ponto 19	34,16725 m	38,15796 m
Ponto 20	33,09713 m	38,29387 m
Ponto 21	27,76094 m	38,28932 m
Ponto 22	26,74055 m	38,28845 m
Ponto 23	24,74467 m	38,27652 m
Ponto 24	21,55119 m	37,84681 m
Ponto 25	21,55119 m	35,41535 m
Ponto 26	25,0794 m	34,41525 m
Ponto 27	28,17191 m	33,7578 m
Ponto 28	37,91001 m	32,04844 m
Ponto 29	57,73634 m	27,88348 m
Ponto 30	78,09888 m	25,10963 m
Ponto 31	21,55119 m	45,79702 m
Ponto 32	23,41473 m	44,99999 m

Ponto 33	25,8018 m	43,99999 m
Ponto 34	26,6018 m	43,92104 m
Ponto 35	35,93401 m	42,99999 m
Ponto 36	38,83373 m	41,99999 m
Ponto 37	39,90013 m	40,99999 m
Ponto 38	44,63176 m	39,99999 m
Ponto 39	48,56302 m	38,99999 m
Ponto 40	50,65076 m	37,99999 m
Ponto 41	58,58304 m	36,99999 m
Ponto 42	66,85037 m	35,99999 m
Ponto 43	68,20081 m	34,99999 m
Ponto 44	69,38382 m	33,99999 m
Ponto 45	71,06678 m	32,99999 m
Ponto 46	72,94381 m	31,99999 m
Ponto 47	74,75149 m	30,99999 m
Ponto 48	75,99706 m	29,99999 m
Ponto 49	77,1669 m	28,99999 m
Ponto 50	78,35734 m	27,99999 m
Ponto 51	79,98566 m	27,37669 m
Ponto 52	80,96974 m	26,99999 m
Ponto 53	85,20205 m	25,99999 m
Ponto 54	85,93408 m	25,99999 m
Ponto 55	89,40068 m	25,99999 m
Ponto 56	13,3191 m	44,58215 m
Ponto 57	100,18126 m	22,02453 m
Ponto 58	101,23371 m	20,99999 m
Ponto 59	102,18903 m	19,99999 m
Ponto 60	103,08186 m	18,99999 m
Ponto 61	103,96712 m	17,99999 m
Ponto 62	104,81804 m	16,99999 m
Ponto 63	105,65374 m	15,99999 m
Ponto 64	106,46334 m	14,99999 m
Ponto 65	107,17787 m	13,99999 m
Ponto 66	108,98361 m	12,99999 m
Ponto 67	111,4307 m	11,99999 m
Ponto 68	113,47519 m	10,99999 m
Ponto 69	115,31379 m	9,99999 m
Ponto 70	117,2106 m	8,99999 m
Ponto 71	119,59074 m	7,99999 m
Ponto 72	126,16732 m	6,99999 m
Ponto 73	130,26457 m	5,99999 m
Ponto 74	132,79109 m	4,99999 m
Ponto 75	135,2924 m	3,99999 m

Ponto 76	137,78213 m	2,99999 m
Ponto 77	139,71579 m	1,99999 m
Ponto 78	140,87944 m	0,99999 m
Ponto 79	141,96407 m	-1e-05 m
Ponto 80	81,75763 m	-1e-05 m
Ponto 81	21,70496 m	27,82811 m

REGIÕES

	Material	Pontos	Área
Região 1	Resdual	1;2;3;4;5;6;7;8;9;10;11;12;13;14;15;16;17;18;19;20;21;22;23;24;25;26;27;28;29;30	247,81 m ²
Região 2	Coluvio	31;32;33;34;35;36;37;38;39;40;41;42;43;44;45;46;47;48;49;50;51;52;53;54;55;4;5;6;7;8;9;10;11;12;13;14;15;16;17;18;19;20;21;22;23;24	286,06 m ²
Região 3	Rocha	1;57;58;59;60;61;62;63;64;65;66;67;68;69;70;71;72;73;74;75;76;77;78;79;80;81;25;26;27;28;29;30	1.753,2 m ²

