

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ABORDAGEM MONTE CARLO PARA A ANÁLISE
PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES
DURANTE REBAIXAMENTO RÁPIDO DE RESERVATÓRIO

THIAGO FREITAS DE PORFÍRIO SOUSA

ORIENTADOR: ANDRÉ LUIS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc.

COORIENTADOR: LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO
OZELIM, D.Sc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM - 352/2021

BRASÍLIA/ DF: ABRIL / 2021

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ABORDAGEM MONTE CARLO PARA A ANÁLISE
PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES
DURANTE REBAIXAMENTO RÁPIDO DE RESERVATÓRIO**

THIAGO FREITAS DE PORFÍRIO SOUSA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:



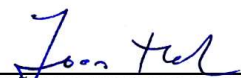
**PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)**



**ENG. LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO OZELIM, D.Sc. (UnB)
(COORIENTADOR)**



**PROF. JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**PROF. JOÃO MANUEL MARCELINO MATEUS DA SILVA, Ph.D. (LNEC)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 16 DE ABRIL DE 2021.

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUSA, THIAGO FREITAS DE PORFÍRIO

Abordagem Monte Carlo para a Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes Durante Rebaixamento Rápido de Reservatório [Distrito Federal] 2021.

xv, 79 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2021)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Barragem

2. Estabilidade

3. Análise Probabilística

4. Rebaixamento Rápido

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Sousa, T.F.P (2021). Abordagem Monte Carlo para a Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes Durante Rebaixamento Rápido de Reservatório. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-352/2021 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 94p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Thiago Freitas de Porfírio Sousa.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Abordagem Monte Carlo para a Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes Durante Rebaixamento Rápido de Reservatório.

GRAU / ANO: Mestre / 2021.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Thiago Freitas de Porfírio Sousa

SQN 309, Bloco C, Apt 604, Asa Norte

70.755-030 – Brasília/DF – Brasil

*“A vida é para quem é corajoso o suficiente para se arriscar
e humilde o bastante para aprender.”*

Clarice Lispector

AGRADECIMENTOS

Para que essa etapa de mestrado se findasse, recebi suporte de muitas pessoas. Então, esse agradecimento escrito é, de maneira singela, minha manifestação de gratidão em poder contar com toda essa gente ao meu lado. Sem deixar de agradecer a Deus e à Nossa Senhora por sempre me protegerem e me guiarem.

Agradeço à minha família, aos meus pais principalmente, pessoas que me carregaram nos momentos em que eu não conseguia caminhar sozinho. Agradeço aos meus tios, avós e primos por estarem sempre por perto e rezando por mim.

Ao Thiago Brienne, por toda amizade, carinho e cuidado durante, principalmente, no período das disciplinas. Aprendi bastante contigo! Como pessoa e como engenheiro. Sem dúvidas, sou um afortunado em ter o conhecido.

Ao Luan Ozelim, por toda paciência do mundo ao me guiar durante este último ano. Muito obrigado por ter doado tanto do seu tempo e disposição para me ajudar. Esta dissertação não sairia sem a sua ajuda e suporte.

Ao meu orientador, professor André Brasil, por todos os ensinamentos durante as disciplinas e por toda disponibilidade, paciência e dedicação durante o ano de desenvolvimento desta dissertação. Sem dúvidas, levo grandes lições aprendidas com esse profissional exemplar para carreira. Muito obrigado por tudo.

Ao professor Luis Fernando, um amigo que tenho comigo. Por me propor realizar o mestrado e pelos puxões de orelhas devidos que, sem dúvida, mereci desde a graduação.

Antes de entrar nos agradecimentos às instituições que colaboraram com esta pesquisa, eu gostaria de expressar minha gratidão pela ajuda, companheirismo e cuidado comigo que a Nathália, minha noiva, sempre compartilhou comigo. Foram noites de choro, dias de luta e abraços motivadores que me trouxeram até aqui. Junto com ela, ganhei ainda o apoio memorável da sua família. Agradeço aqui a sua mãe, Cláudia, por me amar desde pouco tempo de convívio.

Agradeço ao governo brasileiro que, por meio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), me apoiou financeiramente durante todo o ciclo do mestrado.

ABORDAGEM MONTE CARLO PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES DURANTE REBAIXAMENTO RÁPIDO DE RESERVATÓRIO

RESUMO

Os taludes são elementos de engenharia de grande importância e estão presentes em diversos projetos de engenharia. A concepção desses projetos envolve muitas imprecisões e incertezas. As incertezas surgem devido à grande variabilidade dos materiais, juntamente com dados representativos insuficientes, dificuldades de teste e dificuldade de obtenção de um modelo fiel à realidade da obra. Portanto, é necessário que tais incertezas sejam incorporadas nas considerações de projeto. Nesse sentido, surge a análise probabilística: enquanto a análise determinística define exclusivamente o fator de segurança (FS) como indicador de confiança, a análise de estabilidade probabilística trata de avaliar a probabilidade de falha, que na estabilidade de taludes é a probabilidade de que o fator de segurança tenha um valor menor ou igual a 1. Uma aplicação clássica de taludes ocorre na construção de barragens. Para a análise de estabilidade dessas estruturas, um fator muito importante a ser considerado é a sua segurança nas condições de rebaixamento rápido. Portanto, esta pesquisa visou desenvolver a análise de estabilidade de um barramento hipotético sob essa condição extrema com uma abordagem probabilística usando o Método Monte Carlo. O trabalho também demonstra a importância de se abordar a estabilidade dos barramentos de maneira probabilística quando esses são submetidos a rebaixamentos do nível do reservatório, pois o decréscimo nos valores de FS podem não ser significantes para um plano de evacuação ou nível de alerta para ruptura, mas em níveis gerenciais, a análise probabilística possibilita melhor avaliação quanto a critérios de minimização de riscos. Na barragem estudada, por exemplo, durante o rebaixamento rápido os Fatores de Segurança são reduzidos em menos que 15% quando comparados aos valores obtidos quando do reservatório cheio, mas a probabilidade de falha mais que dobra em níveis mais baixos de reservatório. Isso demonstra que em uma abordagem determinística há um déficit na sensibilidade dos riscos envolvidos em projeto. A fim de ilustrar a metodologia proposta, são também apresentadas as análises da influência do número de sorteios de Monte Carlo na estabilização dos valores sorteados. Essas análises se dão por meio de gráficos obtidos para as análises probabilísticas para os taludes de montante do barramento.

Palavras-Chave: Barragem; Estabilidade; Análise Probabilística; Rebaixamento Rápido.

MONTE CARLO APPROACH FOR THE PROBABILISTIC ANALYSIS OF SLOPE STABILITY DURING RAPID DRAWDOWN OF RESERVOIR

ABSTRACT

Slopes are essential engineering elements and are present in several engineering projects. The design of these projects involves many inaccuracies and uncertainties. Uncertainties arise due to the significant variability of the materials, together with insufficient representative data, difficulties in testing, and difficulty in obtaining a model faithful to the reality of the work. Therefore, such uncertainties must be incorporated into the design considerations. In this sense, while the deterministic analysis exclusively defines the safety factor (SF) as a confidence indicator, the probabilistic stability analysis quest to evaluate the probability of failure, which is the probability that the safety factor has a value less than or equal to 1. A usual slope application occurs in the construction of dams. For the stability analysis of these structures, an important factor to be considered is their safety during rapid drawdowns. Therefore, this research aimed to develop the stability analysis of a hypothetical slope/dam under this extreme condition with a probabilistic approach using the Monte Carlo Method. The present work also demonstrates the importance of addressing the stability of the slopes/dams in a probabilistic manner when they are subjected to a rapid drawdown of the reservoir, as the decrease in the SF values may not be significant for an evacuation plan or alert level for rupture. However, at management levels, probabilistic analysis allows for a better assessment of risk minimization criteria. In the studied dam, for example, during the rapid drawdown, the Safety Factors are reduced by less than 15% when compared to the values obtained when the reservoir is full, but the probability of failure more than doubles at lower reservoir levels. This fact demonstrates that in a deterministic approach, there is a lack of sensitivity of the risks involved in the design. In order to illustrate the proposed methodology, analyses of the influence of the number of Monte Carlo drawings in the stabilization of the drawn values are also presented. These analyzes are performed using graphs obtained for the probabilistic analyzes of the slopes.

Keywords: Dam; Stability; Probabilistic Analysis; Rapid Drawdown.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	3
1.2.	OBJETIVOS.....	3
1.2.1.	OBJETIVO GERAL.....	3
1.2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
2.	REVISÃO DE LITERATURA	5
2.1.	CONCEITOS GERAIS SOBRE BARRAGENS.....	5
2.1.1.	BARRAGENS DE ENROCAMENTO	6
2.1.2.	BARRAGENS DE TERRA	7
2.2.	MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES	9
2.3.	REBAIXAMENTO RÁPIDO	11
2.4.	ANÁLISE DO EFEITO DO REBAIXAMENTO RÁPIDO.....	12
2.4.1.	VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DURANTE O REBAIXAMENTO.....	12
2.4.2.	VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DURANTE O REBAIXAMENTO	15
2.5.	ANÁLISES DE FLUXO	18
2.5.1.	LEI DE DARCY.....	18
2.5.2.	EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE	19
2.6.	PACOTE DE SOFTWARES GEOSTUDIO	21
2.6.1.	SLOPE/W	22
2.6.2.	SEEP/W.....	23
2.7.	ORIGEM DAS INCERTEZAS NA ENGENHARIA.....	24
2.8.	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	25
2.9.	DISTRIBUIÇÃO NORMAL.....	27
2.10.	INTERVALO DE CONFIANÇA	29
2.11.	RISCO	30
2.12.	PROBABILIDADE DE FALHA.....	31
2.13.	ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	35
2.14.	MÉTODOS PROBABILÍSTICOS APLICADOS EM GEOTECNIA	36
2.15.	COMPARAÇÃO E ESCOLHA DOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.....	36
2.16.	MÉTODO DE MONTE CARLO	37
3.	METODOLOGIA.....	42
3.1.	CONTEXTO GERAL	42
3.2.	A BARRAGEM ESTUDADA	43
3.2.1.	ANÁLISE DO FLUXO NO INTERIOR DA BARRAGEM	44
3.2.2.	ANÁLISE DO REBAIXAMENTO RÁPIDO.....	47
3.3.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM.....	48
3.3.1.	ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	50
3.3.2.	TRUNCAMENTO REALIZADO	50

4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	52
4.1.	ANÁLISES DETERMINÍSTICAS	52
4.2.	VERIFICAÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES DE MONTE CARLO PARA APLICAÇÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA	60
4.3.	ANÁLISE PROBABILÍSTICAS	63
5.	CONCLUSÕES.....	72
5.1.	CONCLUSÕES.....	72
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo dos principais métodos de Equilíbrio Limite (modificado de Cardozo <i>et al.</i> , 2016).....	10
Tabela 2.2 – Dados de referência de coeficiente de variação (Hidalgo & Assis, 2011b).....	26
Tabela 2.3 – Métodos probabilísticos e os mecanismos de ruptura calculados (Silva & Sousa, 2017).....	36
Tabela 2.4 – Incertezas na estimação de propriedades do solo (modificado de Phoon & Kulhawy, 1999).	37
Tabela 2.5 – Parâmetros de confiabilidade para a distribuição	40
Tabela 3.1 – Resumo dos parâmetros e conceitos utilizados para a definição da curva de retenção e função de condutividade hidráulica.....	46
Tabela 3.2 – Resumo dos parâmetros utilizados na metodologia.....	46
Tabela 4.1 – Resumo dos relatórios das análises de estabilidade realizadas	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Perfis transversais convencionais de barragens de terra e enrocamento (modificado de Costa, 2012).....	8
Figura 2.2 – Fatia genérica para aplicação do método das fatias (Telles, 2015).	10
Figura 2.3 – Representação Solo (modificado de Fredlund & Rahardjo, 1993).....	13
Figura 2.4 – Curva característica de sucção típica (Fredlund & Xing, 1994)	16
Figura 2.5 – Exemplo de aplicação do Slope-W e a interação entre as fatias e suas forças em uma massa de solo (GEO-SLOPE, 2017b)	22
Figura 2.6 – Exemplo de aplicação do Seep-W através da percolação de água na fundação de um barramento (GEO-SLOPE, 2017a)	23
Figura 2.7 – Incertezas na estimação de propriedades do solo (modificado de Phoon & Kulhawy, 1999).....	24
Figura 2.8 – Curva típica de distribuição normal	27
Figura 2.9 – Distribuições normais com mesmas médias e desvios padrões diferentes.....	28
Figura 2.10 – Significado de um IC para μ , com $y=0,95$ e σ^2 conhecido (modificado de Bussab & Moretin, 1984).....	29
Figura 2.11 – Distribuição probabilística do fator de segurança e o conceito de probabilidade falha. (Modificado de Apaza & Barros, 2014).....	34
Figura 2.12 – Comparação da probabilidade de falha em dois taludes com FS médio diferentes (Silva & Sousa, 2017).	34
Figura 2.13 – Procedimento para obtenção de números aleatórios por uma distribuição probabilística (modificado de Mendes, 2017).....	38
Figura 2.14 – Gráfico de convergência de probabilidade (Apaza & Barros, 2014)	41
Figura 3.1 – Esquema da metodologia adotada	42
Figura 3.2 – Geometria da barragem estudada.	43
Figura 3.3 – Curva de retenção de água no solo do núcleo do barramento estudado.....	45
Figura 3.4 – Função de condutividade hidráulica não saturada do material do núcleo do barramento estudado.....	45
Figura 3.5 – Aplicação e valores de cargas pontuais e as linhas de tensão	47
Figura 3.6 – Função para simulação do rebaixamento do reservatório.	48
Figura 3.7 – Definição do tipo de análise utilizada no cálculo da estabilidade.	48

Figura 3.8 – Definição das características geométricas da grelha utilizada na análise de estabilidade.....	49
Figura 3.9 – Grelha utilizada na análise de estabilidade.....	49
Figura 3.10 – Intervalo dos valores sorteados de ângulo de atrito.....	51
Figura 3.11 – Função de densidade de probabilidade para o offset do ângulo de atrito nas análises realizadas.	51
Figura 4.1 – Regime permanente da barragem em operação.....	53
Figura 4.2 – Vazão que passa pela fundação e pelo núcleo da barragem em operação.....	53
Figura 4.3 – Fator de segurança do talude de montante da barragem em operação.	54
Figura 4.4 – Fator de segurança do talude de montante da barragem em operação.	54
Figura 4.5 – Linhas de poropressão após um dia de rebaixamento.	55
Figura 4.6 – Linhas de poropressão após dois dias de rebaixamento.	55
Figura 4.7 – Linhas de poropressão após três dias de rebaixamento.	56
Figura 4.8 – Linhas de poropressão após quatro dias de rebaixamento.....	56
Figura 4.9 – Linhas de poropressão após cinco dias de rebaixamento.	57
Figura 4.10 – Linhas de poropressão após seis dias de rebaixamento.....	57
Figura 4.11 – Linhas de poropressão após sete dias de rebaixamento.....	58
Figura 4.12 – Linhas de poropressão após oito dias de rebaixamento.....	58
Figura 4.13 – Linhas de poropressão após nove dias de rebaixamento.	59
Figura 4.14 – Linhas de poropressão após dez dias de rebaixamento.	59
Figura 4.15 – Fator de segurança versus simulações de Monte Carlo.....	61
Figura 4.16 – Desvio padrão do FS versus simulações de Monte Carlo.	62
Figura 4.17 – Probabilidade de falha versus simulações de Monte Carlo.	62
Figura 4.18 – Linhas de poropressão após 3,33 dias de rebaixamento.....	63
Figura 4.19 – Linhas de poropressão após 6,66 dias de rebaixamento.....	64
Figura 4.20 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante antes do rebaixamento.	65
Figura 4.21 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após 1/3 do rebaixamento.	65
Figura 4.22 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após 2/3 do rebaixamento.	66
Figura 4.23 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após rebaixamento completo.	66

Figura 4.24 – Variação do Fator de Segurança durante os dias de rebaixamento do reservatório.	67
Figura 4.25 – Simplificação dos esforços externos atuantes no talude de enrocamento	68
Figura 4.26 – Histogramas com aderência da função probabilista à dispersão dos valores de FS. a) Histograma para FS do reservatório cheio; b) Histograma para FS do reservatório com 2/3 da cota máxima; Histograma para FS do reservatório com 1/3 da cota máxima; Histograma para FS do reservatório na cota mínima.	69
Figura 4.27 – Avaliação de riscos em engenharia geotécnica (modificado de Whitman, 1984).	70
Figura 4.28 – Análise gerencial em níveis de riscos associados a falhas de projetos (modificado de Assis, 2014).	71

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$\frac{\partial f}{\partial x_i}$	Derivadas parciais da variável dependente
$\{s_1, s_2\}$	Elementos do espaço amostral S
•	Representação dos elementos amostrais de Ω
\bar{X}	Média dos valores
A	Área das amostras
ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
A_i	Área da sessão transversal da amostra
c'	Intercepto coesivo
C.C.	Custo das Consequências
C_c	Coefficiente de curvatura
$Cov[x,y]$	Covariância
C_u	Coefficiente de uniformidade
CV	Coefficiente de variação
$E(FS)$	Valor do fator de segurança médio
$E(X)$	Esperança ou média da variável X
$E(X_i)$	Valor esperado da variável aleatória X_i
$E(\varphi')$	Valor esperado ou médio do ângulo de atrito
f	Frequência na função probabilística
$f(\bullet)$	Função dos elementos amostrais de Ω
$f(x)$	Função de densidade de probabilidade de X
FOSM	<i>First Order Second Moment</i>
FS	Fator de segurança
i	Gradiente hidráulico
IC	Intervalo de confiança
k	Permeabilidade hidráulica
N	Número de simulações em um método probabilístico
n	Número de variáveis aleatórias
$p(x_i)$	Função de probabilidade da variável X_i

P^+ e P^-	Probabilidades concentradas para os pontos X^+ e X^-
PrF	Probabilidade de Falha
R	Risco
S	Espaço amostral
$U(x)$	Custo por atributo decorrente da falha
UnB	Universidade de Brasília
$Var(y)$	Variância da variável dependente pelo método FOSM
$V(X_i)$	Variâncias dos parâmetros de entrada no método FOSM
X	Variável aleatória
X^+ e X^-	Pontos de estimativa (método de Rosenblueth)
$X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$	Conjunto de variáveis aleatórias independentes
X_i	i -ésima variável aleatória
$X_{máx}$	Valor máximo do parâmetro X
$X_{mín}$	Valor mínimo do parâmetro X
X_s	Valor sorteado da variável X
$\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n$	Valores médios de n variáveis aleatórias independentes
Y	Variável dependente Y
y	Indicador de desempenho
$y_{crítico}$	Valor crítico do indicador de desempenho
Z	Variável aleatória
$Z_{\alpha/2}$	Parâmetro de confiabilidade
α	Tolerância (erro) admitida em uma distribuição estatística
β	Índice de confiabilidade
ΔX_i	Incremento em torno do valor de X_i
φ'	Ângulo de atrito
φ_s	Ângulo de atrito sorteado
$\varphi_{máx}$	Valor máximo do ângulo de atrito
σ_h	Tensão normal horizontal
σ_v	Tensão normal vertical
Φ'	Ângulo de atrito efetivo

1. INTRODUÇÃO

As obras de taludes são de suma importância, visto que suas implantações se dão em diversos tipos de projetos de engenharia, como em barragens, cortes e aterros em estradas, na engenharia de minas, ou até mesmo na execução das fundações de um edifício. Isso faz com que o dimensionamento neste tipo de obra deva ser feito de forma muito segura e responsável. Levando-se em consideração que sempre existe a probabilidade de falha em uma obra, fica evidente que é preciso quantificar a possibilidade do deslocamento da massa de solo ou rocha, subsidiando os tomadores de decisão a buscarem mecanismos de minoração das consequências da falha desse elemento.

A análise da estabilidade das barragens é fundamental para evitar rupturas como as que aconteceram no Brasil nos últimos anos. Como exemplo temos o rompimento da barragem da de Camará-PB, ocorrido em julho de 2004, do qual o resultado ocasionou danos diretos para a população a jusante do barramento. Entre os danos diretos se inserem o desabastecimento de alimento, água, energia, telefone para mais de quarenta mil pessoas e a carga de lixo e esgoto exposta para contato direto com os moradores do município de Alagoa Grande-PB. (CEDEC, 2004). Um convênio na ordem de R\$ 7.000.000,00 (sete milhões de reais) foi realizado com o objetivo de recuperar, reconstruir todas as áreas devastadas. (Paiva Júnior, 2006)

A ruptura de um talude pode ocasionar inúmeras consequências graves a depender da sua localização ou da importância da obra a qual este elemento compõe. Assim, é notória a necessidade de um cuidado maior no que se refere a sua estabilidade. Solos e rochas são materiais de engenharia que possuem grande variabilidade. Esta variabilidade, somada a outros fatores, como as dificuldades de ensaios e criação de um modelo físico fidedigno, geram uma série de incertezas na obtenção dos parâmetros geotécnicos que serão utilizados em um projeto de engenharia.

Avaliar a estabilidade de um talude utilizando os conceitos de probabilidade e estatística permite ao projetista considerar as incertezas geotécnicas presentes nos parâmetros. Assim, esse profissional pode calcular a possibilidade de ocorrência da falha, que seria a ruptura global do talude. Dessa forma, analisar probabilisticamente a possibilidade de ruptura de uma encosta possibilita ao projetista e à sociedade mensurar e quantificar os riscos associados a falha do projeto.

Apesar da grande importância da abordagem probabilística, a prática da engenharia geotécnica ainda demonstra certa resistência ao assunto, visto que grandes partes dos projetistas consideram a abordagem determinística como suficiente.

A engenharia geotécnica tradicional trata a maior parte de seus problemas de forma determinística, em que as propriedades, parâmetros e índices têm valores fixos, e se esquece que as obras de sua alçada apresentam um elevado grau de incerteza (Mendes, 2017).

A análise probabilística aplicada à análise de estabilidade de um talude tem grande importância, à medida que possibilita considerar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos de projeto segundo uma confiança estatística. A análise probabilística pode ainda ser incorporada para fins de calcular a confiabilidade do talude, em adição ao Fator de Segurança (FS) adotado pelos projetistas. Assim, os parâmetros geotécnicos tradicionais podem ser inseridos dentro de metodologias lógicas e sistemáticas, em que é considerada a variação de cada parâmetro por meio de sua representação por uma distribuição estatística.

De maneira mais específica, uma análise probabilística introduz a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, definindo valores de resistência baseado na distribuição de cada parâmetro. Assim se obtém, diferentemente da abordagem determinística, caracterizada por apenas um valor de Fator de Segurança, uma distribuição de Fatores de Segurança. Isso permite que seja calculada a probabilidade da ocorrência de valores menores do que 1 para o FS, podendo-se associar uma probabilidade de falha para cada tipo de obra.

Considerando as causas de rompimento de barragens, uma que está totalmente atrelada à estudos de análises de estabilidade é o rebaixamento rápido. Esse fenômeno se dá quando o nível d'água do reservatório abaixa e a influência estabilizadora da pressão da água sobre o talude é perdida. Esse rebaixamento é, geralmente, realizado quando se há a necessidade de verificação do talude montante, ou mesmo para redução de riscos de um potencial rompimento.

A estabilidade do talude dependerá das poropressões existentes no maciço após o rebaixamento, que podem ser obtidas pela soma entre a poropressão antes do rebaixamento e a variação da poropressão induzida pelo abaixamento do nível d'água. Apesar de os deslizamentos de taludes de montante durante o rebaixamento rápido serem graves, normalmente, não há risco de ruptura imediata, visto que o nível d'água fica abaixo da crista da massa afetada. Entretanto, escorregamentos de montante geram custos consideráveis e atrasos da obra (Sandroni *et al.*, 2006).

A inclinação do talude deve ser tal que suporte a combinação mais crítica, isto é, alta poropressão no maciço e o baixo nível de água no reservatório. Esta combinação ocorre quando a água do reservatório é mantida no seu nível mais alto durante um tempo suficiente longo para que o solo a montante se torne saturado, e é rebaixada rapidamente, ou seja, quando ocorre o rebaixamento rápido.

1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

Levando em consideração que o rompimento por rebaixamento rápido é um estudo crítico a ser realizado como condição de aferir a estabilidade de qualquer barramento, há a importância de acoplar análises mais complexas que possam ser aliadas à análise determinística e, assim, prover mais segurança na tomada de decisão dos projetistas. Destarte, a análise probabilística da estabilidade de talude é uma ferramenta importante que precisa ser estudada para que haja eficiência na sua utilização como instrumento complementar à investigação determinística.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da análise probabilística, por meio do método de sorteios de Monte Carlo, como ferramenta de verificação da estabilidade de talude sob o efeito de rebaixamento rápido do reservatório a montante de um barramento.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- Analisar como o Fator de Segurança se altera com a descida do reservatório;
- Verificar a dissipação da poropressão do núcleo do barramento após o rebaixamento do reservatório e sua relação com a mudança dos Fatores de Segurança e Probabilidade de Falha;
- Realizar a análise de estabilidade do talude de montante da barragem estudo;

- Verificar o número mínimo de sorteios de Monte Carlo adequado ao número de incógnitas, ou seja, qual o valor mínimo até a convergência dos parâmetros analisados.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada em cinco Capítulos. No Capítulo 1 apresenta-se uma breve introdução e motivação da problemática estudada. Ademais, o objetivo geral e os específicos do trabalho são apontados. No Capítulo 2 expõe-se uma breve revisão da literatura sobre o tema para que o leitor compreenda os conceitos necessários para os capítulos posteriores. Dentre os assuntos abordados nesse capítulo, destacam-se: conceitos e tipos de análises probabilísticas existentes, a relevância do tema para a engenharia e a base técnica envolvida na problemática do rebaixamento rápido.