SUPERFÍCIE DE PESQUISA ATUAL

Superfície de Pesquisa: 128
 Fator de Segurança: 2,162
 Volume: 81,444363 m³
 Peso: 1.288,7453 kN
 Momento resistente: 17.523,417 kN·m
 Momento Atuante: 8.102,7599 kN·m
 Força resistente: 952,2906 kN
 Força Atuante: 440,40221 kN
 FS médio: 5,686307
 FS mín.: 2,7943299
 FS máx.: 17,266591
 Desvio Padrão FS: 1,5420363
 Índice de confiabilidade: 3,0390381
 P(ruptura): 0
 Classificação de deslizamento: 1 de 504 Superfícies de Pesquisa
 Saída: (81,786501; 26,807008) m
 Entrada: (61,92562; 36,595678) m
 Raios: 15,795708 m
 Centro: (76,836843; 41,807183) m

FATIAS DA PESQUISA

	X	Y	Poropressão	Tensão normal na base	Resistência Friccional	Resistência coesiva
Fatia 1	62,170008 m	35,980506 m	-25,216522 kPa	-4,9181435 kPa	-3,1501239 kPa	15,94 kPa

Fatia 2	62,642549 m	34,896705 m	-16,013594 kPa	6,801432 kPa	4,3563905 kPa	15,94 kPa
Fatia 3	63,098851 m	34,025302 m	-8,8446542 kPa	16,219908 kPa	10,389026 kPa	15,94 kPa
Fatia 4	63,555154 m	33,267678 m	-2,7915505 kPa	24,387399 kPa	15,620392 kPa	15,94 kPa
Fatia 5	63,973948 m	32,645179 m	2,0495724 kPa	31,597303 kPa	18,92564 kPa	15,94 kPa
Fatia 6	64,422314 m	32,049627 m	6,5371863 kPa	38,936628 kPa	20,752191 kPa	15,94 kPa
Fatia 7	64,937762 m	31,42631 m	11,094682 kPa	46,453088 kPa	22,64744 kPa	15,94 kPa
Fatia 8	65,453209 m	30,862825 m	15,065389 kPa	53,194065 kPa	24,421828 kPa	15,94 kPa
Fatia 9	65,968657 m	30,350277 m	18,536571 kPa	59,389955 kPa	26,167033 kPa	15,94 kPa
Fatia 10	66,538375 m	29,837365 m	21,847544 kPa	63,135623 kPa	21,603241 kPa	34,88 kPa
Fatia 11	67,075443 m	29,391972 m	24,594895 kPa	67,787546 kPa	22,599773 kPa	34,88 kPa
Fatia 12	67,52559 m	29,050722 m	26,583193 kPa	69,522516 kPa	22,467224 kPa	34,88 kPa
Fatia 13	67,975737 m	28,733881 m	28,332124 kPa	71,06804 kPa	22,360795 kPa	34,88 kPa
Fatia 14	68,410233 m	28,449216 m	29,812728 kPa	72,135597 kPa	22,144676 kPa	34,88 kPa
Fatia 15	68,829077 m	28,193916 m	31,052566 kPa	72,732992 kPa	21,80853 kPa	34,88 kPa
Fatia 16	69,21116 m	27,975536 m	32,041272 kPa	73,154485 kPa	21,511745 kPa	34,88 kPa
Fatia 17	69,69191 m	27,724039 m	33,057025 kPa	74,463185 kPa	21,665024 kPa	34,88 kPa
Fatia 18	70,093 m	27,523823 m	33,763472 kPa	75,979088 kPa	22,088558 kPa	34,88 kPa
Fatia 19	70,406195 m	27,381754 m	34,054178 kPa	77,032793 kPa	22,487783 kPa	34,88 kPa