No Capítulo 3 apresentam-se os programas utilizados, as equações necessárias e os parâmetros de entrada para a barragem estudada. Ainda, são apresentadas as características geométricas e geotécnicas da barragem hipotética a ser estudada.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados obtidos nas análises realizadas citadas no capítulo precedente. Também estão incluídos nesse capítulo, todas as interpretações necessárias para que os objetivos descritos fossem atingidos. Além disso, é realizada a avaliação da estabilidade geotécnica da barragem. Por fim, no capítulo 5, encerra-se a dissertação com as conclusões encontradas, tal como apresenta sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. CONCEITOS GERAIS SOBRE BARRAGENS

A matriz energética brasileira está fundamentada fortemente na energia advinda de usinas hidrelétricas. Os dados mais recentes do site da ANEEL apontam que 68% da energia do país deriva dessa matriz (ANEEL, 2020). Para a produção de energia com hidrelétricas é comum a utilização de barragens como estruturas de represamento de água. Além dessa utilização, barragens são comumente utilizadas para irrigação, abastecimento de água ou mesmo como destinação para rejeitos de mineração.

Conforme o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2019), as barragens são obstáculos artificiais com capacidade de reter água ou qualquer outro líquido, rejeitos ou detritos, para fins de armazenamento e/ou controle, podendo variar desde pequenos maciços de terra, a enormes estruturas de concreto ou de aterro. A construção dessas estruturas proporciona diversos benefícios, dentre os principais: abastecimento de água, irrigação, controle de cheias, regularização de vazões, geração de energia elétrica, contenção de rejeitos, navegação interior, piscicultura, paisagismo e urbanismo, dessedentação. Conforme Lei 12.334/2010 (BRASIL, 2010) uma barragem pode ser definida como qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

As barragens podem ser divididas em dois grandes grupos classificatórios quanto ao objetivo a qual são construídas: regularização e contenção. As barragens de regularização são projetadas para que, com a elevação do nível d'água, ocorra um controle da vazão à jusante do barramento. Essa regularização e aumento do nível d'água a jusante do barramento pode ser idealizado para fins de abastecimento, uso industrial ou doméstico e irrigação. A elevação do nível de água, ou seja, o aumento da diferença dos níveis de montante e jusante, pode-se destinar, ainda, à geração de energia elétrica, e ao melhoramento das condições de navegação fluvial. O lago criado à montante do barramento pode ser ainda explorado para aproveitamento turístico. Enquanto isso, as barragens de contenção, para o caso de retenção de água, têm função de amortecer a onda nos casos de enchente a fim evitar inundações a jusante. Porém se o objetivo é a retenção de carga sólida ou mista, as barragens buscam evitar que os sedimentos danifiquem o leito dos cursos d'água a jusante, tanto fisicamente, por assoreamento, quanto quimicamente, quando os materiais retidos contêm carga tóxica ou poluente (Costa, 2012).

Barragens também podem ser classificadas, em dois grupos, quanto ao tipo de material de construção empregado. Novak *et al.* (2017) definem que os dois tipos de barragens são: barragens de concreto, que são construídas com concreto maciço e cujas inclinações da face são diferentes, geralmente íngremes a jusante e quase vertical a montante, com perfis relativamente delgados, a depender da capacidade de suporte da fundação. O outro grupo são as barragens geotécnicas: que são construídas com terra e/ou enrocamento, cujas inclinações da face a montante e a jusante são semelhantes e de ângulo moderado, proporcionando uma seção larga e um alto volume de construção em relação à altura.

2.1.1. BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Os primeiros relatos da construção de barragens de enrocamento são de 1870, durante a corrida do ouro na Califórnia. Até 1930 várias foram construídas nos Estados Unidos e esse modo de construção do barramento sendo bastante difundido. Todavia, a escolha desse tipo de estrutura foi sendo reduzido devido ao aumento dos custos de exploração e transporte de materiais rochosos. A construção dessas barragens foi retomada, em 1960, devido às novas técnicas de exploração de pedreiras. Dentre os fatores que condicionam a escolha de barragens de enrocamento destacam-se: as condições topográficas e geológico-geotécnicas, ou seja, locais com disponibilidade abundante de materiais rochosos; a escassez de materiais terrosos no local; o curto período disponível para construção da barragem; e as condições climáticas excessivamente úmidas que possam limitar o lançamento de grandes quantidades de materiais terrosos (Pereira, 2015).

Nas barragens de enrocamento, o material rochoso é o componente principal do corpo da barragem, mas essas se subdividem de acordo com o sistema de impermeabilização. Em barragens com núcleo impermeável, a vedação da água pode ser feita com asfalto, geomembranas ou por um núcleo argiloso, por exemplo, este pode estar centralizado ou inclinado à montante, separado por zonas de transição, evitando carreamento do material fino para o interior da massa rochosa.

Por outro lado, nas barragens de enrocamento com face impermeável, a vedação da água é mantida pela impermeabilização da face de montante, que pode ser por uma camada de asfalto, por uma placa de concreto ou ainda pela utilização de chapas de aço (Costa, 2012).

As barragens com impermeabilização da face por concreto asfáltico ou geomembrana podem aceitar um maior grau de deformação sem ruptura, todavia, as de face de concreto, por não suportarem essa situação, a impermeabilização da face com concreto deve ser realizada com bastante cuidado: concreto deve ser subdividida em painéis ou em faixas retangulares para acomodar a deformação do enrocamento (Novak *et al.*, 2017).

As vantagens, segundo Novak *et al.* (2017), se devem ao fato de o enrocamento possuir uma resistência ao cisalhamento relativamente alta, além de alta permeabilidade, resultando em uma possível eliminação de problemas de pressão de água e permitindo inclinações mais íngremes. Massad (2010) diz que não há registros de ruptura de taludes em barragens mistas de terra/enrocamento, sugerindo assim que esse seja o tipo mais estável dentre as barragens de terra.

2.1.2. BARRAGENS DE TERRA

Segundo Pereira (2015), as barragens de terra há muito têm sido usadas para armazenamento de água para consumo e irrigação, sendo até hoje o tipo mais comum de barramento. Sua construção envolve materiais em seu estado natural com um mínimo de processamento. Nos primórdios eram projetadas com base em métodos empíricos, porém, a partir de 1930 com o avanço da mecânica dos solos e dos equipamentos de construção, o projeto desse tipo de barragem passou a ser elaborado com base em procedimentos de engenharia mais racionais.

Conforme Novak *et al.* (2017), em sua forma mais primitiva, as barragens de terra eram construídas com solos de baixa permeabilidade a um perfil homogêneo, sem presença de drenagem interna. Represas desse tipo provaram-se vulneráveis a problemas associados a infiltração descontrolada. Devido a isso constatou-se que barragens de aterro maiores exigiam um elemento de retenção de água que fosse impermeável ou um núcleo de permeabilidade muito baixa, além de ombros de apoio de aterro mais grosso ou enrocamento, para fornecer estabilidade estrutural.

Assim, Costa (2012) divide as barragens de terra em duas categorias: homogêneas e zonadas. São ditas homogêneas quando há predominância de um único material, e são denominadas zonadas quando há um zoneamento de materiais terrosos em função de suas características ou da permeabilidade. Gaioto (2003) considera ainda as barragens de aterro

hidráulico, cuja construção é realizada através do transporte de materiais em forma de lama, que são lançados entre diques de contenção laterais. Como não há compactação, apresentam uma resistência baixa, de modo que os taludes devem ser mais suaves que as barragens de terra convencionais.

Massad (2010) afirma que as barragens de terra homogênea são as mais comuns no Brasil devido a disponibilidade de materiais terrosos no país. Esse tipo de barragem tolera fundações mais deformáveis, permitindo a sua construção sobre solos moles. A inclinação dos taludes de montante e jusante é fixada de modo a garantir a estabilidade durante a vida útil da barragem.

Já a barragem de terra zonada é construída com dois solos diferentes ou com um único solo de empréstimo, mas compactado em condições diferentes de umidade o que confere ao solo características geotécnicas diferentes. Trata-se de uma otimização da seção da barragem, aproveitando-se das características do solo seco nas encostas, para maior resistência, e do solo úmido no núcleo, para maior estanqueidade. (Massad, 2010)

Na Figura 2.1 são apresentados, de forma esquemática, os perfis transversais de barragens convencionais de terra e enrocamento.

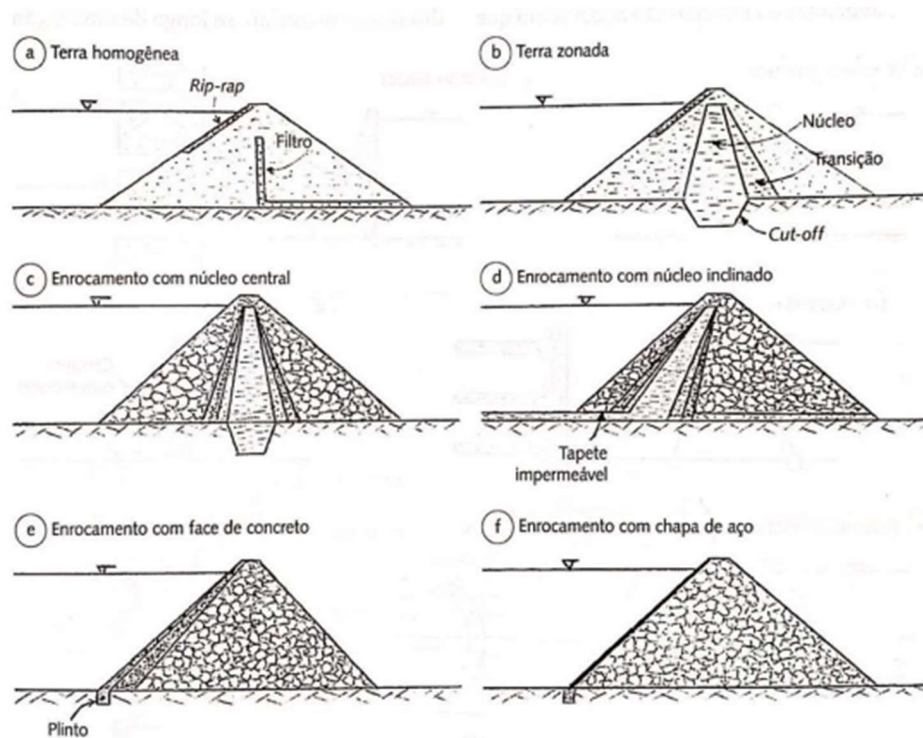


Figura 2.1 – Perfis transversais convencionais de barragens de terra e enrocamento (modificado de Costa, 2012).

2.2. MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Barbosa (2014) afirma que o método mais utilizado para verificação da estabilidade de barragens é o do equilíbrio limite devido a sua simplicidade. Seu mecanismo de análise procura a resistência máxima suportada pelo talude antes da ruptura, de modo que as tensões aplicadas sejam inferiores às tensões resistentes. Este método leva em consideração as incertezas através de um coeficiente global de segurança admitindo que a estabilidade dar-se-á desde que o fator de segurança seja superior a 1. As hipóteses simplificadoras do método do equilíbrio limite são (Massad, 2010):

1. O solo comporta-se como material rígido-plástico, rompendo-se bruscamente sem se deformar;
2. As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando o processo se torna dinâmico;
3. O fator de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, ignorando-se eventuais fenômenos de progressão. Existem diversos métodos de equilíbrio limite que consideram a divisão da massa de solo em fatias, variando apenas as hipóteses básicas sobre os esforços entre lamelas. Em função da hipótese adotada por cada método, é maior ou menor o atendimento às condições de equilíbrio dos esforços e dos momentos.

A escolha do método a aplicar deve ser função da forma de ruptura esperada (ELETROBRÁS, 2003). Conforme Ferreira (2012), a aplicação do método das fatias consiste em arbitrar uma superfície de deslizamento, e efetuar o cálculo do equilíbrio da massa de solo por meio das equações da estática mediante a divisão do solo acima da linha de ruptura em fatias de faces verticais. Na Figura 2.2 representa-se uma massa de solo dividida em fatias (a) e uma fatia “i” genérica, e as respectivas forças atuantes nela consideradas (b). Na Figura 2.2, W_i é o peso da fatia; N'_i a resultante das tensões efetivas normais à base da fatia; U_i a resultante das poro pressões na base da fatia; T_i a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia; E_i e X_i as componentes normal e tangencial, respectivamente, das forças de interação entre as fatias na face esquerda; e E_{i+1} e X_{i+1} as componente das forças de interação entre as fatias na face direita.

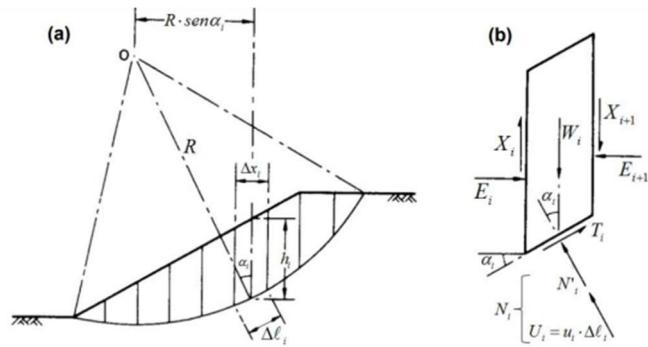


Figura 2.2 – Fatia genérica para aplicação do método das fatias (Telles, 2015).

O método das fatias não apresenta restrições quanto a heterogeneidade do solo, geometria do talude e consideração de tensões. Dessa forma, permite que a heterogeneidade do solo e a irregularidade da superfície possa ser considerada. Há ainda a possibilidade de incluir a distribuição da poropressão, de modo que a análise possa ser realizada na condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo. No método das fatias, o número de incógnitas é superior ao número de equações, e o problema é estaticamente indeterminado. Diversos métodos de análise de estabilidade de taludes foram desenvolvidos tendo como base o método das fatias, e cada um adota hipóteses simplificadoras que tornem o problema determinado (Gerscovich *et al.*, 2006). Na Tabela 2.1 são apresentadas algumas características de alguns métodos de Equilíbrio Limite de autores diferentes.

Tabela 2.1 – Resumo dos principais métodos de Equilíbrio Limite (modificado de Cardozo *et al.*, 2016)

Métodos	Hipóteses	Tipos de Superfície equilíbrio de forças
Fellenius (1927)	Não se considera forças entre fatias.	Circular.
Bishop Simplificado (1955)	Resultante das entre fatias é horizontal.	Circular – FS determinado a partir de equilíbrio de momentos
Janbu Simplificado (1968)	Resultante das entre fatias é horizontal.	Circular – FS determinado a partir de equilíbrio de forças.
Janbu Generalizado (1968)	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.	Qualquer – FS determinado a partir de equilíbrio de momentos e de forças.
Morgentern-Price (1965)	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária $f(x)$.	Qualquer – Fatias são de espessura infinitesimal.
Spencer (1973)	Localização da força normal entre fatias tem inclinação constante através da massa de solo.	Qualquer - Fatias são de espessura infinitesimal, mas com $f(x)=1$.

2.3. REBAIXAMENTO RÁPIDO

O rompimento de um barramento causa danos muito elevados para o país, e, principalmente, para as populações ao redor, haja vista que a água armazenada no reservatório avançaria em direções a essas regiões vizinhas. Para reduzir esse efeito, o Plano Nacional de Segurança de Barragem define que quando há a descoberta de algum possível rompimento, o nível do reservatório deve ser velozmente reduzido. A essa situação, chama-se rebaixamento rápido.

O rebaixamento rápido se configura quando a diminuição da cota do reservatório se dá de maneira que não se cria condições de percolação para que a água retorne do núcleo do barramento para a face do talude. Assim, a condição do barramento principal, assim como a condição dos barramentos que compõem o reservatório, é de instabilidade comparada ao de fluxo permanente, pois o reservatório que antes se apresentava como condição estabilizante foi rebaixado, mas as poropressões criadas no fluxo permanente continuam presentes no solo. E com o tempo tendem, no movimento de saída até a face do barramento, a ser mais um fator de instabilidade.

Essa situação de operação pode ser ocasionada por abertura de vertedouro, abertura das comportas de fundo, liberação da passagem da água pelos dutos de adução, casa de turbinas ou mesmo por um dique de sacrifício. Claramente, a escolha dos métodos para que se rebaixe o reservatório dessa maneira deve ser definido em projeto.

Por isso, em usinas hidrelétricas convencionais com reservatórios de regularização, a avaliação da estabilidade do talude de montante das barragens de terra sob rebaixamento rápido integra as verificações de projeto desde os estudos de viabilidade técnica e econômica. Nesse caso, o objetivo é definir uma taxa segura para a redução do nível d'água sem que a estabilidade do barramento seja comprometida. No caso particular de usinas reversíveis, que são as são aquelas que possuem um mecanismo de bombeamento de água de um reservatório inferior para um superior conforme a vazão hidráulica, este fator é de tal forma determinante que a taxa de rebaixamento seguro para as estruturas de terra pode simplesmente não permitir que se opere o reservatório em ciclos curtos, como diários ou semanais – inviabilizando técnica e economicamente a usina. Porém, geralmente, as barragens destas usinas são construídas em concreto ou em enrocamento com núcleo impermeável, aproveitando-se da rocha proveniente

das escavações obrigatórias subterrâneas, limitando a necessidade desta verificação para as estruturas da barragem (Mariano, 2017).

2.4. ANÁLISE DO EFEITO DO REBAIXAMENTO RÁPIDO

2.4.1. VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DURANTE O REBAIXAMENTO

Para a avaliação dos impactos que o rebaixamento rápido pode causar na barragem é importante perceber que o principal objeto de estudo deve ser entender como ocorre a dissipação de poropressão do barramento após a descida do reservatório.

A resistência do solo do barramento está intimamente associada às poropressões do corpo da barragem, como demonstrado na equação 2.1.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

onde,

σ' = tensão normal efetiva [ML⁻¹T⁻²];

σ = tensão normal total [ML⁻¹T⁻²];

u = poropressão [ML⁻¹T⁻²].

Esta equação é uma ótima aproximação para solos saturados. Entretanto, o solo do barramento submetido ao rebaixamento se encontra não saturado, e a aplicação dessa equação se distancia da realidade porque em solos não saturados, além da água, há também a presença do ar sob diferentes pressões. Esse fato torna o estudo mais complexo, devido à compressão da fase gasosa e os efeitos da tensão superficial na água, que origina a sucção mátrica do solo (Lee *et al.*, 1983).

O solo não saturado pode ser considerado um sistema trifásico (Lambe & Whitman, 1969), constituído por uma fase sólida (partículas minerais), por uma fase líquida (geralmente água) e por outra fase gasosa (ar). Fredlund & Morgenstern (1977) passaram a considerar também a interface ar-água como uma quarta fase, também conhecida como membrana contrátil, que se comporta como uma membrana elástica. Esta interface não pode ser considerada como um plano com uma extensão das propriedades de seus componentes, mas

sim um filme com características distintas dos materiais em que a formam (no caso ar e água) como se pode ver na Figura 2.3.

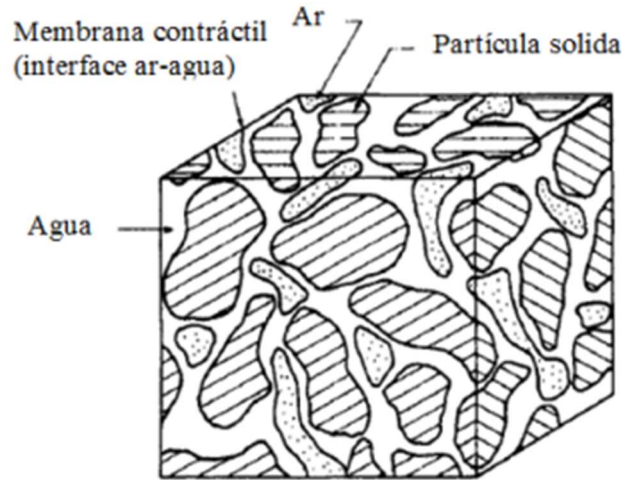


Figura 2.3 – Representação Solo (modificado de Fredlund & Rahardjo, 1993).

Para este caso, a tensão efetiva foi modificada por Bishop (1955) e é dada por:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.2)$$

onde,

χ = parâmetro relacionado com o grau de saturação [adimensional];

u_a = pressão do ar [$ML^{-1}T^{-2}$];

u_w = pressão da água [$ML^{-1}T^{-2}$].

$\sigma - u_a$ = tensão normal líquida [$ML^{-1}T^{-2}$];

$u_a - u_w$ = sucção mátrica [$ML^{-1}T^{-2}$].

A Equação (2.2) é capaz de representar a tensão efetiva para solos não saturados. Ela é uma reformulação da teoria de tensões efetivas proposta por Terzaghi com o acréscimo do parâmetro χ , que representa a influência da sucção na tensão efetiva dos solos (Machado & Vilar, 1998). No caso de solos não saturados, χ é uma função do grau de saturação e parâmetros como tamanho das partículas, forma, sucção e história de tensões. Assim, considerando o critério de resistência de Mohr-Coulomb, a resistência de um solo não saturado pode ser representada por:

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]\tan\phi' \quad (2.3)$$

onde,

τ_f = resistência ao cisalhamento [$ML^{-1}T^{-2}$];

c' = coesão efetiva [$ML^{-1}T^{-2}$];

ϕ' = ângulo de atrito efetivo [$^{\circ}$].

Entretanto, o parâmetro χ é de difícil determinação, tornando a aplicação da Equação (2.3) limitada.

Por isto, Fredlund *et al.* (1978) estudaram duas das possíveis combinações para o estabelecimento de uma envoltória de ruptura: $[(\sigma - u_w) e (u_a - u_w)]$ e $[(\sigma - u_a) e (u_a - u_w)]$. Para ambos os casos foram definidas superfícies de ruptura assumidas como planares, representadas nas Equações 2.4 e 2.5.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_w)t_g\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi'' \quad (2.4)$$

onde,

ϕ' = ângulo de atrito relativo a variações no termo $(\sigma - u_w)$ se o termo $(u_a - u_w)$ é constante [$^{\circ}$];

ϕ'' = ângulo de atrito relativo a variações no termo $(u_a - u_w)$ se o termo $(\sigma - u_w)$ é constante [$^{\circ}$].

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)t_g\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi_b \quad (2.5)$$

onde,

ϕ' = ângulo de atrito relativo a variações no termo $(\sigma - u_a)$ se o termo $(u_a - u_w)$ é constante [$^{\circ}$];

ϕ_b = ângulo de atrito relativo a variações no termo $u_a - u_w$ se o termo $\sigma - u_a$ é constante [$^{\circ}$].

O termo ϕ_b é um parâmetro que quantifica o acréscimo na resistência do solo quando ocorrer um acréscimo na sucção mátrica.

2.4.2. VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DURANTE O REBAIXAMENTO

Uma propriedade do solo que está intimamente ligada à dissipação da poropressão do corpo da barragem é a condutividade hidráulica de material. Todavia, esse valor não é constante e é alterado com a descida do reservatório, uma vez que o teor de umidade volumétrico diminui.

O método proposto por Fredlund & Xing (1994) permite calcular o coeficiente de permeabilidade k correspondente ao teor de umidade volumétrica θ , através da integração (ou soma) da curva de retenção de água no solo no intervalo de sucção entre 0 a 106 kPa. Este método produz, em princípio, melhores resultados para solos arenosos do que para solos coesivos. O método é dado por:

$$k(\psi) = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta(\psi)}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta_s}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})} \quad (2.6)$$

onde,

$k(\psi)$ = condutividade hidráulica não saturada correspondente à sucção ψ [LT^{-1}];

k_s = coeficiente de permeabilidade na condição saturada [LT^{-1}];

θ = teor de umidade volumétrica [L^3L^{-3}];

θ_s = teor de umidade volumétrica na condição saturada [L^3L^{-3}];

N = número de intervalos de integração ao longo da curva de retenção de água no solo;

y_i = logaritmo da sucção no meio do intervalo [$i, i+1$];

i = número do intervalo de integração;

j = intervalo de integração correspondente à sucção ψ ;

ψ = sucção correspondente a j -ésimo intervalo [$ML^{-1}T^{-2}$];

θ' = derivada da curva de retenção de água no solo.

Quando se considera apenas os efeitos da sucção mátrica, adota-se que $\psi = u_a - u_w$, pois os valores de sucção osmótica sendo desconsiderados, tem-se que sucção total é equivalente à sucção mátrica.

Os parâmetros advindos da curva característica podem ser mais bem visualizados na Figura 2.4.

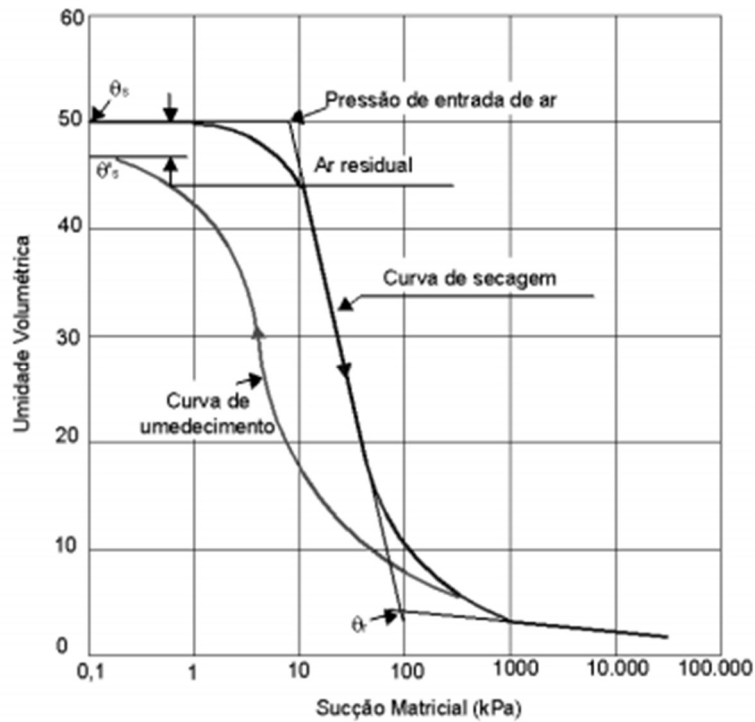


Figura 2.4 – Curva característica de sucção típica (Fredlund & Xing, 1994)

A curva de retenção de água no solo é definida por:

$$\theta = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}} m \quad (2.7)$$

onde,

a = parâmetro da curva de retenção de água no solo relacionado ao valor de entrada de ar $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$;

n = parâmetro da curva de retenção de água no solo que controla a inclinação no ponto de inflexão da curva $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$;

m = parâmetro da curva de retenção de água no solo relacionada ao teor de umidade volumétrica residual $[\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}]$;

$C(\psi)$ = função de correção.