Fatia 20	70,846585 m	27,193335 m	34,351652 kPa	78,427163 kPa	23,061714 kPa	34,88 kPa
Fatia 21	71,301409 m	27,015274 m	34,496744 kPa	79,904203 kPa	23,758632 kPa	34,88 kPa
Fatia 22	71,770666 m	26,84801 m	34,485131 kPa	81,441413 kPa	24,569025 kPa	34,88 kPa
Fatia 23	72,239924 m	26,697168 m	34,31247 kPa	82,762503 kPa	25,350604 kPa	34,88 kPa
Fatia 24	72,709181 m	26,562259 m	33,983547 kPa	83,82908 kPa	26,080774 kPa	34,88 kPa
Fatia 25	73,19566 m	26,439061 m	33,479158 kPa	84,536829 kPa	26,715003 kPa	34,88 kPa
Fatia 26	73,66484 m	26,334835 m	32,849606 kPa	84,818681 kPa	27,191879 kPa	34,88 kPa
Fatia 27	74,0995 m	26,252035 m	32,131454 kPa	84,726017 kPa	27,519154 kPa	34,88 kPa
Fatia 28	74,53416 m	26,181762 m	31,290443 kPa	84,250338 kPa	27,710307 kPa	34,88 kPa
Fatia 29	75,039575 m	26,116736 m	30,148898 kPa	81,96822 kPa	27,113523 kPa	34,88 kPa
Fatia 30	75,36639 m	26,080116 m	29,357514 kPa	79,637059 kPa	26,307863 kPa	34,88 kPa
Fatia 31	75,70109 m	26,055155 m	28,424034 kPa	76,820138 kPa	25,322386 kPa	34,88 kPa
Fatia 32	76,197703 m	26,025689 m	26,964736 kPa	71,992178 kPa	23,559795 kPa	34,88 kPa
Fatia 33	76,598987 m	26,014541 m	25,661383 kPa	67,323102 kPa	21,798741 kPa	34,88 kPa
Fatia 34	76,983265 m	26,013222 m	24,321517 kPa	62,413679 kPa	19,931035 kPa	34,88 kPa
Fatia 35	77,449322 m	26,025885 m	22,556623 kPa	55,933972 kPa	17,464094 kPa	34,88 kPa
Fatia 36	78,014167 m	26,057958 m	20,253605 kPa	47,399765 kPa	14,203737 kPa	34,88 kPa
Fatia 37	78,326965 m	26,081949 m	18,91716 kPa	42,384022 kPa	12,278611 kPa	34,88 kPa
Fatia 38	78,66345 m	26,120472 m	17,555256 kPa	39,439599 kPa	11,450587 kPa	34,88 kPa
Fatia 39	79,27567 m	26,203962 m	14,982108 kPa	34,095969 kPa	10,000982 kPa	34,88 kPa
Fatia 40	79,78372 m	26,290159 m	12,680923 kPa	29,125637 kPa	8,6043988 kPa	34,88 kPa
Fatia 41	80,038046 m	26,339351 m	11,469701 kPa	26,45724 kPa	7,8419586 kPa	34,88 kPa
Fatia 42	80,310259 m	26,39975 m	10,097322 kPa	20,591886 kPa	6,7218815 kPa	15,94 kPa
Fatia 43	80,749913 m	26,505524 m	7,8001443 kPa	15,749104 kPa	5,0913941 kPa	15,94 kPa
Fatia 44	80,976625 m	26,563609 m	6,5808379 kPa	13,187216 kPa	4,2314562 kPa	15,94 kPa
Fatia 45	81,184258 m	26,622956 m	5,4038435 kPa	10,995206 kPa	3,581328 kPa	15,94 kPa
Fatia 46	81,585754 m	26,74372 m	3,068995 kPa	6,718128 kPa	2,3373091 kPa	15,94 kPa