A função de correção $C(\psi)$ é dada por:

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{c_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{c_r}\right)} \quad (2.8)$$

onde, c_r é a constante relacionada à sucção mátrica correspondente ao teor de umidade volumétrica residual, que tem valor típico de cerca de 1500 kPa.

Já Van Genuchten (1980) propôs a seguinte equação analítica, para a determinação da função de condutividade hidráulica não saturada $k(\psi)$ de um solo, em função da sucção mátrica ψ , dada por:

$$k(\psi) = k_s \cdot \frac{[1 - (a\psi)^{n-1}] \cdot (1 + (a\psi)^n)^{-m}]^2}{[(1 + (a\psi)^n)]^{m/2}} \quad (2.9)$$

onde,

k = condutividade hidráulica não saturada correspondente à sucção mátrica ψ [LT^{-1}];

ψ = sucção mátrica [$ML^{-1}T^{-2}$];

a, n, m = parâmetros para o ajuste da curva, com $m = 1 - (1/n)$ e $n > 1$ [$M^{-1}LT^2$].

Da Equação 2.9 apreende-se que a função de condutividade hidráulica não saturada pode ser estabelecida conhecendo-se o coeficiente de permeabilidade na condição saturada, e dois parâmetros de ajuste da curva (a, n ou a, m). De acordo com Van Genuchten (1980), estes parâmetros podem ser estimados através da curva de retenção de água no solo, considerando-se um ponto P equidistante do teor de umidade volumétrica nas condições saturada e residual. Se θ_p for o teor de umidade volumétrica neste ponto P, e ψ_p for o valor correspondente da sucção mátrica, então a inclinação S_p da tangente à função neste ponto pode ser calculada como representado por:

$$S_p = \frac{1}{(\theta_s - \theta_r)} \left[\frac{d\theta_p}{d(\log \psi_p)} \right] \quad (2.10)$$

onde,

θ_p = teor de umidade volumétrica no ponto P [L^3L^{-3}];

θ_s = teor de umidade volumétrica saturada [L^3L^{-3}];

θ_r = teor de umidade volumétrica residual [L^3L^{-3}];

ψ_p = sucção mátrica no ponto P [$ML^{-1}T^{-2}$];

S_p = inclinação da tangente à função no ponto P (é um ponto equidistante entre o teor de umidade volumétrica saturado e o residual).

Van Genuchten (1980) sugeriu, ainda, um procedimento para a estimativa dos parâmetros a e m , após a avaliação de S_p dado por:

$$m = 1 - \exp(-0,8S_p); \text{ se } 0 < S_p < 1 \quad (2.11)$$

$$m = 1 - \frac{0,5755}{S_p} + \frac{0,1}{S_p^2} + \frac{0,025}{S_p^3}; \text{ se } S_p \geq 1 \quad (2.12)$$

$$a = \frac{1}{\psi_p} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{(1-m)} \quad (2.13)$$

2.5. ANÁLISES DE FLUXO

Um fenômeno relevante a ser entendido no processo de descida do reservatório é saber como o fluxo no interior do barramento vai responder ao rebaixamento do lago à montante. A análise de fluxo envolve a percolação em fluxo permanente, ou seja, as condições de fluxo não variam com o tempo, e a percolação em fluxo transiente, quando há variação dessas condicionantes ao longo do tempo. Esse último descreve bem o fenômeno de variação da cota do reservatório, o que se enquadra bem com o rebaixamento da represa.

2.5.1. LEI DE DARCY

A lei de Darcy (1856) é a função básica para estimar a velocidade de descarga durante a percolação e sua simplificação para solos homogêneos saturados é dada por:

$$v = k_s \cdot i = k_s \frac{dh}{dL} \quad (2.14)$$

onde,

v = velocidade de descarga de Darcy [LT^{-1}];

k_s = coeficiente de permeabilidade saturado [LT^{-1}];

i = gradiente hidráulico [LL^{-1}];

h = carga hidráulica [L];

L = comprimento do caminho de percolação [L];

Desta forma, a vazão de percolação pode ser estimada por:

$$Q = k_s \cdot i \cdot A \quad (2.15)$$

onde,

Q = vazão de percolação [L^3T^{-1}].

A = área de seção transversal do solo onde a água percola [L^2];

Os modelos computacionais geralmente acoplam análises em duas dimensões, e dessa maneira, a Lei de Darcy pode ser reescrita por:

$$v = k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + k_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.16)$$

Todavia, há a consideração de homogeneidade e isotropia, a fim de simplificações de modelo de cálculo e assim, em alguns casos, adota-se as permeabilidades como equivalentes. É importante destacar que as permeabilidades, *in situ*, não serão isotrópicas em razão da compactação. Destarte, as permeabilidades dos solos que compõem um barramento ou mesmo de um enrocamento compactado não apresenta isotropia. A permeabilidade horizontal é, em campo, maior que a vertical.

2.5.2. EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE

A equação da continuidade representa a taxa de variação do teor de umidade volumétrica para variações nos fluxos de entrada e de saída através do solo. Ou seja, ela estabelece que a taxa de variação do fluxo de entrada e de saída é igual à taxa de variação de armazenagem de água no solo (Libardi, 2005), ou seja:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_w \cdot \theta) + \text{div}(\rho_w \vec{v}) = 0 \quad (2.17)$$

onde,

ρ_w = massa específica da água [ML⁻³];

θ = teor de umidade volumétrica do solo [L³L⁻³];

v = vetor de velocidade dado por:

$$v = \vec{i} \cdot v_x + \vec{k} \cdot v_z \quad (2.18)$$

onde,

v_x = velocidade na direção do eixo x em função do gradiente na direção x [LT⁻¹];

v_z = velocidade na direção do eixo z em função do gradiente na direção z [LT⁻¹].

A Equação 2.17 pode ser reescrita ao se abrir o divergente:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_w \cdot \theta) + \rho_w \nabla \vec{v} + v_x \cdot \frac{\rho_w}{\partial x} + v_z \cdot \frac{\rho_w}{\partial z} = 0 \quad (2.19)$$

Considerando o fluido incompressível, tem-se que:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \vec{v} \quad (2.20)$$

Assim, conclui-se que a equação da continuidade demonstra que a variação do teor de umidade volumétrica em um determinado tempo é igual à variação nas densidades de fluxo, como está expresso na Equação 2.20 (Fredlund *et al.*, 1993).

Richards (1941) apresentou a equação que rege o fluxo bidimensional e transiente em meio poroso anisotrópico dada por:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.21)$$

Considerando que a condutividade hidráulica não saturada é função do teor de umidade volumétrica e que não há anisotropia, pode-se reescrever a Equação 2.21 na forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k(\theta) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k(\theta) \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.22)$$

O software GeoStudio soluciona a equação de Richards por meio do método dos elementos finitos. Para isso, há algumas considerações tais como:

$$\partial \theta = m_w \cdot \partial (u_a - u_w) \quad (2.23)$$

onde,

m_w = coeficiente de variação do teor de umidade volumétrica em relação a variação da sucção mátrica [$M^{-1}LT^2$];

u_a = pressão do ar [$ML^{-1}T^{-2}$];

u_w = pressão da água [$ML^{-1}T^{-2}$].

Considerando a pressão do ar igual a zero e a pressão da água em carga altimétrica pode-se escrever:

$$u_a - u_w = \gamma_w (H - z) \quad (2.24)$$

onde,

γ_w = peso específico da água [$MT^{-2}L^{-2}$];

H = carga hidráulica altimétrica [L];

z = posição no eixo z [L].

Para fluxo transiente, a plataforma SEEP/W então soluciona a Equação 2.21 considerando que:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k(\theta) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k(\theta) \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) = m_w \gamma_w \cdot \frac{\partial (H-z)}{\partial t} \quad (2.25)$$

2.6. PACOTE DE SOFTWARES GEOSTUDIO

O GeoStudio é um pacote de softwares desenvolvido em 1977, difundido mundialmente é utilizado em mais de 100 países, atendendo pequenas empresas de engenharia, grandes corporações multinacionais, organismos governamentais, e também universidades. A versão

mais recente do GeoStudio é a 2019. Sendo utilizados, em larga escala, essencialmente, os módulos SLOPE/W e SEEP/W.

2.6.1. SLOPE/W

O módulo SLOPE/W é um dos softwares mais modernos, reconhecidos e utilizados no mercado de aplicações voltadas para a análise de estabilidade de taludes, fundamentando-se em análises de Equilíbrio Limite e suas formulações, que se baseiam, principalmente, no método das fatias. Tais análises foram desenvolvidas ainda no início do século XX, e desde então vêm sendo usadas para avaliar estabilidade de taludes na engenharia geotécnica. Ao longo dos anos, diversas técnicas foram desenvolvidas para solucionar problemas usando o método das fatias, sendo todas muito semelhantes, diferindo principalmente em quais equações da estática são incluídas e satisfeitas, quais os esforços entre as fatias são considerados, ou ainda, qual a relação entre as forças cortantes e normais nas fatias. Um exemplo de aplicação do software pode ser visto na Figura 2.5.

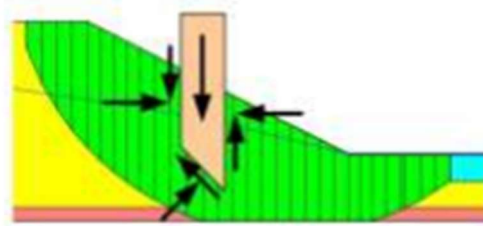


Figura 2.5 - Exemplo de aplicação do Slope-W e a interação entre as fatias e suas forças em uma massa de solo (GEO SLOPE, 2017b)

O Método de Fellenius ou Ordinário foi o primeiro método desenvolvido e ignorava todas as forças entre as fatias, considerando apenas equilíbrios de momento. Estas simplificações possibilitaram o cálculo do fator de segurança à mão, o que era pertinente devido à inexistência de computadores na época. Posteriormente, Bishop e Janbu desenvolveram técnicas que, apesar da semelhança, divergiam em algumas considerações. Spencer desenvolveu um método com duas equações de fator de segurança, uma levava em consideração o momento de equilíbrio e a outra, as forças horizontais de equilíbrio, era similar ao Método de Morgenstern-Price, que considerava funções de força entre as fatias. Mais tarde, na década de 1970, Fredlund desenvolveu a Formulação Geral do Limite de Equilíbrio, que também se baseava em duas equações de fator de segurança e tinha a importância de não se restringir ao

formato da superfície deslizante, já que se o talude é composto de solo heterogêneo, a ruptura tende a não ser circular, característica aos solos homogêneos. Baseado nesses métodos, softwares como o SLOPE/W possibilitam que análises cada vez mais complexas sejam realizadas, permitindo por exemplo, análises de estruturas reforçadas com geossintéticos, cortinas atirantadas e outras técnicas construtivas presentes no cotidiano de projetos geotécnicos. (GEO SLOPE, 2017b)

2.6.2. SEEP/W

A extensão SEEP-W Permite analisar o fluxo de águas subterrâneas em meios porosos (sistemas confinados ou não), e como os resultados tridimensionais de poropressão gerados pelo SEEP3D podem ser facilmente usados pelo SLOPE/W para análises de estabilidade. O software suporta uma variação de opções de condições de contorno. Os dados de campo ou as relações funcionais definidas pelos usuários podem ser inseridas para determinar hidrográficos, flutuações de reservatório ou mesmo ciclos de precipitação de chuvas.

Há grande integração do SEEP/W com SLOPE/W faça com que seja possível analisar a estabilidade de quaisquer encostas naturais como taludes que sejam sujeitos à mudanças transitórias na pressão de poropressão. Um exemplo de aplicação do software pode ser visto na Figura 2.6.

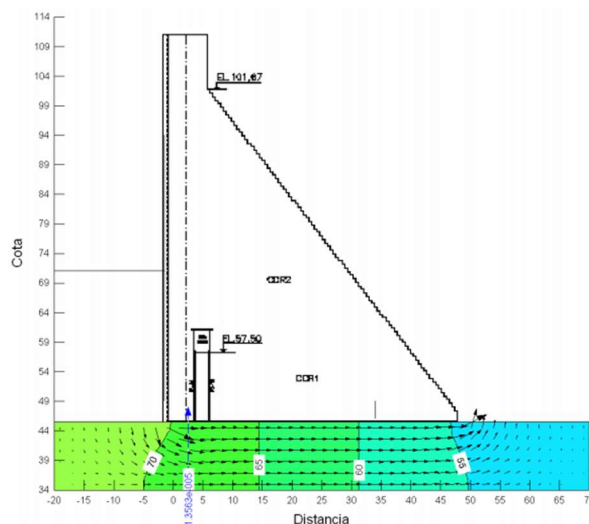


Figura 2.6 - Exemplo de aplicação do Seep-W através da percolação de água na fundação de um barramento (GEO SLOPE, 2017a)

2.7. ORIGEM DAS INCERTEZAS NA ENGENHARIA

Solos e rochas estão entre os materiais de engenharia sujeitos a maior variabilidade, os quais estão altamente susceptíveis ao tratamento probabilístico (Griffiths & Gordon, 2007).

Quando fazemos um ensaio para coletar informações sobre parâmetros de um determinado solo, há uma série de incertezas sobre o grau de significância daquele ensaio. Segundo Phoon & Kulhawy (1999), essas incertezas estão implícitas na natureza do solo, nos ensaios de campo, na escolha e transformação em um modelo que represente o problema real e na estimativa dos parâmetros, conforme Figura 2.7.

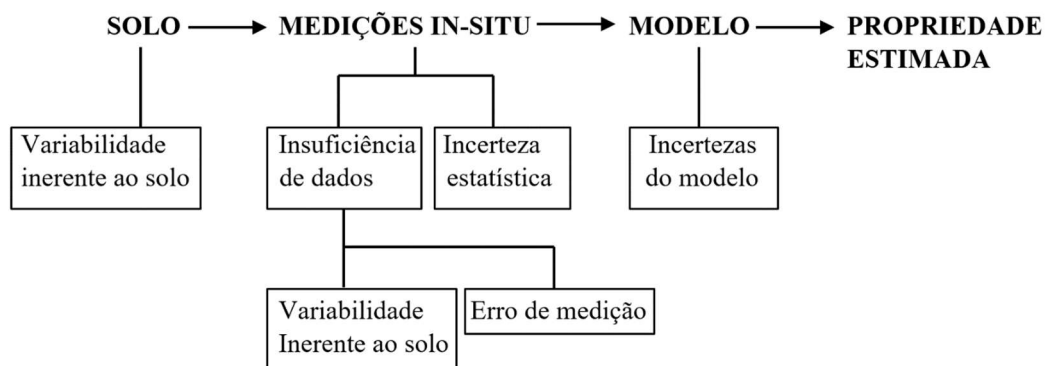


Figura 2.7 – Incertezas na estimativa de propriedades do solo (modificado de Phoon & Kulhawy, 1999).

Essas incertezas sobre o valor real do parâmetro somadas a insuficiência de ensaios para verificação das incertezas fazem com que o valor obtido e utilizado seja uma estimativa do valor real existente na natureza. Os autores Baecher & Christian (2003) dividem as incertezas em dois grupos: variabilidade natural e incertezas no conhecimento que por sua vez geram incertezas nos modelos adotados.

A variabilidade natural é aquela devido à aleatoriedade inerente aos processos naturais. Ou seja, essa variabilidade decorre da alteração do próprio solo no decorrer do tempo e da variabilidade inerente à anisotropia e heterogeneidade de todos os materiais geotécnicos, ou seja, inerente à variabilidade temporal e da distribuição espacial das propriedades do material. Muitas avaliações de projeto são realizadas com modelos matemáticos simplificados ou modelos físicos, os quais propiciam apenas uma aproximação do fenômeno natural (Montoya, 2013).

A incerteza no conhecimento ocorre devido a falta de aferição precisa do parâmetro ou mesmo da ausência de dados. Isso ocorre tanto em decorrência da quantidade insuficiente de ensaios ou de informações relevantes, quanto pela incompreensão do fenômeno físico que torna um modelo não fiel à realidade. Em resumo, decorre de uma caracterização incerta no que se refere ao local, aos parâmetros estimados, e ao próprio modelo escolhido (Silva & Sousa, 2017).

Em diversos projetos, os projetistas se utilizam de adaptações e correlações de ensaios. Isso acarreta incertezas quanto à representatividade e qualidade dos dados. Embora possa ser escolhido um ensaio mais adequado para aferição da propriedade do material, esse ensaio terá interação com a propriedade *in situ* e isso também gerará incertezas. Ou seja, há incertezas oriundas da imprecisão dos ensaios e da calibração dos equipamentos. Segundo Montoya (2013), a incerteza dos modelos está associada a precisão com que o modelo matemático escolhido representa a realidade, ou seja, o comportamento físico real do sistema nunca é fielmente representado. Um exemplo dessa simplificação na análise de um fenômeno geotécnico, de acordo com Montoya (2013), é a representação de um estado plano de deformações em análises de estabilidades de taludes, enquanto que em geral, os movimentos de massa são tridimensionais. Outros exemplos são as simplificações de linearidade, elasticidade e plasticidade dos materiais (Silva & Sousa, 2017).

2.8. COEFICIENTE DE VARIAÇÃO

O coeficiente de variação mede a dispersão dos dados em relação à média aritmética. Isso se torna de grande valor, em engenharia, pois permite que se meça a variabilidade por um valor adimensional.

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.26)$$

onde:

σ = desvio padrão;

μ = média;

A maneira tradicional na engenharia geotécnica para quantificar as incertezas dos parâmetros e dos modelos é a magnitude dos fatores de segurança ou pela confiança na experiência dos engenheiros encarregados dos projetos. Outra forma muito utilizada é a do

método observacional, no qual se ajustam os projetos na medida em que a construção avança ou mesmo alterações que são realizadas com o projeto já em funcionamento. Mas, em muitos casos, esta tem sido ignorada ou também possuem incertezas inerentes ao próprio processo de aferição pela instrumentação utilizada. Porém, as novas exigências dos projetos e o desenvolvimento de novas técnicas exigem e permitem que se avalie a incerteza de forma mais rigorosa nos processos de projeto geotécnico (Montoya, 2013).

Para verificação da amplitude de variação que os parâmetros possuem, o Coeficiente de Variação possibilita ao projetista se balizar quanto à variabilidade do material utilizado ou disponível para uso em determinado empreendimento. Quando não se dispõe de número suficiente de ensaios (que é realidade recorrente em boa parte dos casos), pode-se utilizar coeficientes de variação estimados (desvio padrão sobre a média) a partir de valores típicos que têm mostrado pouca variabilidade temporal e espacial (Whitman, 1984; USACE, 1999; Duncan, 2000; Phoon *et al.*, 2003). Na Tabela 2.2 são apresentadas faixas típicas de coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos de interesse para análises de estabilidade de taludes.

Tabela 2.2 – Dados de referência de coeficiente de variação (Hidalgo & Assis, 2011b)

Parâmetro	Coeficiente de Variação em porcentagem	Fonte
Peso específico	3-7; 4-8	RIBEIRO (2008); USACE (1994)
Peso específico submerso	0-10	Duncan (2000)
Coesão	40 (20-80)	Ribeiro (2008); USACE (1994)
Ângulo de atrito efetivo	2-13; 3,7-9,3 areias e 7,5-10,1 argilas	Ribeiro (2008); USACE (1994)
Resistência não drenada de argilas	13-40; 11-45	USACE (1994)
Coeficiente de permeabilidade (k)	20-90	USACE (1994)
Coeficiente de adensamento (cv)	33-68	Duncan (2000)
Pressão de pré-adensamento (pp)	10-35	Duncan (2000)
Índice de compressão (cc)	10-37	Duncan (2000)
Números de golpes SPT (N)	15-45	Ribeiro (2008)
Resistência a compressão uniaxial de metassiltitos	29-55	Hidalgo & Assis (2011a)
Resistência a compressão uniaxial de metacalcários	18-40	Hidalgo & Assis (2011a)

2.9. DISTRIBUIÇÃO NORMAL

A inferência estatística estuda o processo de fazer afirmações sobre parâmetros de uma dada população a partir de dados colhidos em uma amostra (Bussab & Morettin, 1984).

Sendo assim, para se estimar um parâmetro β que caracteriza uma população, pode ser sorteada aleatoriamente parte representativa dessa população para compor uma amostra $(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$. Haverá assim uma estatística Y que é função dessa amostra, podendo ser escrita como $Y = f(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$. Com base em um valor de Y haverá uma afirmação sobre um parâmetro de toda a população.

Bussab & Morettin (1984) afirmam que essa validade é tão melhor representada quanto a amostra $(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ está próxima de assumir grande parte dos valores possíveis em Y . Essa distribuição é chamada de distribuição amostral da estatística Y .

A distribuição normal é provavelmente a distribuição mais importante nos dias de hoje. Isso acontece porque grande parte das variáveis aleatórias podem ser representadas por uma distribuição normal, o que guarda relação com o teorema do limite central (Mendes, 2017).

A distribuição normal tem sua função de probabilidade dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]} \quad (2.27)$$

onde, x é a variável aleatória associada: $-\infty < x < \infty$.

A Figura 2.8 apresenta uma curva típica de distribuição normal.

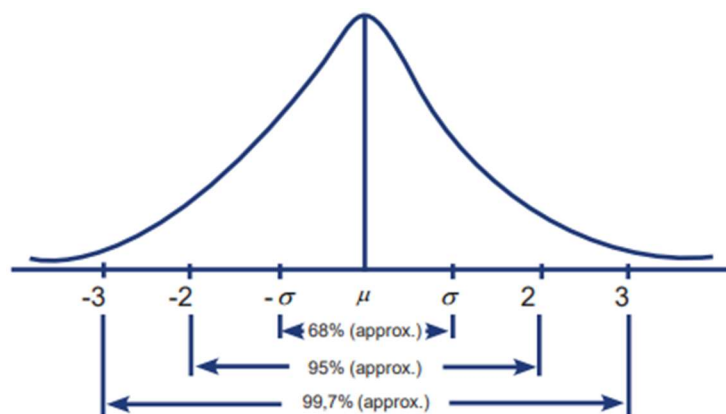


Figura 2.8 – Curva típica de distribuição normal

A distribuição Normal apresenta algumas propriedades teóricas importantes, Meyer (1969) cita algumas dessas propriedades:

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = 1 \quad (2.28)$$

Pelo formato de sino do seu gráfico (Figura 2.8), dado que $f(x)$ depende apenas de x , torna-se evidente que o gráfico de $f(x)$ será simétrico em relação à média (μ). Pode-se ainda verificar que para $x = \mu$, o gráfico de $f(x)$ é descendente, de concavidade para baixo. Quando $x \rightarrow \pm \infty$; $f(x) \rightarrow 0$, assintoticamente. Visto que $f(x) \geq 0$ para todo x , isto significa que, para valores grandes de x (positivos ou negativos), o gráfico de f tem a concavidade para cima. Assim pode se verificar que a inflexão ocorre para $x = \mu \pm \sigma$. Exemplificando, σ unidades para a direita e para a esquerda de μ , o gráfico de f muda de concavidade. Por isso, se σ for relativamente grande, há maior dispersão entre os valores amostrais em relação ao valor médio e o gráfico de $f(x)$ tende a ser "achatado". Enquanto se σ for pequeno, há menor dispersão entre os valores das amostras em relação ao valo médio e o gráfico de f tende a ser mais "pontigudo", como pode ser observado no exemplo da Figura 2.9.

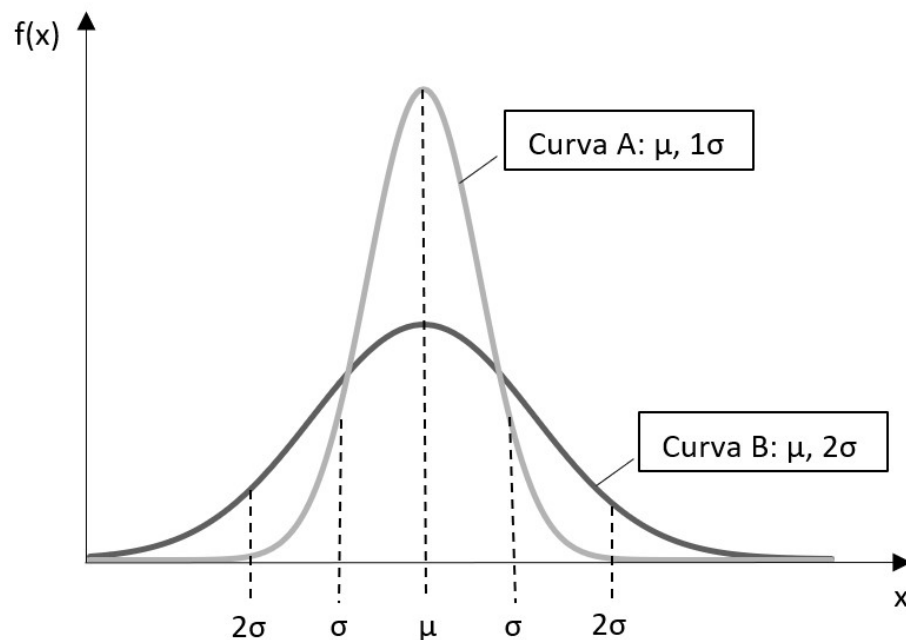


Figura 2.9 - Distribuições normais com mesmas médias e desvios padrões diferentes.

2.10. INTERVALO DE CONFIANÇA

Para conhecer, de maneira aproximada, as características de um material baseando-se nas informações obtidas a partir de uma amostra coletada através de ensaios se realiza uma inferência estatística. Pois, como não se tem condições de analisar inteiramente a área da obra, o que se faz é fazer afirmações sobre a amostra populacional que são estendidas ao comportamento da população estatística.

As conclusões são sempre acompanhadas de um grau de incerteza ou risco. O processo de generalização da inferência estatística explicita esse grau de incerteza. Nesse contexto, o Intervalo de Confiança possibilita valorar quão representativa está a inferência em relação aos possíveis valores de uma população.

Por exemplo: a estimativa pontual da média populacional μ será feita por um valor \bar{x} . Qualquer que seja essa amostra, obtém-se um erro que será $\bar{x} - \mu$. Segundo Bussab & Moretin (1984), é possível reescrever, pelo Teorema do Limite Central, que $P(|\bar{X} - \mu| < 1,96 \sigma_{\bar{x}}) = 0,95$, representado na Figura 2.10. Distó, pode ser interpretado que há 95% de probabilidade da média populacional se encontrar nesse intervalo.

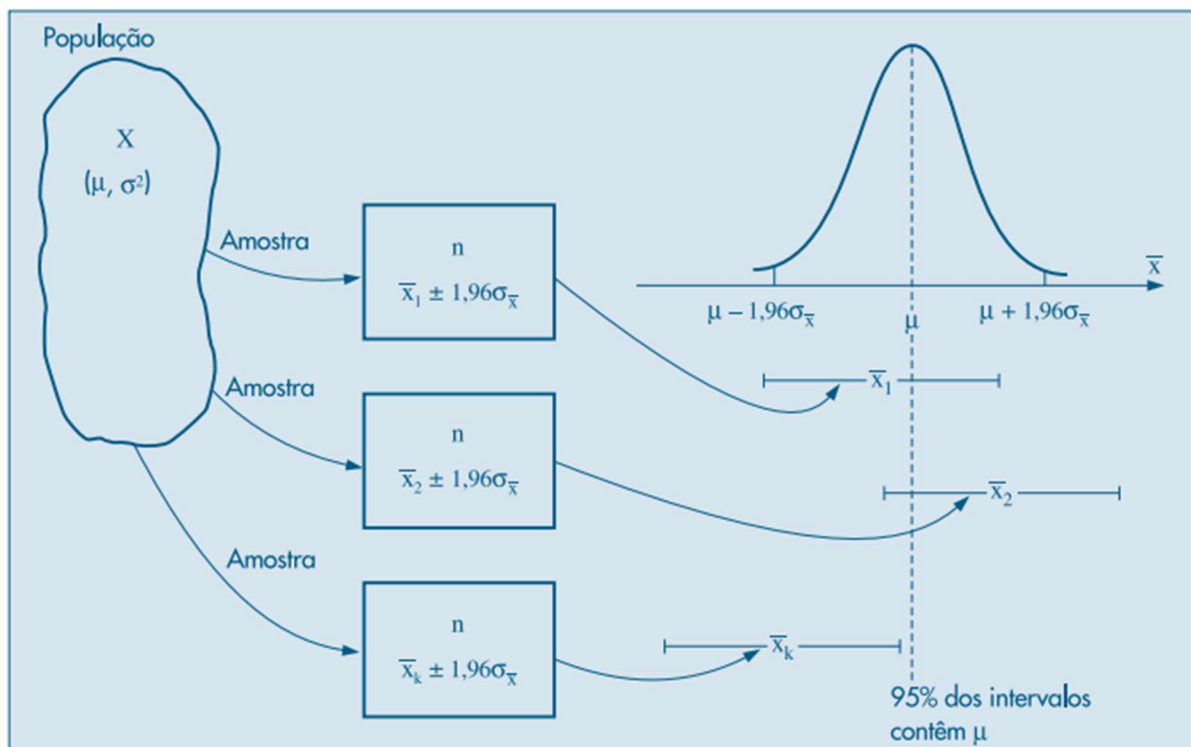


Figura 2.10 – Significado de um IC para μ , com $\gamma=0,95$ e σ^2 conhecido (Modificado de Bussab & Moretin, 1984)

2.11. RISCO

O conceito de risco varia de acordo com o olhar da ciência que o estuda. O conceito de risco na área de medicamentos e vacina, por exemplo, se baseia no potencial do imunizante gerar um efeito adverso grave que gere dano à vida humana. Em uma análise sob um olhar financeiro, por exemplo, o risco seria um investimento não proporcionar o resultado esperado. Na engenharia, esse conceito é um pouco mais categorizado, sendo o risco admitido pela probabilidade de falha de um empreendimento multiplicado pela consequência potencial dessa falha.

Segundo a Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE, 2004), risco é a probabilidade e severidade de um efeito adverso, decorrente de um empreendimento, causar dano para a vida, a saúde, a propriedade ou o meio ambiente. Dessarte, pode ser notado que as severidades das consequências contribuem de forma determinante no risco de um empreendimento. É possível então quantificar o valor desse risco, e Einstein (1996) define quantitativamente o risco como o desempenho combinado ao potencial valor de perda, podendo ser escrito como:

$$R = \text{Probabilidade de Falha} \times \text{Custo das Consequências.} \quad (2.29)$$

onde,

R= Risco;

As consequências podem ser diretas ou indiretas. A primeira está relacionada diretamente ao evento de falha e sempre ocorre. As demais consequências, relacionadas a terceiros ou ao ambiente exterior, são condicionais, ou seja, podem ou não ocorrer. De acordo com Read & Stacey (2009) as consequências são classificadas de seis formas:

- 1- Mortes ou lesões de pessoas, incluindo os custos da ação industrial e legal.
- 2- Danos aos equipamentos e infra-estrutura.
- 3- Impactos econômicos sobre a produção, incluindo os custos de:
 - Remoção do material rochoso;
 - Remediação do talude: Pode ser necessário um retaludamento/ recorrência nos bancos envolvidos e superiores para se evitar novas falhas;
 - Reparação de estradas e rampas de acesso.

- Custos dos equipamentos envolvidos direta e indiretamente;
- 4- Um impacto econômico maior, no caso, por exemplo, de rupturas de taludes globais que possam interferir no funcionamento da barragem e, por isso, não funcionamento da turbina geradora de energia.
- 5- Perda de confiança dos trabalhadores.
- 6- Relações públicas, tais como a resistência das partes interessadas, devido a opiniões sociais e / ou impactos ambientais decorrentes da falha.

2.12. PROBABILIDADE DE FALHA

A possibilidade de ruptura existe em qualquer projeto de engenharia, isto é, por mais bem elaborado que seja o projeto, ou mais aferições sejam feitas por ensaios, se houver controle dos materiais utilizados e a execução seguir à risca os projetos, ainda assim há sempre uma probabilidade de falha. A falha é algo que pode ser tanto relacionado à ruína ou ruptura, mas também pode ser o desempenho inaceitável para o qual determinado projeto foi concebido. Segundo Duncan (1999), a palavra “falha” não implica necessariamente em uma falha catastrófica. Para algumas condições seria mais adequado o uso do termo “desempenho insatisfatório”, como é usado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 1997), ao invés do termo “falha”.

Em qualquer vertente que se deseja analisar, é fundamental a identificação do indicador de desempenho, isto é, o fator crítico que ao ser superado ou não alcançado, a depender do parâmetro analisado, caracteriza a falha. Entende-se, portanto, como probabilidade de falha, a probabilidade de um determinado fator crítico ser superado ou não alcançado (Silva & Sousa, 2017).:

$$P_f = P(y > y_{crítico} \text{ ou } y < y_{crítico}) \quad (2.30)$$

Em projetos geotécnicos, o cuidado com as probabilidades de falha deve ser ainda maior, devido à incerteza na composição e desempenho dos seus materiais. Solos e rochas estão entre os materiais que possuem maior variabilidade na engenharia, tanto quanto estão mais susceptíveis a um tratamento probabilístico (NRC, 1995). Em materiais geotécnicos, as propriedades são variadas e dependentes de vetores espaciais, como a profundidade. Para a

análise de probabilidade de falha se faz necessário, portanto, a consideração dessa variabilidade de parâmetros.

Ao contrário da análise determinística de estabilidade de taludes, a abordagem probabilística reconhece as incertezas dos parâmetros de entrada e dos modelos de previsão. Os parâmetros são tomados como variáveis aleatórias que podem assumir qualquer valor dentro de um intervalo associado a uma distribuição de probabilidades, com média e desvio padrão. Assim sendo, obtém-se um intervalo de resultados possíveis e suas respectivas probabilidades (Costa, 2012).

Como um amplo campo da matemática, a probabilidade possui muitas possibilidades de aplicação a partir da sua teoria. Whitman (1984) define que, para a geotecnia, os conhecimentos de probabilidade são oportunos para as seguintes áreas de interesse:

- Otimização de investigação, exploração e caracterização. Como não precisa locação de pontos de investigação a fim de minimizar as chances de ocultar a presença de zonas de fraqueza em solos ou maciços rochosos;
- Teoria da confiabilidade, propiciando uma forma de avaliar a segurança de cada componente ou subestrutura de uma maneira consistente;
- Aperfeiçoar o processo de dimensionamento diante das incertezas, que levam em conta o conhecimento incerto dos carregamentos e do comportamento dos materiais geotécnicos;
- Avaliação de risco, envolvendo um campo de conceitos e procedimentos não apenas de engenharia, mas montando relações para o estudo de estruturas, equipamentos e das formas de ruptura.

A análise probabilística de taludes é realizada fazendo uso de métodos de equilíbrio limite para cálculos de estabilidade, mas ao mesmo tempo considerando a variabilidade dos parâmetros de entrada. A partir disso, é possível gerar uma função de distribuição de probabilidades do FS e, assim, avaliar a confiabilidade dos resultados e a probabilidade de falha do sistema geotécnico estudado.

Desta forma, entende-se que os métodos probabilísticos são mais adequados para calcular determinada probabilidade de falha, que juntamente com suas respectivas análises de confiabilidade, compõem uma melhor alternativa em uma análise de risco, sobretudo em projetos geotécnicos. Entretanto, a análise probabilística requer maior esforço computacional

do que a mesma análise determinística equivalente. A depender do método probabilístico adotado e da quantidade de variáveis consideradas no modelo, para um determinado grau de confiabilidade pode-se necessitar de milhares de análises (Gibson, 2011).

Para tornar possível encontrar a probabilidade de falha de determinado elemento na engenharia, é necessário a identificação do indicador de desempenho que caracteriza a falha. Nesse sentido, para a análise de estabilidade é importante identificar qual é a variável dependente a ser avaliada, isto é, o indicador de desempenho que garante tal estabilidade e a não ocorrência de falha. No caso de taludes, a variável já consolidada e largamente utilizada como critério de estabilidade é o fator de segurança (FS). O fator de segurança é definido como a relação entre as forças de resistência e as forças atuantes no talude (Silva & Sousa, 2017). Definição em sentido amplo do conceito desses esforços.

Entende-se por falha em taludes a obtenção de um fator de segurança menor que 1, sendo este o fator de segurança crítico a ser superado para garantir estabilidade. Entretanto, mesmo computando o fator de segurança com um valor maior do que 1, não importa qual valor encontrado, sempre há alguma chance de falha (Sahis & Biswas, 2017). Assim sendo, a probabilidade de falha pode ser entendida como:

$$P_{f_{taludes}} = P(FS < 1) \quad (2.31)$$

A segurança do talude deixa de ser analisada por um único valor fixo (fator de segurança) e passa a ser analisada como uma distribuição probabilística (obtida utilizando o método probabilístico), e a probabilidade de falha corresponde a área sob a curva de probabilidade até o valor FS igual a 1, conforme demonstrado na Figura 2.11.

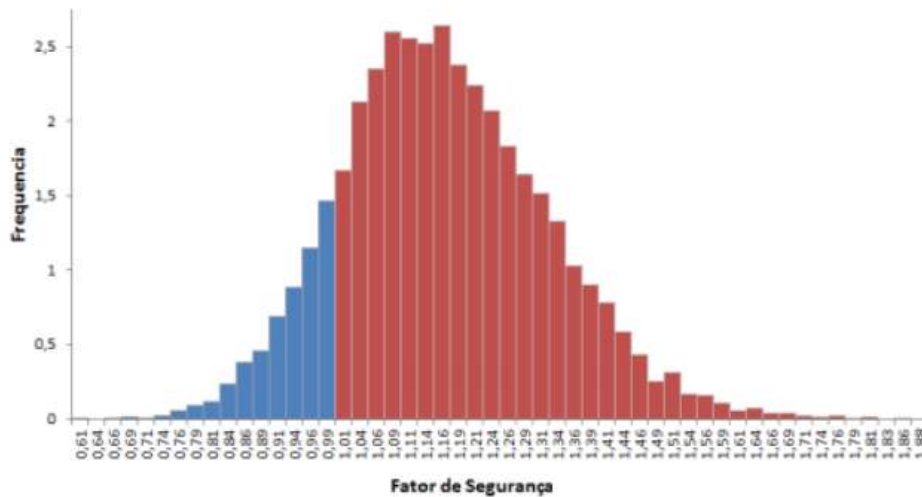


Figura 2.11 – Distribuição probabilística do fator de segurança e o conceito de probabilidade falha. (Modificado de Apaza & Barros, 2014)

Com a utilização da abordagem probabilística para a verificação de desempenho de um talude de barragem, a tomada de decisão se torna mais ampla e completa, pois os riscos estão considerados de maneira quantitativa. Um exemplo de que uma tomada de decisão pautada unicamente pelo método determinístico não é totalmente adequada é o exemplo exposto na Figura 2.12. Na engenharia convencional, que trata os problemas de maneira determinística, o talude considerado mais seguro seria aquele que apresentasse o maior fator de segurança calculado (independentemente do critério de ruptura e do método de cálculo adotado). Já na engenharia probabilística, o talude mais seguro seria aquele que apresenta a menor probabilidade de falha, isto é, onde há a menor densidade de probabilidade do fator de segurança ser menor que 1.

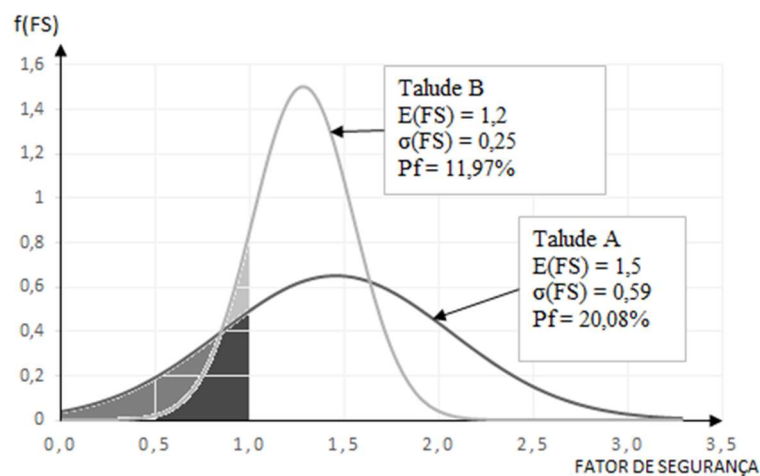


Figura 2.12 – Comparação da probabilidade de falha em dois taludes com FS médio diferentes (Silva & Sousa, 2017).

Ter o maior fator de segurança e ter menor probabilidade de falha não são necessariamente verdades mútuas. Tal fato pode ser exemplificado na Figura 2.11, onde dois taludes fictícios, com diferentes fatores de segurança médio e desvios padrões, apresentam diferentes probabilidades de falha. É possível observar que o Talude A, embora tenha um fator de segurança médio maior do que o do Talude B, possui um desvio padrão maior (indicando maior dispersão dos valores em relação à média), e uma maior área sob a curva até o fator de segurança igual a 1, o que indica maior probabilidade de falha, em relação ao Talude B. Esse fato acontece em obras reais de forma mais acentuada quanto mais incertezas os projetos assumirem.

Segundo Duncan (1999), a probabilidade de falha não deve ser vista como substituição do fator de segurança, e sim como um suplemento. O autor ainda afirma que, computar o fator de segurança e a probabilidade de falha é melhor do que somente um ou outro.

A afirmação é verdadeira e presente na realidade prática dos engenheiros de hoje, pois o FS é uma informação já consolidada no dia a dia das obras e, com isso, deve servir como mais um balizador de controle do desempenho dos projetos.

Todavia, vale ressaltar que o critério de projeto e as decisões de engenharia devem ser fundamentadas em análise de risco e não somente pelo fator de segurança ou probabilidade de falha. O risco é calculado considerando a probabilidade de falha e as consequências da falha (Gibson, 2011).

2.13. ANÁLISE PROBABILÍSTICA

O tratamento probabilístico aborda de maneira mais ampla e completa as análises de estabilidade de taludes (em relação ao tratamento determinístico), devido a consideração nas incertezas dos parâmetros que compõem a formulação matemática do fator de segurança.

A análise probabilística é então um complemento do fator de segurança determinístico quantificando algumas incertezas inerentes a este fator, através do índice de confiabilidade (β), que exprime o quanto este fator é confiável, e da probabilidade de falha ou ruptura (PF). Para isto, foram desenvolvidos alguns métodos probabilísticos, onde se determinam estes valores de β e PF, dentre os quais podem ser citados o Método de Monte Carlo, Método FOSM e Método Rosenblueth ou Estimativas Pontuais. Estes métodos também podem revelar quais os parâmetros que mais contribuem para a incerteza.

2.14. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS APLICADOS EM GEOTECNIA

Os métodos de análise probabilística permitem a avaliação da distribuição de probabilidade de certa variável dependente, onde são consideradas as distribuições estatísticas das variáveis independentes que a compõe. Segundo Assis *et al.* (2001), a estatística aplicada utiliza, mais frequentemente, três métodos probabilísticos: o Método de Monte Carlo, o Método FOSM (*First Order Second Moment Method*), e o Método dos Pontos de Estimativa (*Rosenblueth*). Contudo, a utilização dos métodos probabilísticos requer a existência de formulação de engenharia (matemática) da variável dependente a ser analisada. Em outras palavras, é necessária formulação matemática que relaciona indicador de falha com os dados de entrada, que são variáveis aleatórias. No caso de taludes, o fator de segurança é o indicador de falha e se encaixa neste quesito.

2.15. COMPARAÇÃO E ESCOLHA DOS MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Os métodos probabilísticos indicados anteriormente possuem diferentes requisitos e critérios de aplicação. A escolha de qual método adotar para a obtenção da probabilidade de falha e conseguinte realização de análise de risco depende do problema que está sendo analisado, da qualidade estatística dos dados de entrada, da qualidade estatística requerida para os dados de saída, do tempo e esforço computacional disponíveis. Na Tabela 2.4 apresenta-se um resumo das principais vantagens e desvantagens de cada método probabilístico apresentado.

Outro aspecto importante a ser considerado na escolha do método probabilístico, especialmente no caso de análise de estabilidade de taludes, são as limitações de cada método quanto ao mecanismo de ruptura calculado, conforme mostrado na Tabela 2.3. A partir da avaliação dos benefícios e limitações de cada método, considerando a facilidade de aplicação viabilizada pela suíte de softwares Geostudio, optou-se por utilizar o método de Monte Carlo.

Tabela 2.3 – Métodos probabilísticos e os mecanismos de ruptura calculados (Silva & Sousa, 2017).

MÉTODO	PARÂMETRO CALCULADO
Monte Carlo	Calcula o FS médio e os desvios.
FOSM	Calcula somente o FS médio.
Pontos de Estimativa (Rosenblueth)	Calcula o FS médio e os desvios.

Tabela 2.4 – Incertezas na estimação de propriedades do solo (modificado de Phoon & Kulhawy, 1999).

MÉTODO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Monte Carlo	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Solução pode ser exata; ✓ Obtém a distribuição de probabilidade. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Requer distribuições estatísticas dos dados; ✓ Requer esforço computacional elevado.
FOSM	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Rápido; ✓ Requer apenas a média e o desvio padrão dos dados; ✓ Obtém o peso de cada parâmetro na variância final. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Obtém somente a média e o desvio padrão; ✓ Mecanismo fixo.
Pontos de Estimativa (Rosenblueth)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Tempo adequado; ✓ Requer apenas a média e o desvio padrão dos dados. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Assume a distribuição de probabilidade.

2.16. MÉTODO DE MONTE CARLO

Se comparado aos demais métodos de estimativa de probabilidades de ruptura, o método de Monte Carlo é vantajoso no que se refere à obtenção de uma curva de convergência da probabilidade de falha, a permissão do uso de diferentes tipos de distribuições probabilísticas, além de proporcionar simulações com diferentes camadas de solo e correlações entre as variáveis envolvidas no processo (Apaza & Barros, 2014). Este modelo de cálculo assume cada parâmetro de influência no cálculo do FS como uma variável aleatória e com distribuição normal de frequência. Foi muito difundido com os avanços computacionais, já que implica no cálculo de inúmeras combinações de valores dos parâmetros de entrada, adotando um modelo de qualquer cálculo de estabilidade.

Segundo Montoya (2013), quando não se têm as distribuições das variáveis independentes, são assumidas distribuições normal ou log-normal, triangular ou até mesmo constante. A principal vantagem da metodologia de Monte Carlo é a obtenção completa da distribuição de probabilidade da variável dependente, sem a necessidade de ajuste de melhor

função probabilística, pois o número N de cálculos é consideravelmente grande. A desvantagem do método consiste na exigência considerável de tempo, grande esforço computacional e programas específicos.

Segundo Griffiths & Gordon (2007), o método Monte Carlo é um procedimento que visa simular processos estocásticos por meio da seleção aleatória de valores de entrada para um modelo de análise em proporção às suas respectivas funções de densidade probabilísticas. É uma técnica poderosa para problemas lineares ou não lineares, entretanto requer um grande número de simulações para gerar uma distribuição confiável como resposta.

Com o método de Monte Carlo, a partir das distribuições estatísticas das variáveis independentes, valores dessas variáveis são obtidos através de um gerador de números aleatórios, e os valores da variável dependente podem ser calculados. A partir de N repetições deste processo, a distribuição de probabilidade da variável dependente é obtida (Figura 2.13). Teoricamente, por ser um método assintótico, esta distribuição vai se estabilizar, proporcionando uma estatística exata. Cada tentativa é o resultado de um experimento com a probabilidade de sucesso R e a probabilidade de insucesso $1 - R$, sendo todas as tentativas independentes. Para N tentativas, onde N é amplo, pode ser usada a aproximação normal para a distribuição binomial com valor esperado de NR e desvio padrão de $NR(1 - R)$.

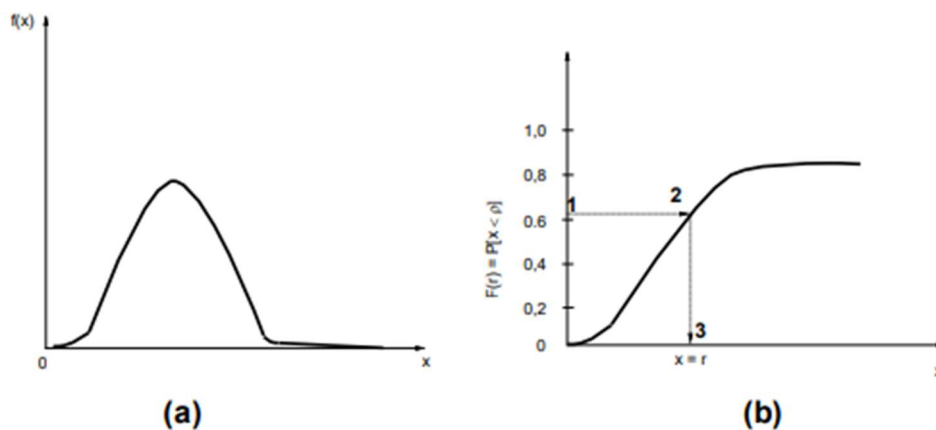


Figura 2.13 – Procedimento para obtenção de números aleatórios por uma distribuição probabilística (modificado de Mendes, 2017).

Repete-se o processo de sorteio N vezes para cada variável aleatória. Sendo que o sorteio ocorre dentro do intervalo definido da função de densidade de probabilidade e com a frequência de possibilidades definidas também por essa função. A variável dependente também é calculada N vezes, com os valores de cada sorteio, obtendo-se assim a média e o desvio padrão do

indicador de falha. Com a distribuição de probabilidade do indicador, é possível obter a probabilidade de falha.

No caso de estabilidade de taludes, o indicador de falha é o fator de segurança, e a probabilidade de falha será calculada simplesmente como a porcentagem de valores sorteados aleatoriamente que geraram $FS < 1$:

$$Pf = \frac{N^o(FS < 1)}{N} \quad (2.32)$$

De acordo com USACE (1999), as características do uso do método de Monte Carlo são:

- A estimativa da função de distribuição, permitindo uma estimativa dos valores de probabilidade mais precisa;
- É necessário conhecer a distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias;
- A precisão dos valores estimados é proporcional à raiz quadrada do número de iterações, logo se a precisão for dobrada, o número de iterações será o quádruplo.

O método de Monte Carlo é utilizado em alguns programas de análise de estabilidade de taludes. Entretanto, quando a probabilidade de falha é muito pequena, o número de simulações necessárias para obter um resultado preciso é tão grande que, exceto para problemas simples, é impraticável. Com o aumento da velocidade de processamento dos computadores, cada vez mais o método de Monte Carlo vem se tornando mais atrativo (Wu *et al.*, 1997).

O número de simulações de Monte Carlo varia de acordo com o nível de confiança que se deseja alcançar e é dado por:

$$N = \left(\frac{Z_{\alpha/2}^2}{4\alpha^2} \right)^n \quad (2.33)$$

onde,

N = número de simulações de Monte Carlo para certo nível de confiança;

$Z_{\alpha/2}$ = parâmetro de confiabilidade (número de desvios padrão) ;

α = tolerância (erro) admitida na aproximação de Monte Carlo;

n = número de variáveis aleatórias independentes que afetam a variável dependente.

Na Tabela 2.5 apresentam-se os parâmetros de confiabilidade para a distribuição normal.

Tabela 2.5 – Parâmetros de confiabilidade para a distribuição

NÍVEL DE CONFIANÇA (1- α) (%)	PARÂMETRO DE CONFIABILIDADE ($Z_{\alpha/2}$)
90	1,64
95	1,96
95,45	2,00
98	2,33
99	2,58
99,5	2,811
99,73	3,00
99,9	3,29
99,9	3,89
99,994	4,00

No caso de um talude hipotético, por exemplo, em uma análise que considera três variáveis aleatórias independentes que afetam o valor do fator de segurança, e admite-se um erro de 10%, isto é, um nível de confiança de 90%, possui parâmetro de confiabilidade ($Z_{\alpha/2}$) igual a 1,64. Neste caso, o número N de simulações de Monte Carlo pode ser estimado em:

$$N = \left(\frac{1,64^2}{4(0,1)^2} \right)^3 = 304\ 007 \text{ simulações} \quad (2.34)$$

Aumentando-se o nível de confiança para 95%, a quantidade de simulações de Monte Carlo será:

$$N = \left(\frac{1,96^2}{4(0,05)^2} \right)^3 = 56\ 693\ 913 \text{ simulações} \quad (2.35)$$

O exemplo acima torna notório o aumento do número de simulações necessárias para a simulação de Monte Carlo com o aumento do nível de confiança desejável. Vale ressaltar também que no caso acima foram consideradas somente três variáveis independentes. Para problemas com mais variáveis, o número de simulações cresce ainda mais. Isso indica que para casos de funções matemáticas complexas, o tempo computacional pode ser excessivamente grande ou até impraticável. Devido a este fator, a utilização deste método na prática tem sido feita considerando critérios alternativos de aceitação. Segundo Assis *et al.* (2001), a aceitação dos resultados do método de Monte Carlo pode ser feita de duas maneiras:

A primeira é a observação da evolução dos valores estatísticos (por exemplo: média, desvio padrão e probabilidade de falha) e da forma da distribuição de probabilidade com o aumento do número de simulações. Aceitando-se resultados que estabilizaram com o aumento do número de simulações.

A segunda é aplicada quando se tem conhecimento da probabilidade de falha esperada e quando o número mínimo N de simulações de Monte Carlo necessários para verificar tal probabilidade é excessivamente grande. Quando isso não for possível, deve-se fazer o maior número de simulações possíveis e calcular os valores da média e desvio padrão. Então, considerando o histograma de frequência da variável dependente, buscar a melhor função de distribuição probabilística que se ajuste ao histograma e calcular a probabilidade de falha. Uma síntese disso pode ser vista na Figura 2.14, onde Apaza & Barros (2014) mostraram convergência de probabilidade de falha com aumento do número de iterações de Monte Carlo para um caso particular estudo na publicação dos autores.



Figura 2.14 – Gráfico de convergência de probabilidade (Apaza & Barros, 2014)

3. METODOLOGIA

Este capítulo destina-se a apresentar a exemplificação do que foi adotado em cada etapa de iteração, assim também como cada consideração realizada nas etapas de cálculo. Um breve esquema do que foi realizado está presente na Figura 3.1.

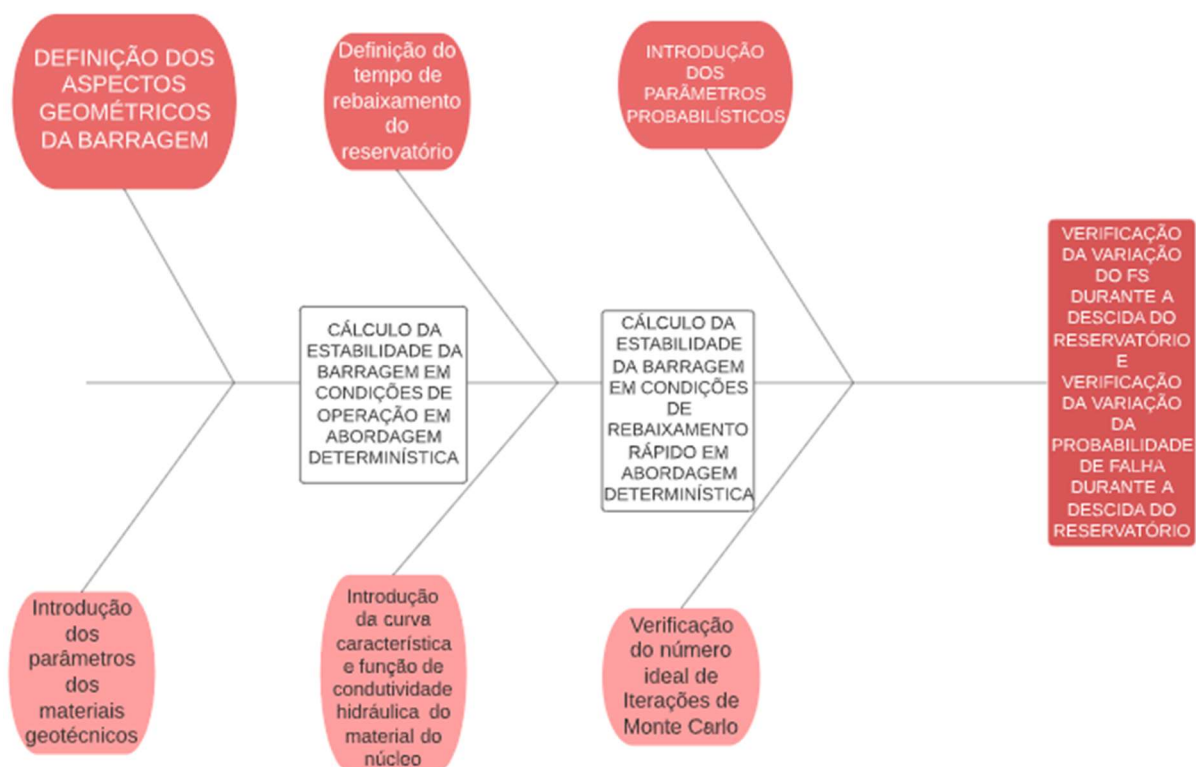


Figura 3.1 – Esquema da metodologia adotada

3.1. CONTEXTO GERAL

Para todos os estudos desenvolvidos na presente dissertação, escolheu-se um modelo hipotético de barragem de terra e enrocamento. Tal escolha se deu em decorrência da frequência de uso desse tipo de barramento no Brasil. Para esse barramento, foram obtidas as redes de fluxo para conhecer a linha piezométrica assim como para entender como se apresentava o fluxo permanente na barragem. A partir dessa condição de regime permanente, foi realizada a análise de estabilidade da barragem para a fase de operação.

Posteriormente, com base nesse regime permanente inicial, procedeu-se à variação da cota do reservatório. Essa redução na cota foi realizada em um tempo de dez dias. Essa escolha

se deve por razões diversas, como: vazão do vertedouro teórico, vazão da comporta de fundo, vazão permitida ao se deixar passar a água pelo orifício das turbinas ou ainda pela detonação de um dique de sacrifício.

Vale ressaltar que em casos reais há uma cota mínima para o funcionamento do rio/reservatório. Essa cota foi adotada em 2 m. Essa é uma cota bem inferior à cota do reservatório no nível máximo de operação (maximorum) que é de 40 m.

Para haver comparação entre a análise determinística e a análise probabilística, foram realizadas ambas as análises durante o tempo de rebaixamento.

3.2. A BARRAGEM ESTUDADA

A barragem estudada foi definida com base em estudos teóricos de literatura das barragens do Brasil, assim como os parâmetros geotécnicos adotados. Dentre os quais presentes de Cruz (2017). Apresenta-se a geometria adotada na Figura 3.2.

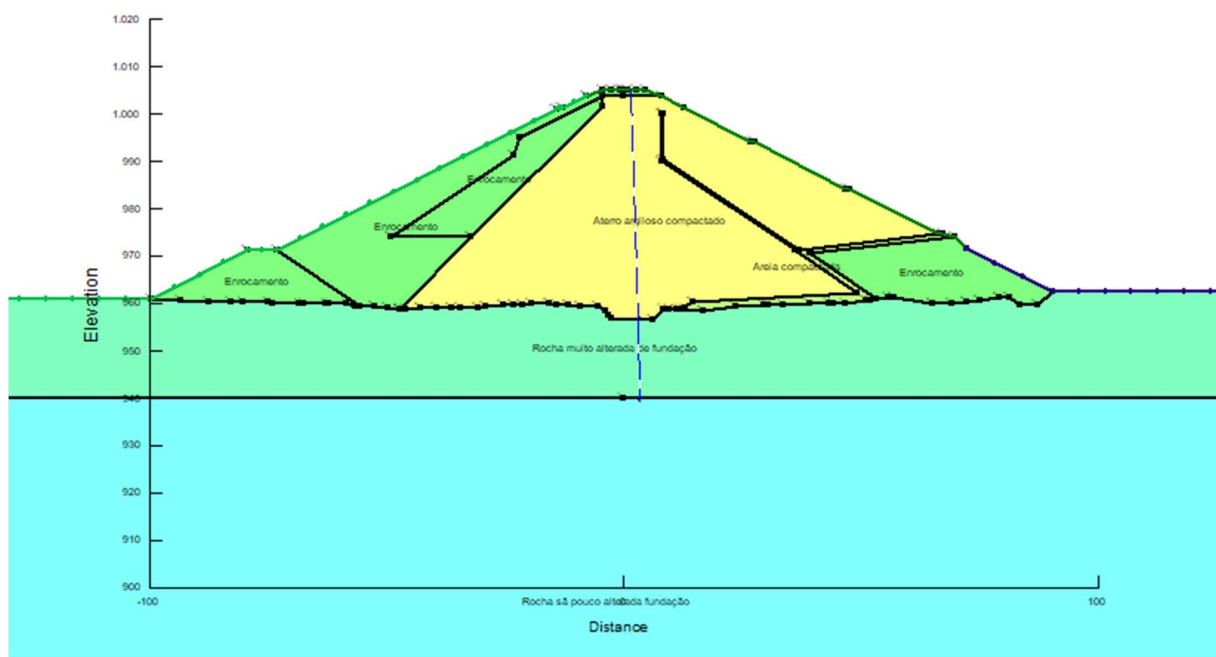


Figura 3.2 – Geometria da barragem estudada.

A barragem é composta por 3 diferentes materiais (Figura 3.2). Os valores dos parâmetros de resistência são apresentados, saturados, abaixo:

- Enrocamento: em verde, com peso específico de 20 kN/m^3 , coesão 1 kPa , ângulo de atrito 40°
- Argila: em amarelo, com peso específico $18,5 \text{ kN/m}^3$, coesão 50 kPa , ângulo de atrito 25° ;
- Areia compacta na região de filtro: em verde claro, com peso específico 18 kN/m^3 ; coesão 0 kPa ; ângulo de atrito 30° ;

A Fundação se divide em duas camadas:

- Rocha muito fraturada: com peso específico 22 kN/m^3 ; coesão 50 kPa ; ângulo de atrito 35° ;
- Rocha pouco fraturada: com peso específico 26 kN/m^3 ; coesão 200 kPa ; ângulo de atrito 45° .

A barragem possui altura de 40 m , possuindo uma borda livre de 5 m . A fundação termina na cota de 960 m acima do nível do mar. A Figura 3.2 ainda demonstra que, até alcançar a rocha são pouco fraturada, existe uma cama de 20 m de extensão de uma rocha muito fraturada.

3.2.1. ANÁLISE DO FLUXO NO INTERIOR DA BARRAGEM

Para definição das redes de fluxo foram arbitrados alguns valores de parâmetros geotécnicos a partir da literatura e do conhecimento dos autores. Os valores do coeficiente de permeabilidade saturada adotados para cada camada estão indicados a seguir. Vale lembrar que não foi adotada qualquer anisotropia a fim de facilitar nos modelos de cálculos e obtenção dos parâmetros existentes. Uma vez que a pesquisa retrata uma análise exploratório e com intuito de demonstrar a comparação entre a probabilidade de falha e o FS determinístico.

- Areia compacta: $k = 1 \text{ m/s}$;
- Enrocamento: $k = 10 \text{ m/s}$;
- Rocha muito fraturada: $k = 0,5 \text{ m/s}$;
- Rocha pouco fraturada: $k = 0,005 \text{ m/s}$;
- Argila do núcleo: análise não saturada

Para a condição não saturada, considerou-se que o coeficiente de permeabilidade variável com o teor de umidade volumétrica. A curva de retenção de água no solo e a função de condutividade hidráulica não saturada para o núcleo do barramento estudado são apresentadas nas Figura 3.3 e Figura 3.4.

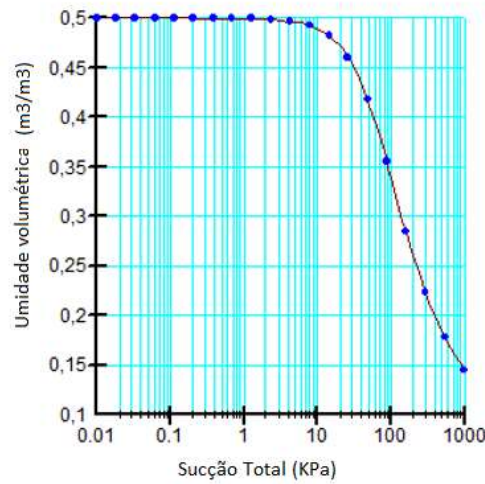


Figura 3.3 – Curva de retenção de água no solo do núcleo do barramento estudado.

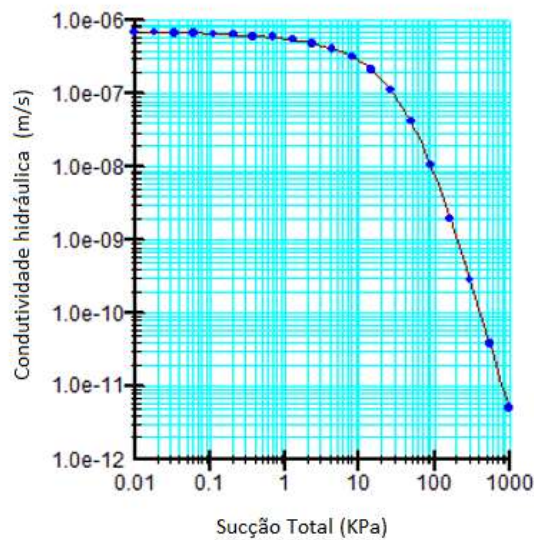


Figura 3.4 – Função de condutividade hidráulica não saturada do material do núcleo do barramento estudado.

Os dados geotécnicos utilizados para obtenção da função de condutividade hidráulica e curva de retenção estão resumidos na Tabela 3.1. Para obtenção da curva de retenção se traçou uma aproximação matemática entre os pontos de entrada conhecidos.

Tabela 3.1 – Resumo dos parâmetros e conceitos utilizados para a definição da curva de retenção e função de condutividade hidráulica

Sucção mínima 0,01 kPa
Sucção máxima 1.000 kPa
Intervalo definido em 20 pontos de umidade volumétrica x sucção
Mv= 0,0001 kPa
Umidade volumétrica saturada: 0,5 m ³ /m ³
Curva Característica: Van Genuchten (1980)
Umidade Volumétrica Residual: 0,05 m ³ /m ³
Condutividade hidráulica saturada: 7·10 ⁻⁷ m/s

É importante perceber que esse processo de análise não saturada, em que o núcleo tem um material que varia sua permeabilidade com a umidade, é fundamental para a análise de rebaixamento rápido. Isso se deve ao fato de que a rápida velocidade de descida do reservatório faz com que os materiais mais granulares saturem e sequem com tempo irrelevante para que isso afete o nível piezométrico no núcleo. Um resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados está resumido na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resumo dos parâmetros utilizados na metodologia

Material	Peso específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Permeabilidade saturada (m/s)
Areia compacta	18	0	30	1
Enrocamento	20	1	40	10
Rocha muito fraturada	22	50	35	0,5
Rocha pouco fraturada	26	200	45	0,005
Argila do núcleo	18,5	50	25	7·10 ⁻⁷

Vale se ressaltar ainda que na crista do barramento existe tráfego de pessoas e veículos, e assim, após a obtenção desses dados, aplicou-se as cargas pontuais e as linhas de tensão. Esses valores inseridos podem ser vistos na Figura 3.5.

Dados de Entrada das Cargas Pontuais			
X (m)	Y (m)	Magnitude (kN)	Direction (°)
-2,7	1.005,05	53,75	90
-0,9	1.005,05	53,75	90
0,9	1.005,05	53,75	90
2,7	1.005,05	53,75	90
---	---	0	0

Dados de Entrada das Linhas de Tensão	
X (m)	Y (m)
-25	995,2
24	995,2
---	---

Figura 3.5 - Aplicação e valores de cargas pontuais e as linhas de tensão

3.2.2. ANÁLISE DO REBAIXAMENTO RÁPIDO

Após a linha freática estar estabelecida no fluxo permanente a partir dos parâmetros adotados, foi analisada a variação do nível piezométrico e o grau de saturação do núcleo argiloso com a descida do reservatório a montante do barramento.

Como referido anteriormente, a velocidade desse rebaixamento em uma barragem depende de diversos fatores como: vazão máxima do vertedouro, vazão pelas turbinas, vazão das comportas de fundo, ou ainda existência de diques de sacrifício.

Para a barragem estudada, adotou-se, como base em uma vazão aproximada das estruturas hidráulicas existentes, que o tempo mais rápido possível para o rebaixamento do reservatório seria em dez dias. O rebaixamento foi realizado da cota máxima do reservatório: 1000,4 m até a cota mínima de 970,0 m. Ou seja, um rebaixamento de 30 m. Assim, o reservatório passaria de uma profundidade de 40 m para 10 m, ou seja, 3 metros por dia.

Na Figura 3.6 é apresentado a função criada para a simulação do rebaixamento rápido. A vazão de saída foi considerada constante durante o rebaixamento como pode ser visto. Em estudos práticos esse valor varia no tempo, com a variação da carga hidráulica, ou mesmo do perfil e tamanho do vale onde o barramento está encaixado.

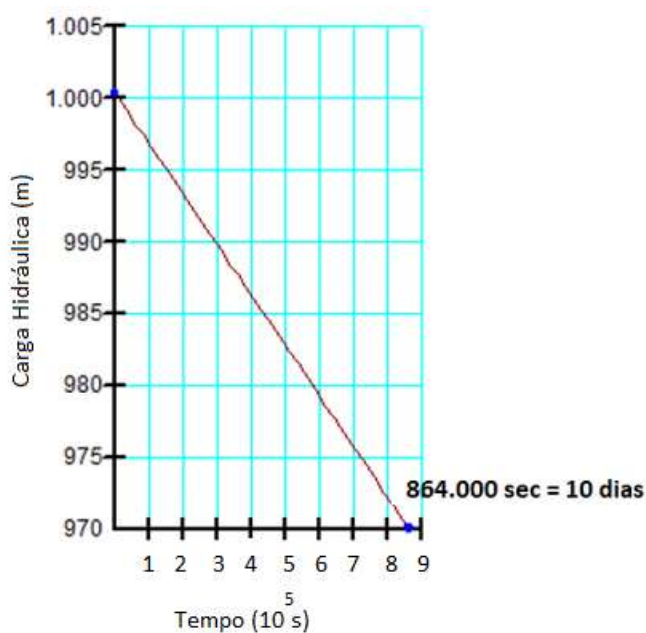


Figura 3.6 – Função para simulação do rebaixamento do reservatório.

3.3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM

Para todas as análises de estabilidade dos taludes, tanto de montante quanto de jusante, foi utilizada a metodologia de Morgenstern-Price com a escolha de fatias partindo de uma grelha especificada e com o raio determinado. Nas Figuras 3.7 e 3.8 são apresentadas como foi realizada essa escolha.

Configurações da análise:

- Analysis Type: Morgenstern-Price
- Settings: Settings | Slip Surface | F of S Distribution | Advanced
- Direction of movement:
 - Left to right
 - Right to left
 - Use passive mode
- Slip Surface Option:
 - Entry and Exit
 - Specify radius tangent lines
 - Grid and Radius
 - No. of critical slip surfaces to store: 100
 - Optimize critical slip surface location
 - Optimization Settings...
 - Block Specified
 - Do not cross block slip surface lines
 - Fully Specified
 - Critical Slip Surfaces from:
- Tension Crack Option:
 - No tension crack
 - Tension crack angle: 0°
 - Tension crack line
 - Water in Tension Crack:
 - Filled with water (0 to 1): 1
 - Unit weight of water: 9,807 kN/m³

Figura 3.7 – Definição do tipo de análise utilizada no cálculo da estabilidade.

Analysis Type: Morgenstern-Price

Settings | Slip Surface | F of S Distribution | Advanced

Geometry Settings:

Minimum slip surface depth: 5 m

Number of slices: 30

Factor of Safety Convergence Settings:

Maximum number of iterations: 100

Tolerable difference in F of S: 0,001

Solution Settings:

Search method: Linear Search

Must Obtain F of S at Lambda: 0,2

Lambda Values

Figura 3.8 – Definição das características geométricas da grelha utilizada na análise de estabilidade.

É importante salientar que na Figura 3.8, a profundidade mínima do círculo de ruptura é 5 m pois o material de superfície é o enrocamento. Como o critério de ruptura realizado foi o de Morh-Coulomb, na superfície haveria resistência cisalhante nula, devido à baixa tensão friccional associada a pouca tensão normal com profundidades pequenas de solo.

Na Figura 3.9 apresenta-se como foram utilizadas as grelhas e as profundidades dos raios dos círculos de ruptura avaliados.

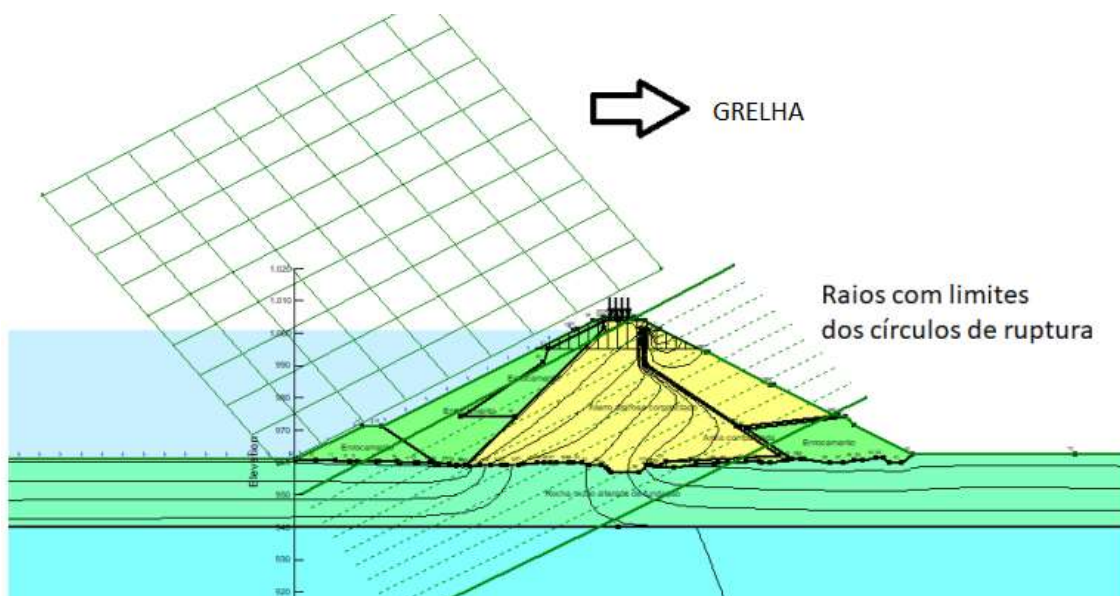


Figura 3.9 – Grelha utilizada na análise de estabilidade.

3.3.1. ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Para avaliação probabilística da estabilidade do talude de montante da barragem estudada, utilizou-se o Método de Sorteio de Monte Carlo. Foram feitas 100.000 iterações até a estabilização do valor de probabilidade de falha. O parâmetro sorteado foi apenas o ângulo de atrito, uma vez que o material que confere estabilidade ao barramento é o enrocamento e a sua coesão é mínima.

Como o rebaixamento da cota máxima até a cota mínima se dava em dez dias, foram realizados testes da influência da descida do reservatório no fator de segurança. Após essa análise, aplicou-se a análise probabilística em quatro diferentes tempos da descida do reservatório.

São eles: reservatório cheio, cota mínima e duas alturas intermediárias. Assim há cobertura dos possíveis pontos de ruptura inclusos nas análises.

3.3.2. TRUNCAMENTO REALIZADO

Com essa proposta, a fim de se obter a maior probabilidade de falha possível, o que se fez foi permitir que fossem sorteados quaisquer valores dos parâmetros que fossem distantes da média mais 5 desvios padrão. Todavia, foram permitidos somente valores positivos, uma vez que, nesse contexto, não há sentido físico para valores negativos de ângulo de atrito.

Assim, na Figura 3.10 apresenta-se o intervalo dos valores admitidos na faixa de sorteio de Monte Carlo para os ângulos de atrito. Como já indicado, como a ruptura ocorre, neste caso, pelo material com coesão de baixo valor, foram somente sorteados valores de ângulo de atrito.

A Figura 3.11 apresenta a função de densidade de probabilidade para o intervalo de valores admitidos na Figura 3.10. Para um ângulo de atrito médio de 40 graus, adotando um coeficiente de variação conservador de 20%, o desvio padrão foi estimado em 8 graus. Na prática de engenharia, adota-se truncamentos para que os desvios permitam sorteios dentro de uma faixa representativa dos materiais estudados. Todavia, a intenção do presente trabalho é permitir valores em todos os ramos da distribuição normal.

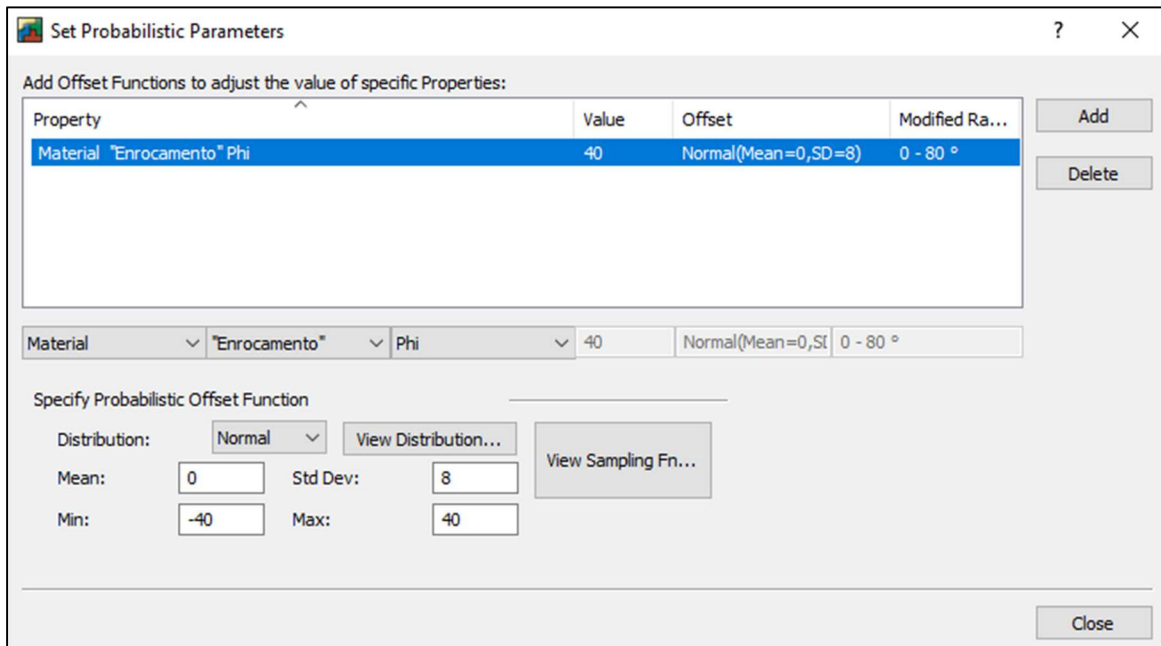


Figura 3.10 – Intervalo dos valores sorteados de ângulo de atrito.



Figura 3.11 – Função de densidade de probabilidade para o offset do ângulo de atrito nas análises realizadas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esta seção apresenta as análises dos resultados obtidos para as análises probabilísticas e determinísticas da barragem estudada. Os gráficos demonstram a evolução dos valores dos fatores de segurança médios, desvios padrão do FS e probabilidades de falha com o aumento do número de simulações de Monte Carlo. Além dos dados probabilísticos, este capítulo também apresenta o comportamento do fluxo no interior do barramento, na fase de operação e durante o rebaixamento rápido e aspectos de segurança da barragem.

4.1. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

Nesse contexto, na Figura 4.1 apresenta-se como o fluxo se desenvolve na barragem em regime permanente de operação, ou seja, considerando que o reservatório se mantém ininterruptamente na cota máxima do reservatório, nível maximorum. A Figura 4.1 também apresenta como as poropressões vão se desenvolvendo dentro do barramento já considerando a carga de água do reservatório.

A Figura 4.2 representa um aumento de escala da Figura 4.1. Pode-se observar pela Figura 4.2 a vazão que atravessa o barramento pelo núcleo: $1,48 \cdot 10^{-5}$ m³/s/m e a vazão que atravessa a fundação: $1,79 \cdot 10^{-3}$ m³/s/m. Essa vazão existe, pois a impermeabilização não é total. Tanto o solo do núcleo quanto o solo da fundação apresentam coeficientes de permeabilidades para a condição saturada, mesmo que em valores pequenos. É importante perceber que as vazões calculadas são dadas em metros quadrados por segundo porque a análise de percolação no software utilizado foi conduzida considerando apenas duas dimensões. Assim, para se obter a vazão real que percola pelo barramento é preciso somar os valores que passam pelo núcleo com os valores que passam pela fundação e multiplicar pela extensão da barragem.

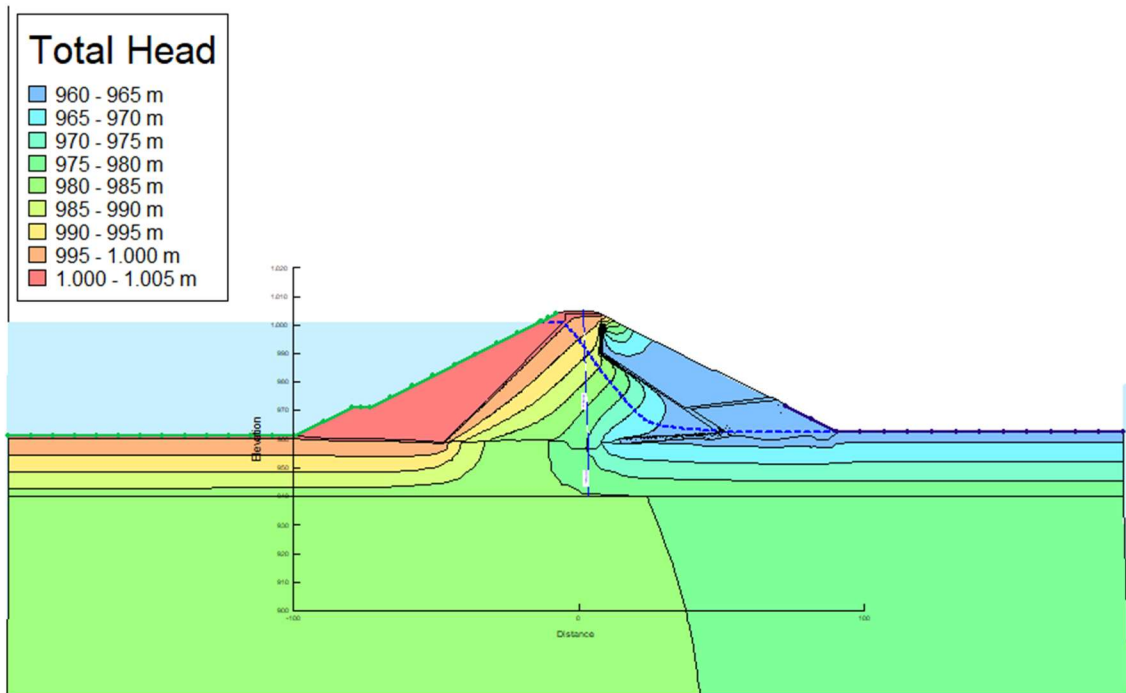


Figura 4.1 – Regime permanente da barragem em operação.

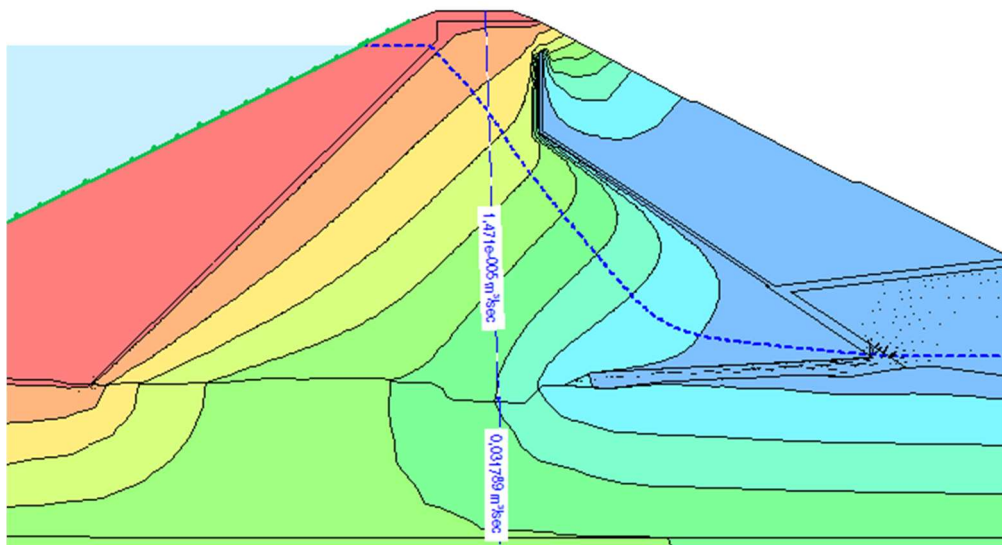


Figura 4.2 – Vazão que passa pela fundação e pelo núcleo da barragem em operação.

Na Figura 4.3 apresenta-se a análise de estabilidade da barragem para o reservatório na cota máxima, ou seja, considerando que a barragem opera no nível maximorum. Claramente, na fase de operação da barragem, o talude crítico é o de jusante, todavia, a estabilidade analisada está focada no talude de montante para comparar os valores de fator de segurança do reservatório cheio com os valores de fator de segurança do rebaixamento rápido.

Analisando o fator de segurança determinístico do talude de montante pode-se perceber que o barramento está estável, uma vez que as legislações especificam que esse valor precisa ser maior que 1,5, e o valor calculado é maior que 1,8.

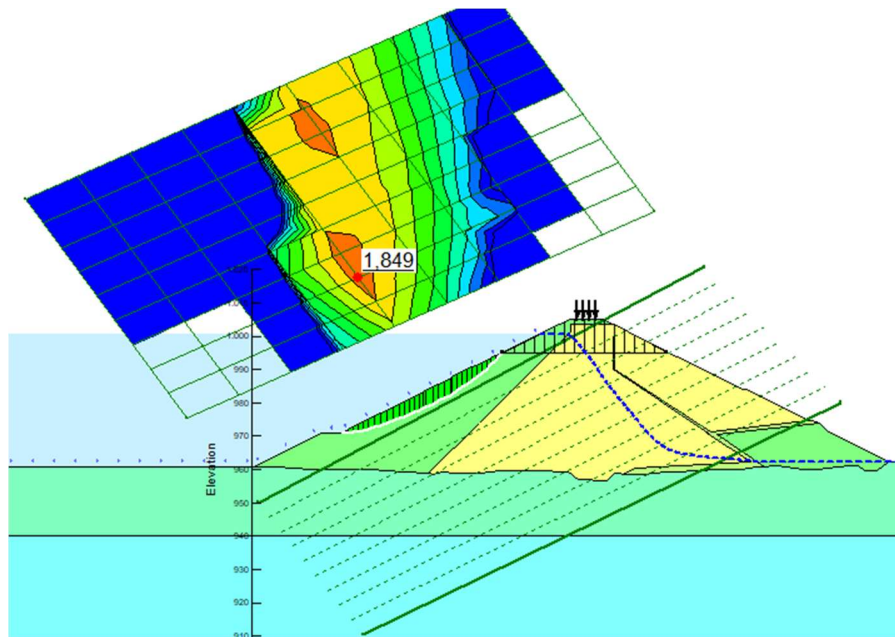


Figura 4.3 – Fator de segurança do talude de montante da barragem em operação.

Nas Figuras de 4.4 até 4.14, são apresentados o nível do reservatório durante a descida do nível d'água e assim a alteração do fluxo no interior da barragem durante o rebaixamento da cota da represa.

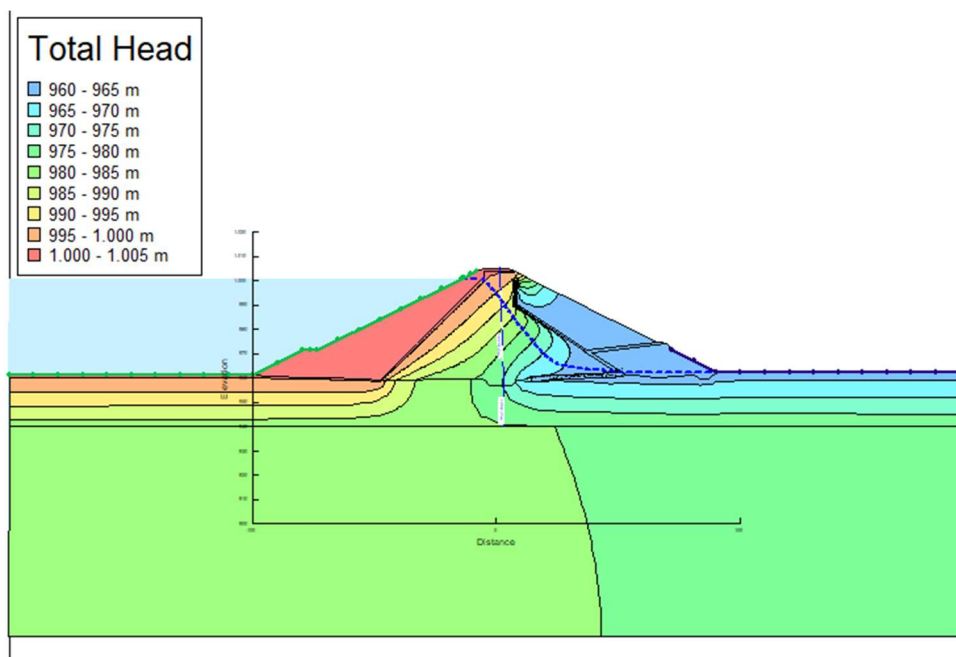


Figura 4.4 – Fator de segurança do talude de montante da barragem em operação.

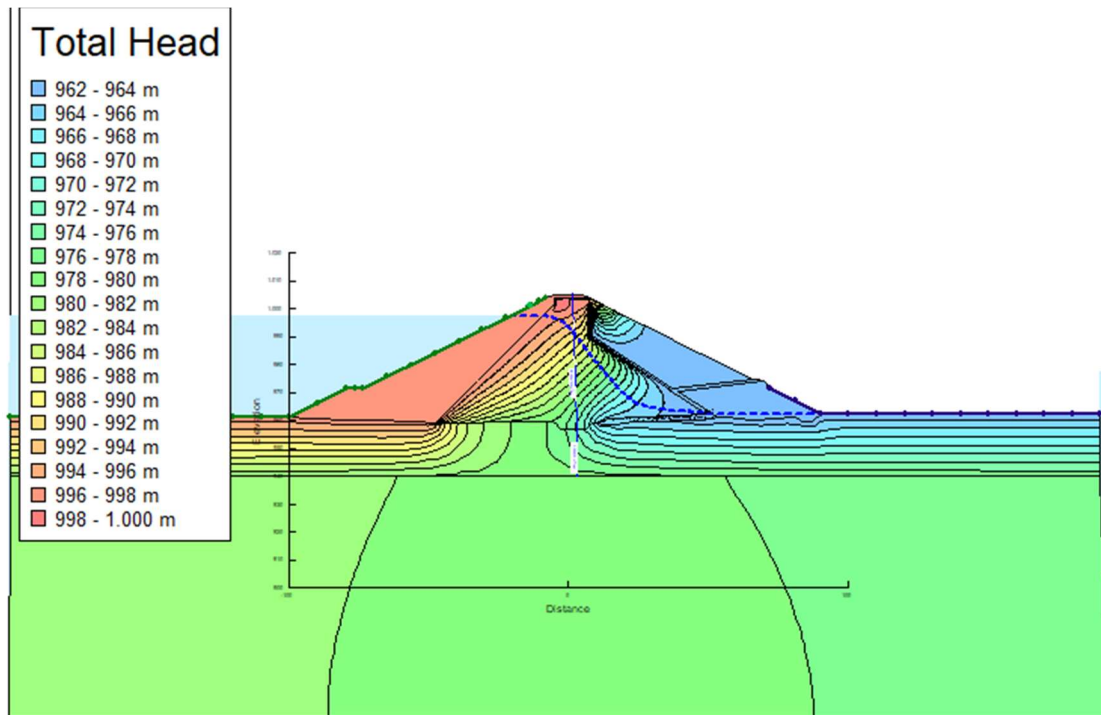


Figura 4.5 – Linhas de poropressão após um dia de rebaixamento.

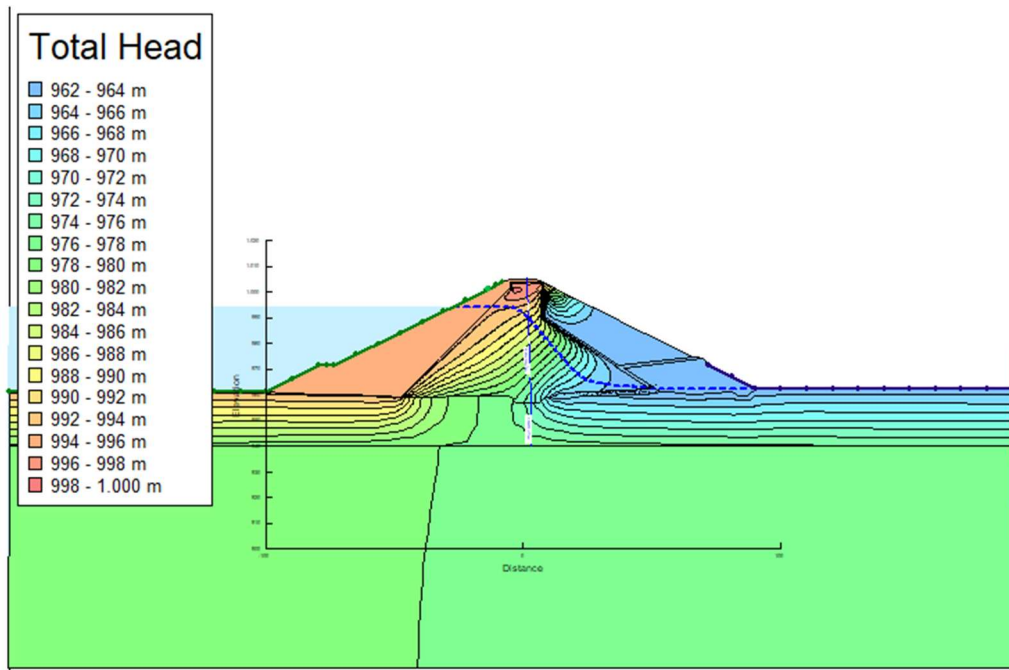


Figura 4.6 – Linhas de poropressão após dois dias de rebaixamento.

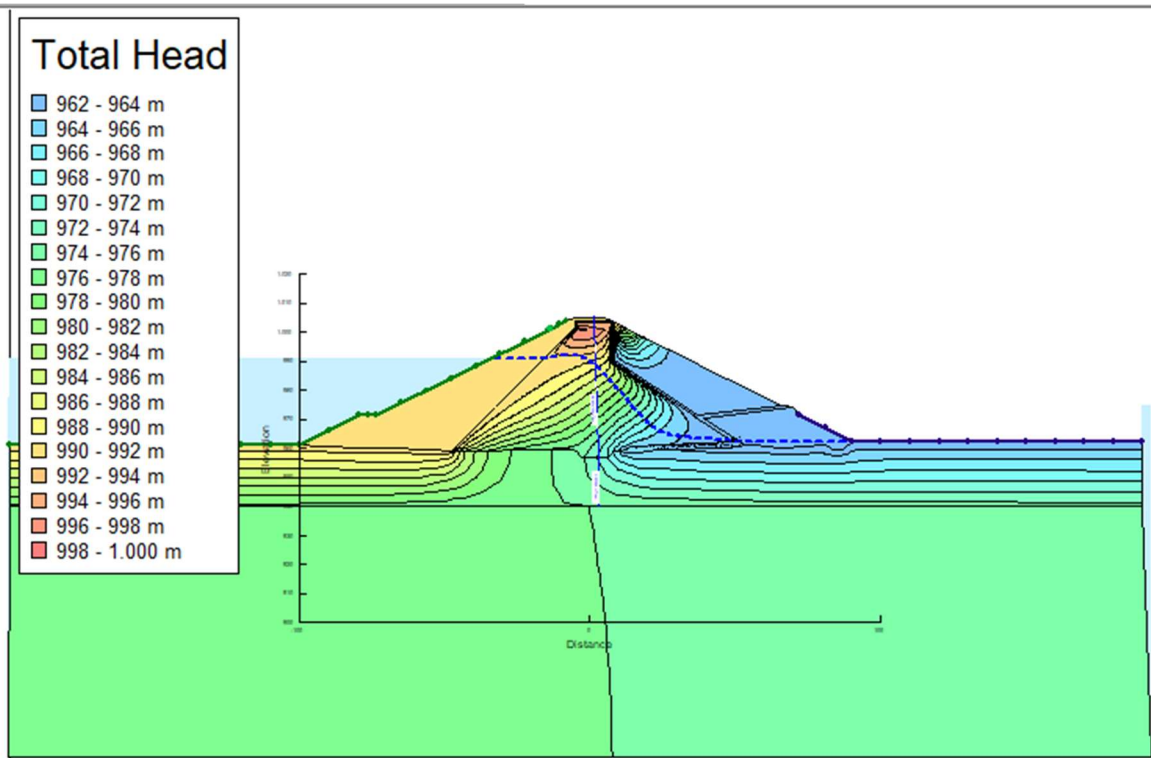


Figura 4.7 – Linhas de poropressão após três dias de rebaixamento.

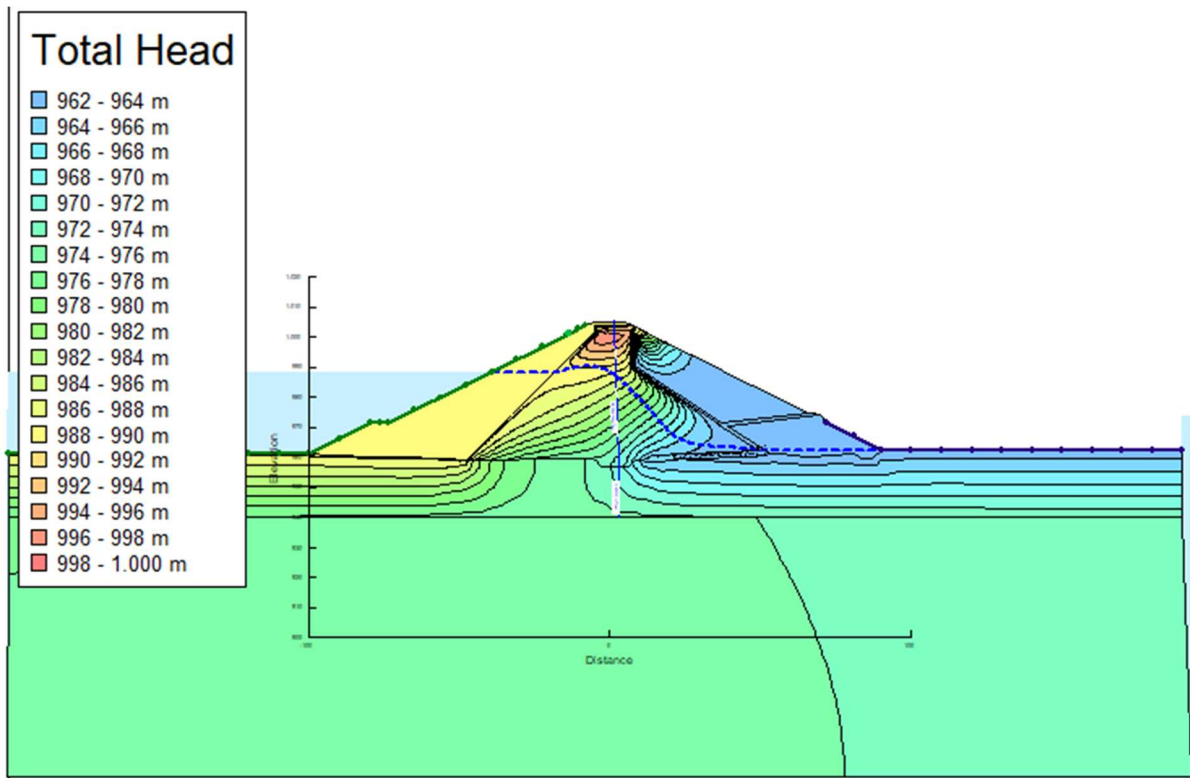


Figura 4.8 – Linhas de poropressão após quatro dias de rebaixamento.

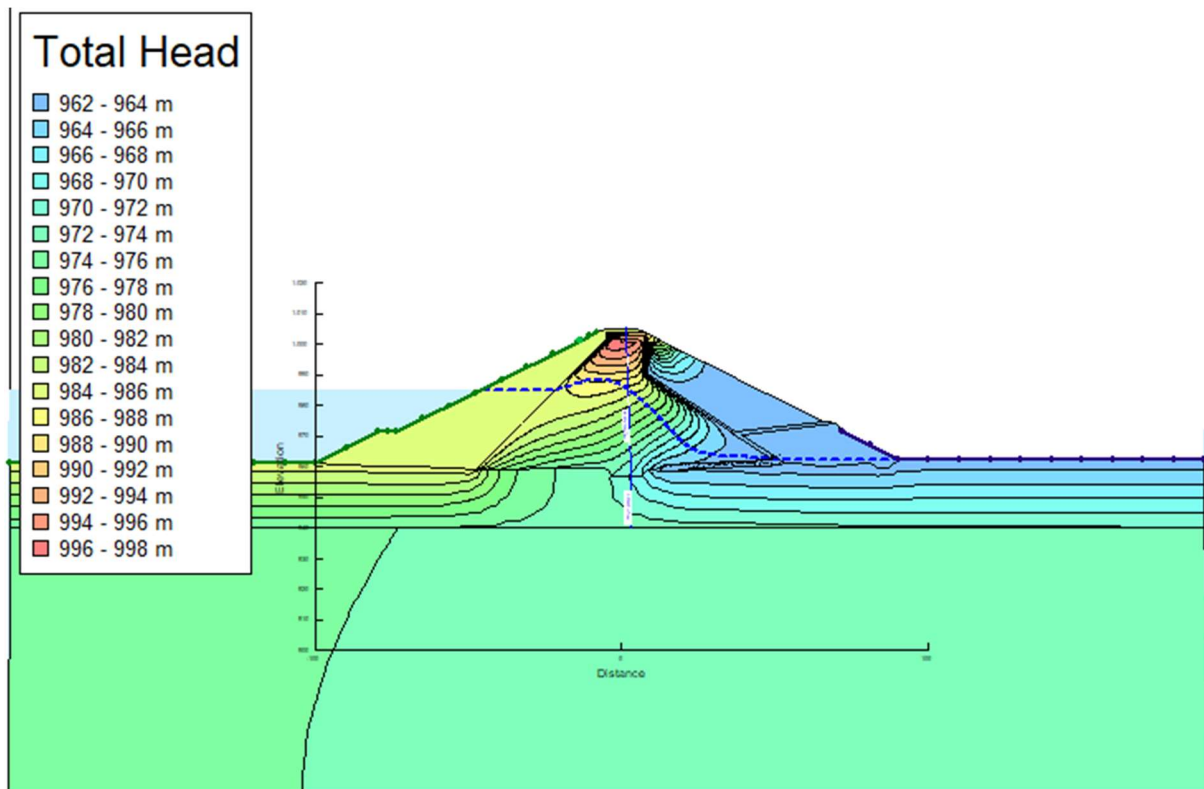


Figura 4.9 – Linhas de poropressão após cinco dias de rebaixamento.

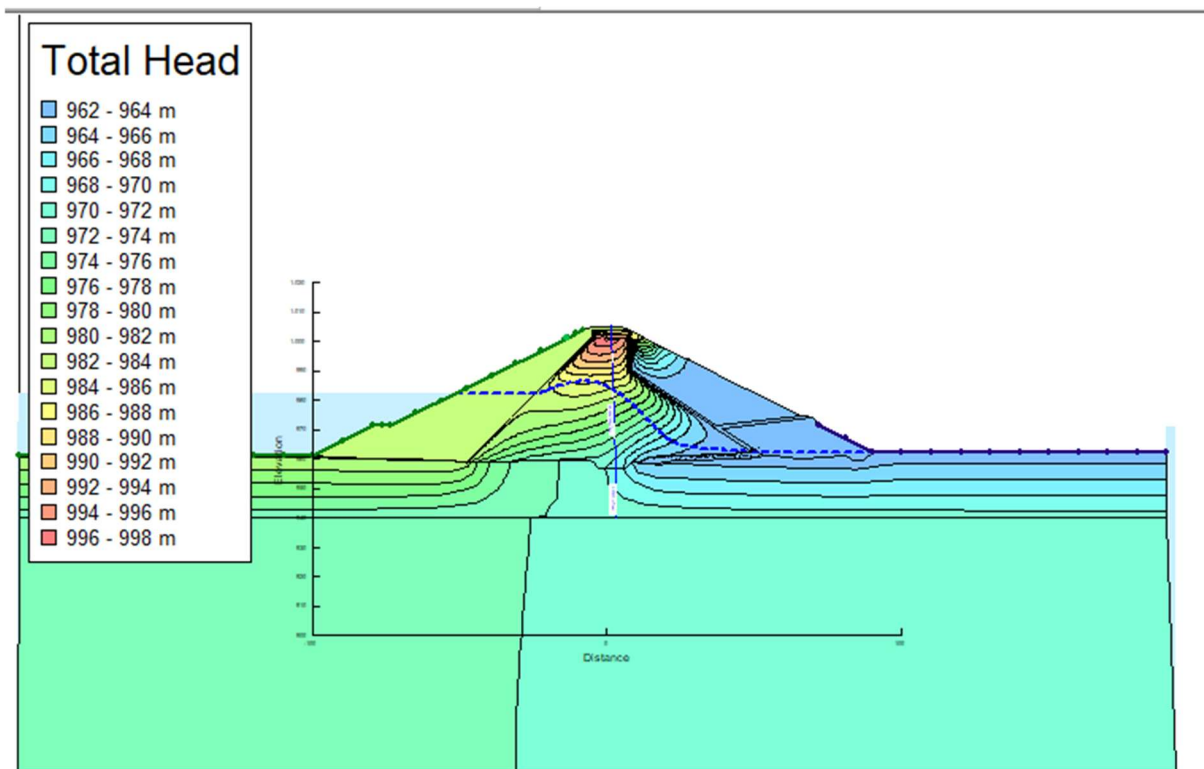


Figura 4.10 – Linhas de poropressão após seis dias de rebaixamento.

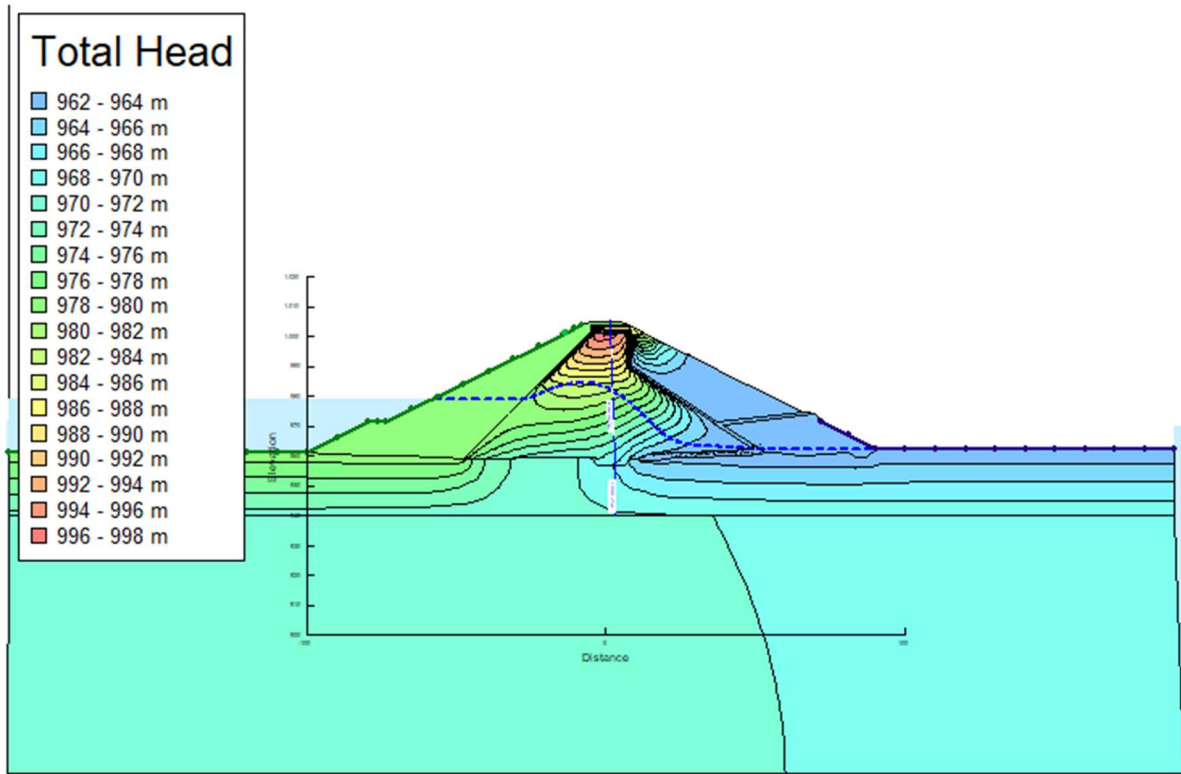


Figura 4.11 – Linhas de poropressão após sete dias de rebaixamento.

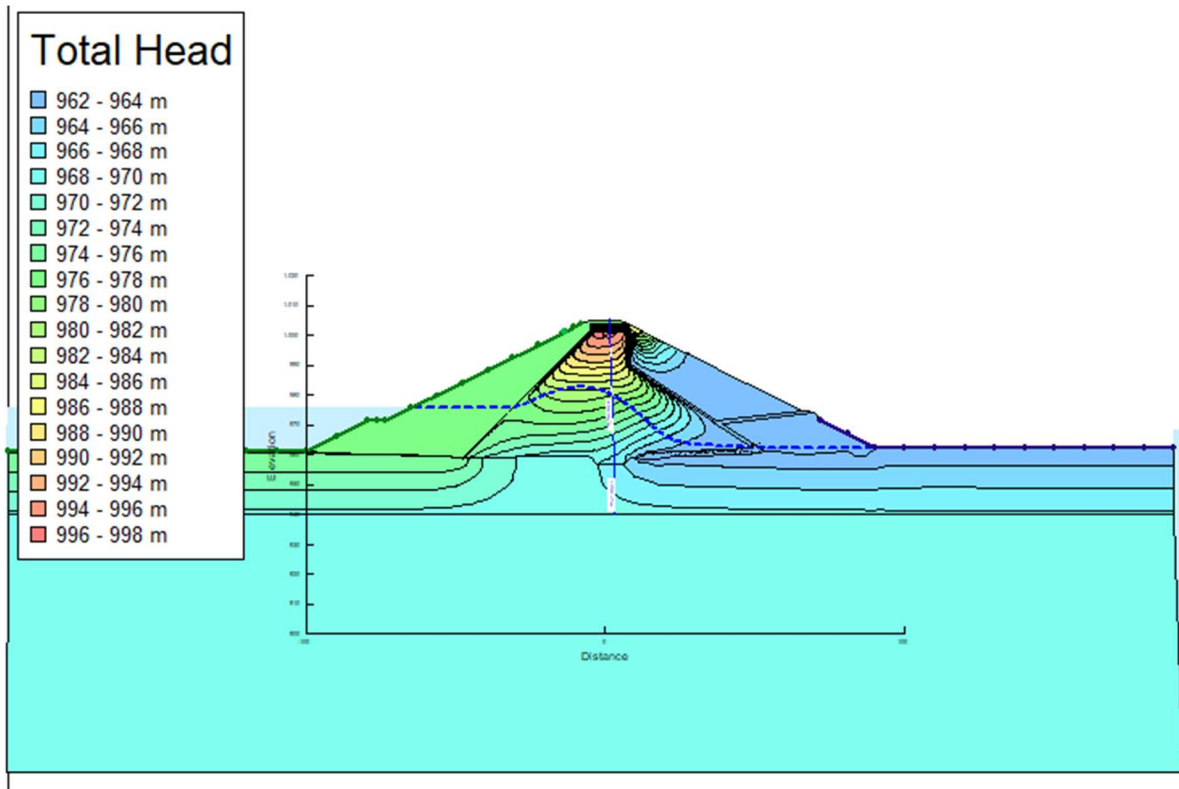


Figura 4.12 – Linhas de poropressão após oito dias de rebaixamento.

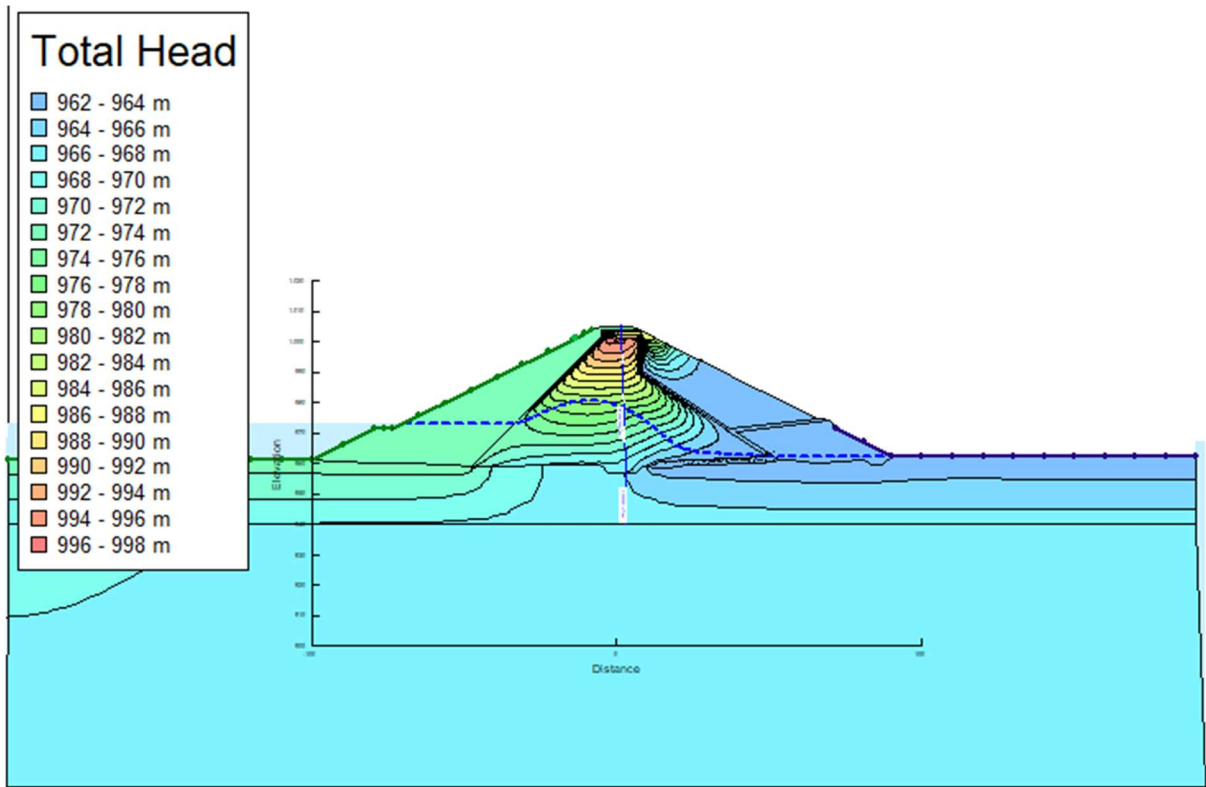


Figura 4.13 – Linhas de poropressão após nove dias de rebaixamento.

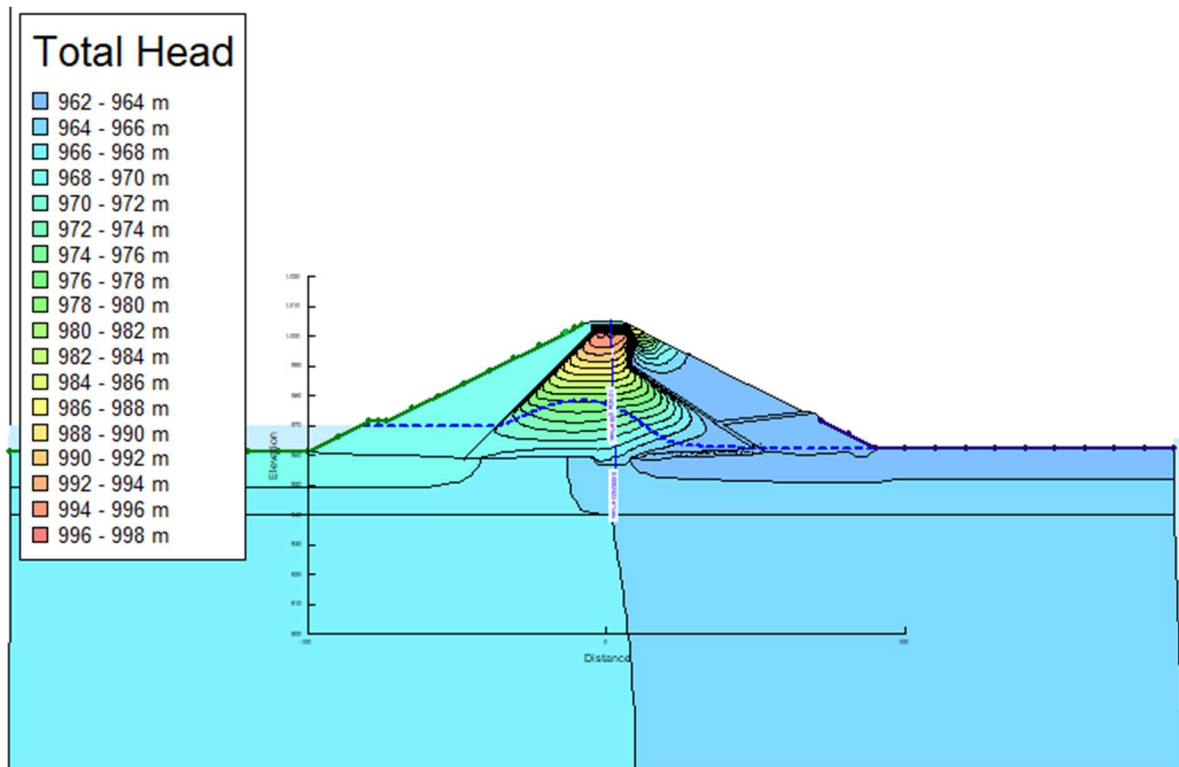


Figura 4.14 – Linhas de poropressão após dez dias de rebaixamento.

Nas análises das Figuras de 4.4 até 4.14 é percebido que a linha piezométrica no núcleo do barramento não abaixa na mesma velocidade que no reservatório, pois o material que compõe o núcleo é um solo de baixa permeabilidade e, assim, a dissipação da poropressão ocorre lentamente no tempo. Esse fenômeno é o que torna o rebaixamento do reservatório perigoso, pois há a redução de uma condição estabilizante (a carga de água do reservatório), enquanto passa a existir uma condição desestabilizadora (a poropressão no material que compõe a barragem não decresce tão rapidamente).

A barragem analisada é uma barragem mista: enrocamento com núcleo de terra. Como o enrocamento apresenta permeabilidades altas, a velocidade com que o reservatório é rebaixado não é fato que impeça a dissipação de poropressão desse material. Já o material de núcleo do barramento, argila, não dissipa a poropressão de maneira rápida, pois apresenta baixa permeabilidade.

Caso a barragem analisada fosse homogênea e de material inteiramente de baixa permeabilidade, o problema do rebaixamento rápido seria ainda mais preocupante, pois a distância do centro do material que acumula poropressão até a fronteira de dissipação seria ainda maior, e a condição seria ainda mais crítica. Nesse caso, o barramento estaria mais susceptível ao rompimento enquanto o reservatório estivesse sendo esvaziado.

Outro fator a se perceber é o fato de a velocidade de descida do reservatório ser inteiramente relacionada à estabilidade do barramento. Isso acontece, pois, a diferença da velocidade de descida do reservatório e a velocidade de dissipação da poropressão no material de núcleo acarretam uma maior diferença da cota máxima da linha piezométrica e da cota do reservatório. Assim, quanto maior essa diferença, menos estável é a condição do barramento.

4.2. VERIFICAÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES DE MONTE CARLO PARA APLICAÇÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Esta seção apresenta os resultados das análises probabilísticas para os taludes de montante para verificação da influência do número de sorteios de Monte Carlo até a estabilização dos valores médios. Os gráficos demonstram a evolução dos valores dos fatores de segurança médios, desvios padrão do FS e probabilidades de falha com o aumento do número de simulações de Monte Carlo (Figura 4.15). Resultado muito importante para avaliação de

número de iterações adequadas até a convergência do método de Monte Carlo para o caso estudado.

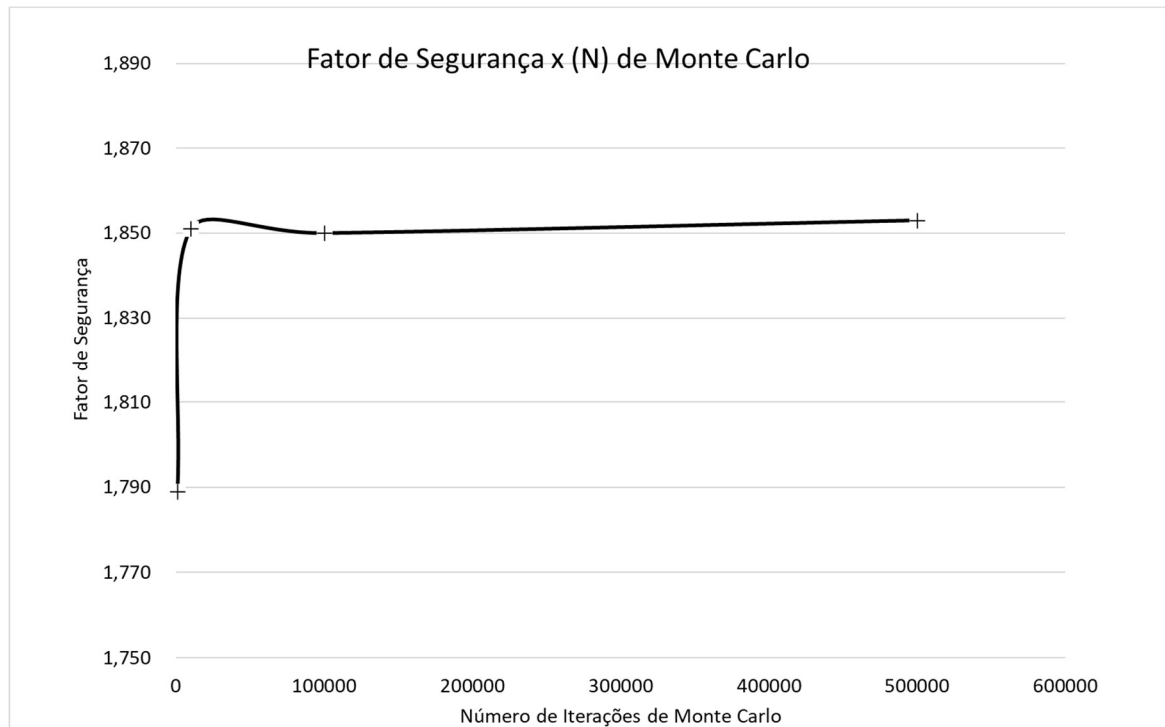


Figura 4.15 – Fator de segurança versus simulações de Monte Carlo.

Com a Figura 4.15 pode se perceber que os valores de Fator de Segurança se estabilizam, para o caso estudado em 100.000 simulações. Ou seja, realizando-se a partir de 100.000 sorteios de Monte Carlo, os valores de FS obtidos podem ser definidos como constantes em nível de projeto.

É possível observar, de mesmo modo na Figura 4.16 que os valores dos desvios padrão de FS obtidos foram similares com pouca oscilação inicial e convergência a partir de 100.000 simulações. A probabilidade de falha permaneceu na mesma ordem de grandeza, como pode ser visto na Figura 4.17, para essas condições e desta forma foi possível realizar as avaliações com esse número de sorteios.

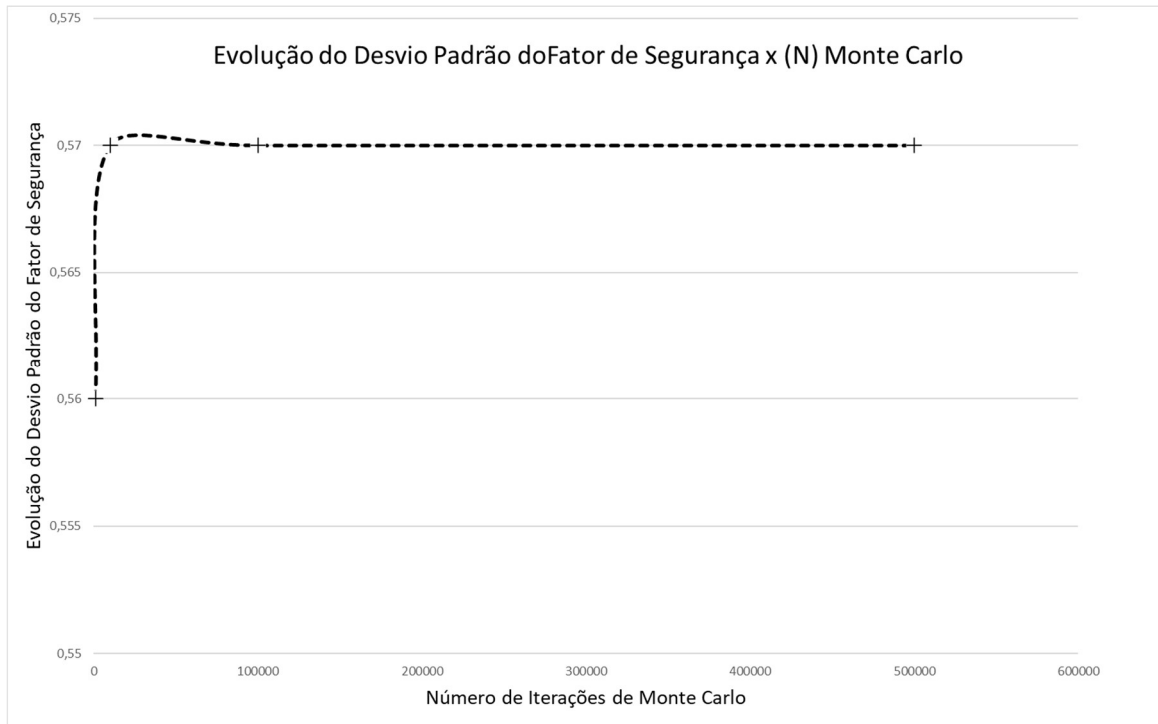


Figura 4.16 – Desvio padrão do FS versus simulações de Monte Carlo.

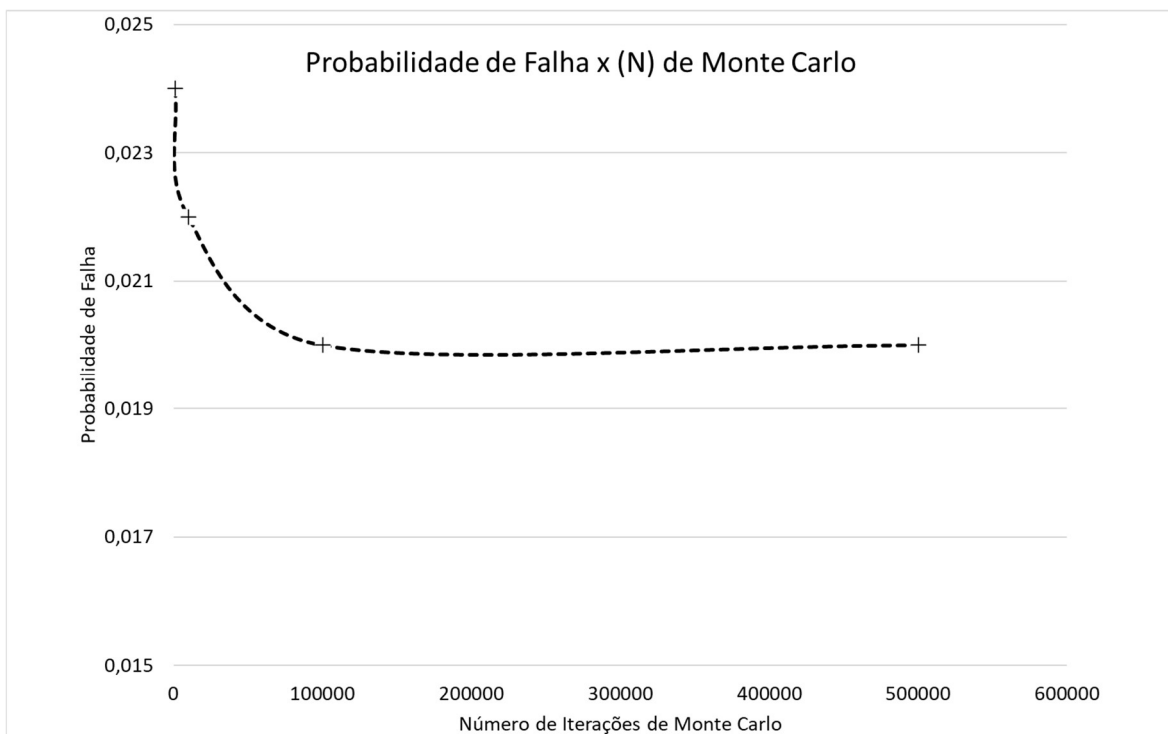


Figura 4.17 – Probabilidade de falha versus simulações de Monte Carlo.

4.3. ANÁLISE PROBABILÍSTICAS

A fim de se reduzir o número de análises, como foi exposto na metodologia, as análises probabilísticas foram analisadas com reservatório cheio (início do rebaixamento), um terço da cota já rebaixada (3,33 dias após o início do rebaixamento), dois terços da cota já rebaixada (6,66 dias após o início do rebaixamento) e reservatório na cota mínima (após os 10 dias de rebaixamento).

A Figura 4.18 apresenta as condições de fluxo do reservatório após 3,33 dias após o início do rebaixamento e a Figura 4.19 apresenta as condições após 6,66 dias. Esses foram os dois pontos intermediários realizados durante a descida do reservatório para aferição da estabilidade dos taludes.

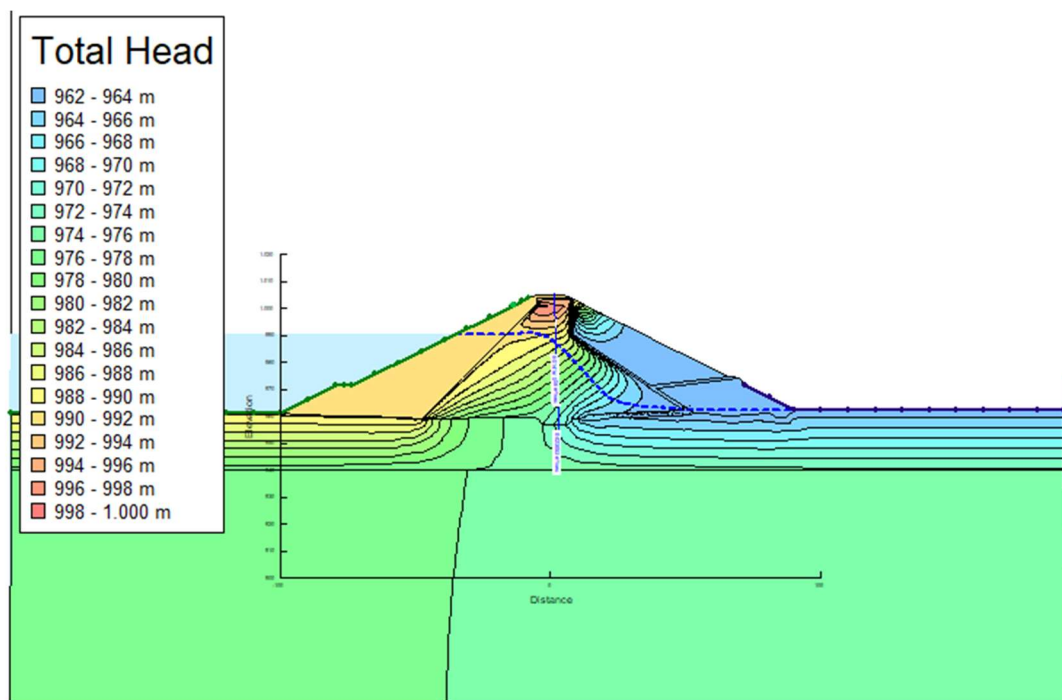


Figura 4.18 – Linhas de propressão após 3,33 dias de rebaixamento.

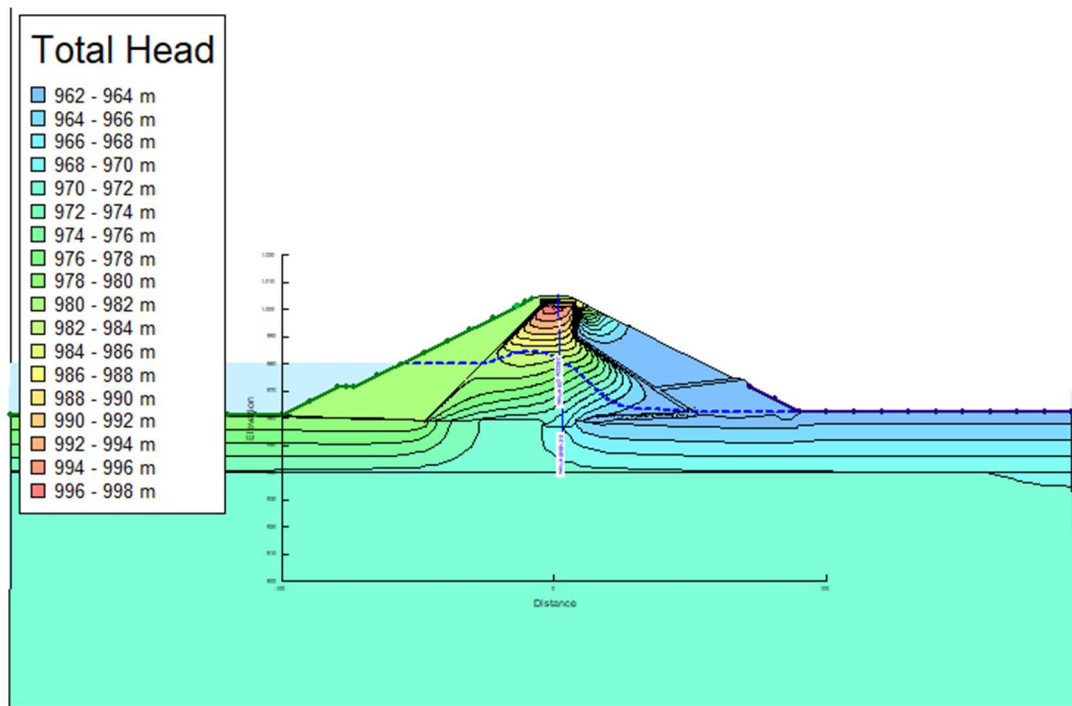


Figura 4.19 – Linhas de poropressão após 6,66 dias de rebaixamento.

Para cada nível de reservatório: cota máxima, dois terços da cota máxima, um terço da cota máxima e cota mínima, se realizou a análise de estabilidade dos taludes de montante. Essa análise foi realizada, tanto de forma determinística quanto de forma probabilística, para que fosse possível fazer a verificação do rebaixamento rápido na probabilidade de falha.

Dessa maneira, na Figura 4.20 apresenta-se o fator de segurança médio para o reservatório cheio. Do mesmo modo, nas Figuras 4.21 até a Figura 4.23 apresentam-se os fatores de segurança médios para cada dos intervalos medidos durante a descida do nível do reservatório nos tempos estudados.

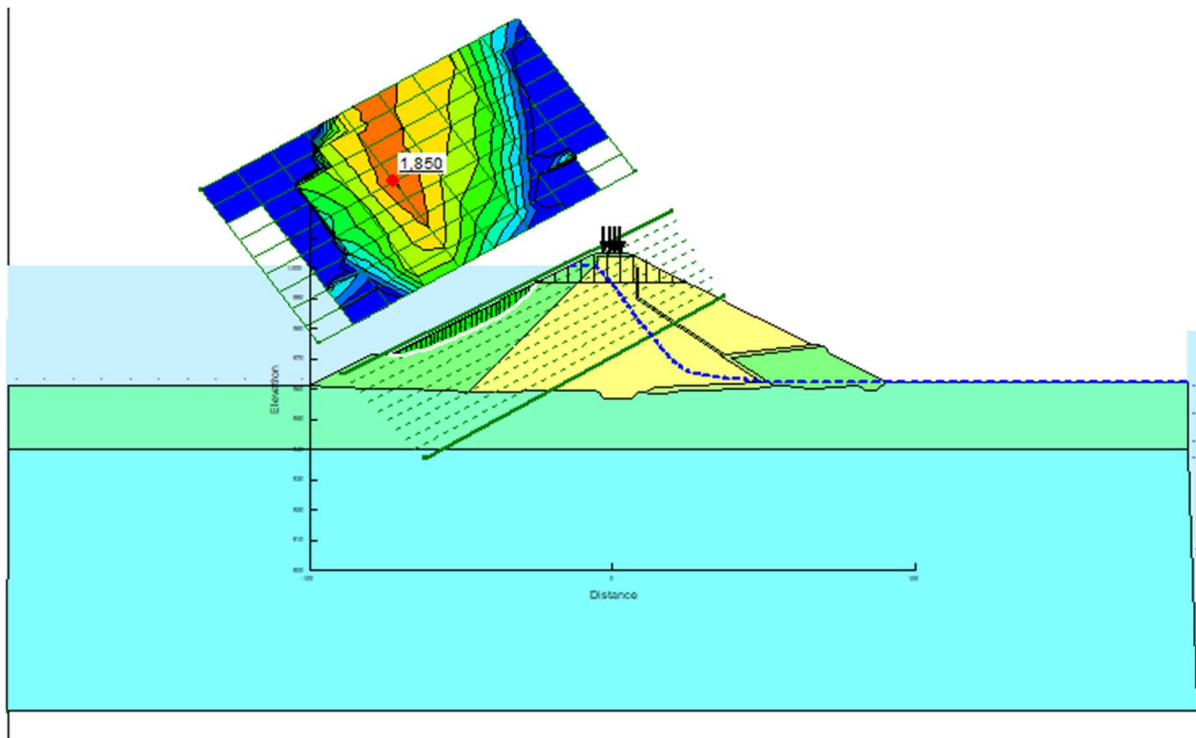


Figura 4.20 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante antes do rebaixamento.

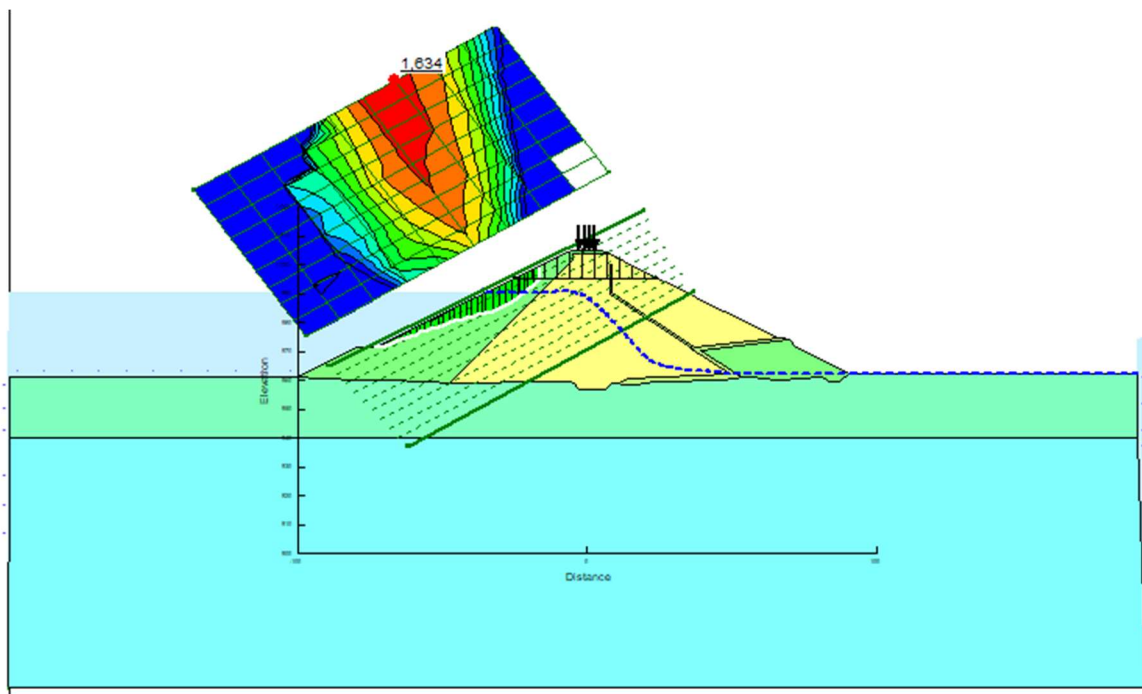


Figura 4.21 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após 1/3 do rebaixamento.

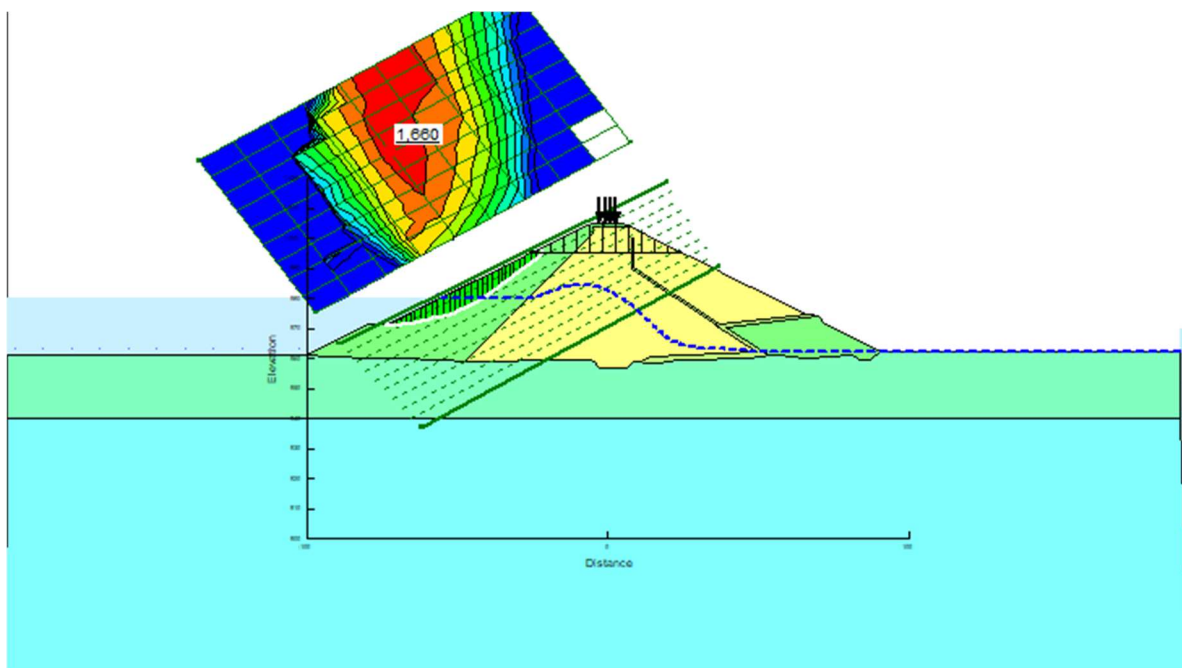


Figura 4.22 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após 2/3 do rebaixamento.

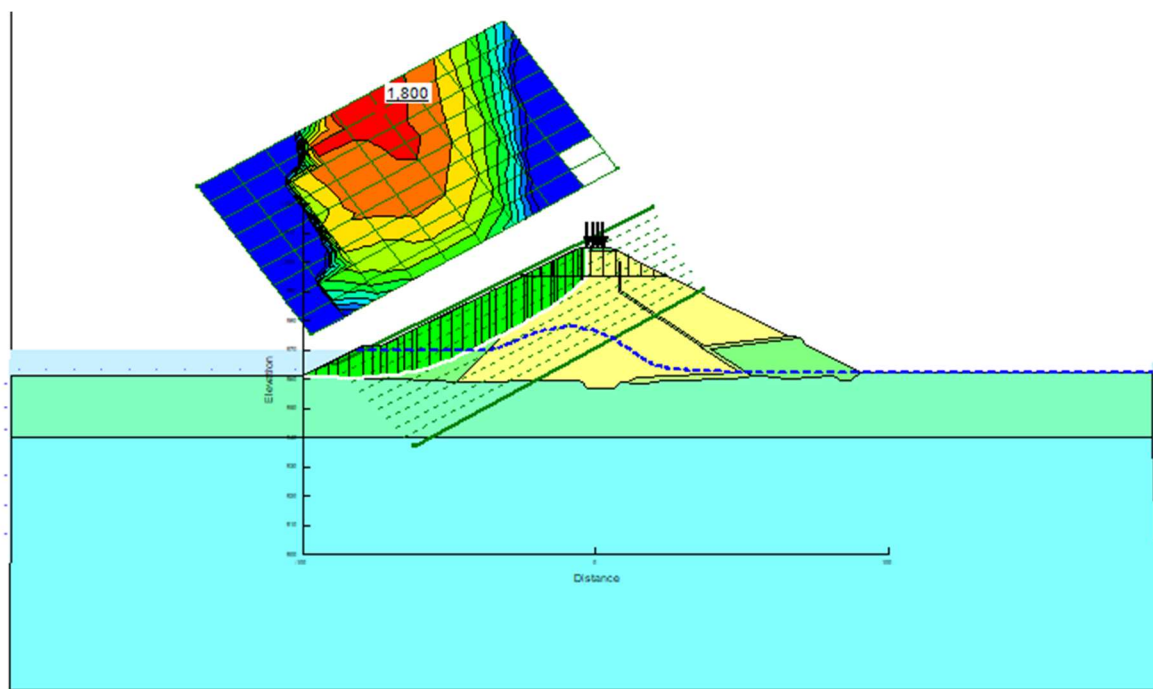


Figura 4.23 – Média dos valores mínimos de Fator de segurança do talude de montante após rebaixamento completo.

Na Figura 4.24, por sua vez, é apresentada, graficamente, como os Fatores de Segurança do barramento foram sendo alterados com a descida do reservatório, ou seja, no decorrer do rebaixamento rápido. Isso se torna muito importante para controle de velocidade de descida do reservatório, pois é possível correlacionar a variação do nível do reservatório com o tempo, permitindo que o projetista possa verificar qual a vazão permitida para se esvaziar a barragem. Com esse gráfico pode-se perceber o Fator de Segurança crítico, ou seja, o menor valor desse dado durante o tempo.

É importante salientar que no barramento estudado, esse valor não se refere ao último dia de rebaixamento, pois o que mais importa é ter uma zona susceptível à ruptura, sem o peso d'água que seria um efeito contrário à ruptura, mas ainda sim com grandes poropressões.

Cabe ainda destacar que apesar do rebaixamento rápido ser um fenômeno muito crítico para a segurança de barragens, o barramento analisado não se romperia sob esse fenômeno diante do estabelecido pelos manuais de segurança de barragem, os quais solicitam um fator de segurança maior que 1 para barragens que tenham o reservatório rebaixado.

Esses valores de FS da Figura 4.24 são definidos para a velocidade de descida determinada na metodologia, ou seja, rebaixar da cota máxima até a cota mínima em dez dias. Obviamente que quanto mais rápida fosse permitida a descida do reservatório, mais crítica seria a condição de estabilidade do barramento.

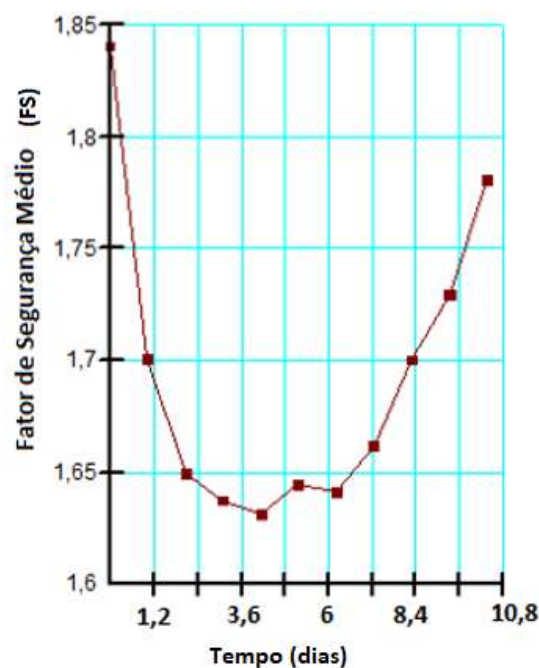


Figura 4.24 – Variação do Fator de Segurança durante os dias de rebaixamento do reservatório.

Mesmo o círculo de ruptura não passando pelo núcleo durante o rebaixamento, percebe-se a influência dos efeitos do decréscimo do reservatório com as poropressões armazenadas no núcleo. Esse efeito gera esforços internos que ocasionam uma redução no Fator de Segurança do próprio enrocamento, como pode ser visto na Figura 4.24. Os esforços internos podem estar simplificados demonstrados na Figura 4.25.

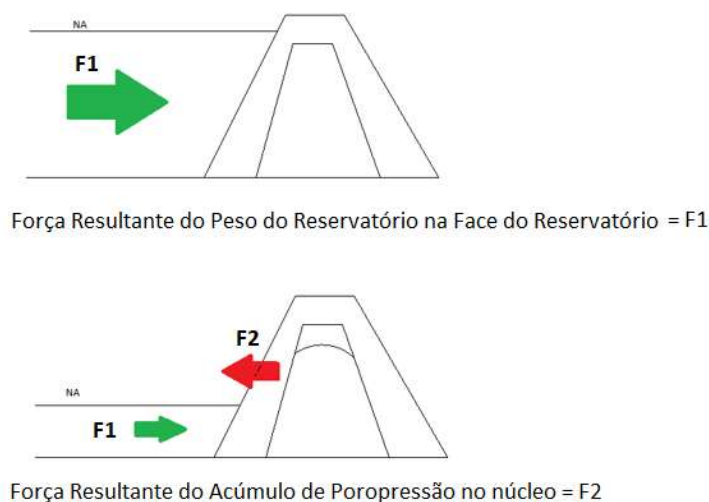


Figura 4.25 - Simplificação dos esforços externos atuantes no talude de enrocamento

Na Tabela 4.1 está representado um resumo dos relatórios emitidos após as análises de sorteio de Monte Carlo nas 100.000 iterações para cada cenário de rebaixamento. Dentre os dados representados estão os fatores de segurança de cada nível do reservatório e a probabilidade de falha associada a cada verificação de estabilidade dos taludes de montante.

Tabela 4.1 – Resumo dos relatórios das análises de estabilidade realizadas

Cota do reservatório	Média dos FS mínimos	Mínimo FS calculado	Máximo FS Calculado	Desvio Padrão	Probabilidade de Falha Amostra
Maximorum	1,9	0,1	7,2	0,557	2,32%
2/3 da cota máxima	1,6	0,1	10,2	0,502	5,05%
1/3 da cota máxima	1,7	0,1	10,5	0,513	4,53%
cota mínima	1,8	0,1	6,5	0,507	4,75%

Com os valores apresentados na Tabela 4.1, pode-se ter a percepção que a influência do rebaixamento rápido é muito mais significativa na probabilidade de falha do que no fator de

segurança. Apesar desse fenômeno já ser crítico e causar uma grande redução no valor do FS, a sensibilidade em termos de probabilidade de falha é mais perceptível. A probabilidade de falha dobra se comparada com a análise com reservatório cheio para a primeira aferição realizada depois do início do rebaixamento.

Esses valores indicam que uma análise probabilística não deve ser descartada para complementar a abordagem determinística quando a barragem for submetida a rebaixamentos rápidos na cota do reservatório, pois, no caso estudado, a gestão de riscos do barramento analisado seria deficitária se considerasse, somente, a análise determinística.

Outra verificação importante pode ser vista na Figura 4.26, onde pode ser percebida a aderência da função probabilística, que, no caso, é a função normal, com os parâmetros sorteados que influenciam no Fator de Segurança.

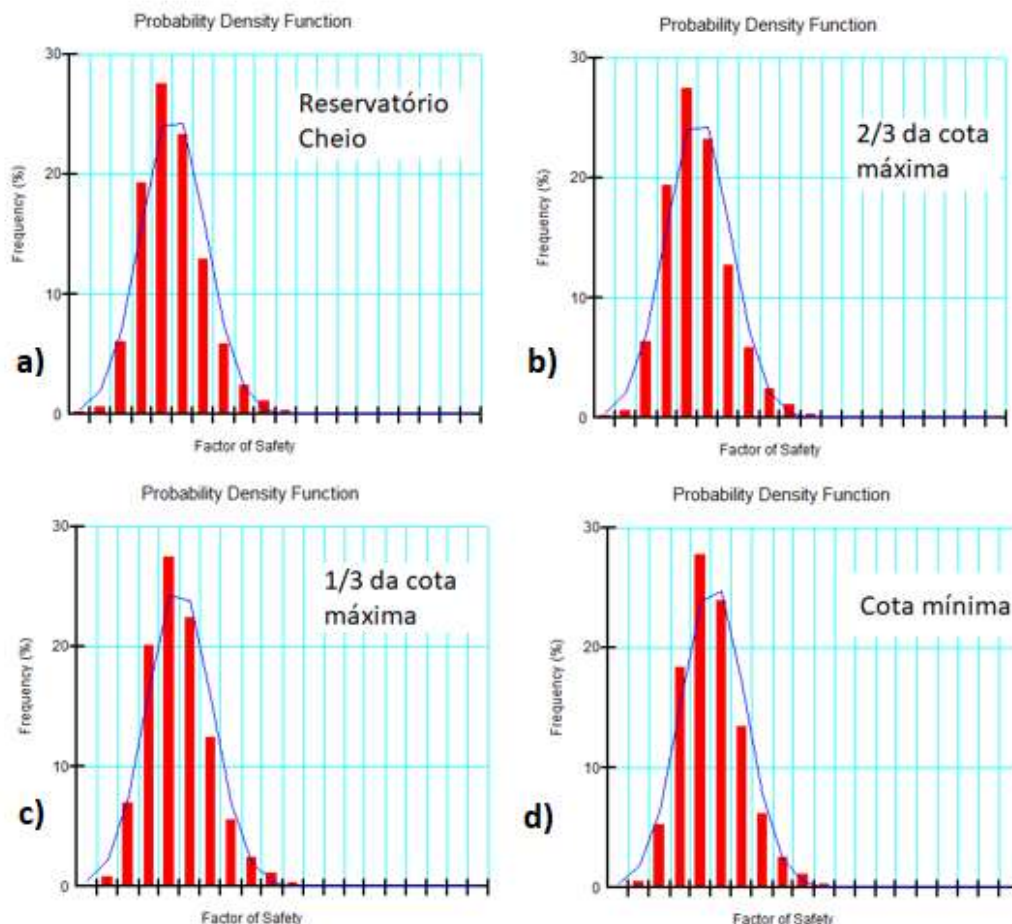


Figura 4.26 – Histogramas com aderência da função probabilista à dispersão dos valores de FS. a) Histograma para FS do reservatório cheio; b) Histograma para FS do reservatório com 2/3 da cota máxima; Histograma para FS do reservatório com 1/3 da cota máxima; Histograma para FS do reservatório na cota mínima.

Pode ser verificado é que há uma boa aderência da função de probabilidade com a dispersão dos dados. Todavia, para melhor aderência é preciso que se faça mais iterações de Monte Carlo, o que acarreta um maior esforço computacional.

O método de Monte Carlos é um método assintoticamente exato para verificação dos dados estatísticos, mas o tempo da análise é aumentado para cada parâmetro geotécnico analisado na verificação do FS.

Cabe perceber que, por definição, os riscos de uma ruptura estão intimamente ligados tanto aos custos da consequência da ruptura quanto da probabilidade de falha. A Figura 4.27 demonstra que as probabilidades de falha da barragem estudada, para que o risco de sua operação seja apurado, se torna necessário uma conexão entre elas e o custo das consequências da eventual falha. Importante perceber que o custo das consequências tende a ser reduzido a medida que o nível de água do reservatório está sendo reduzido. Pois haveria, caso houvesse ruptura, uma onda menor se propagando a jusante.

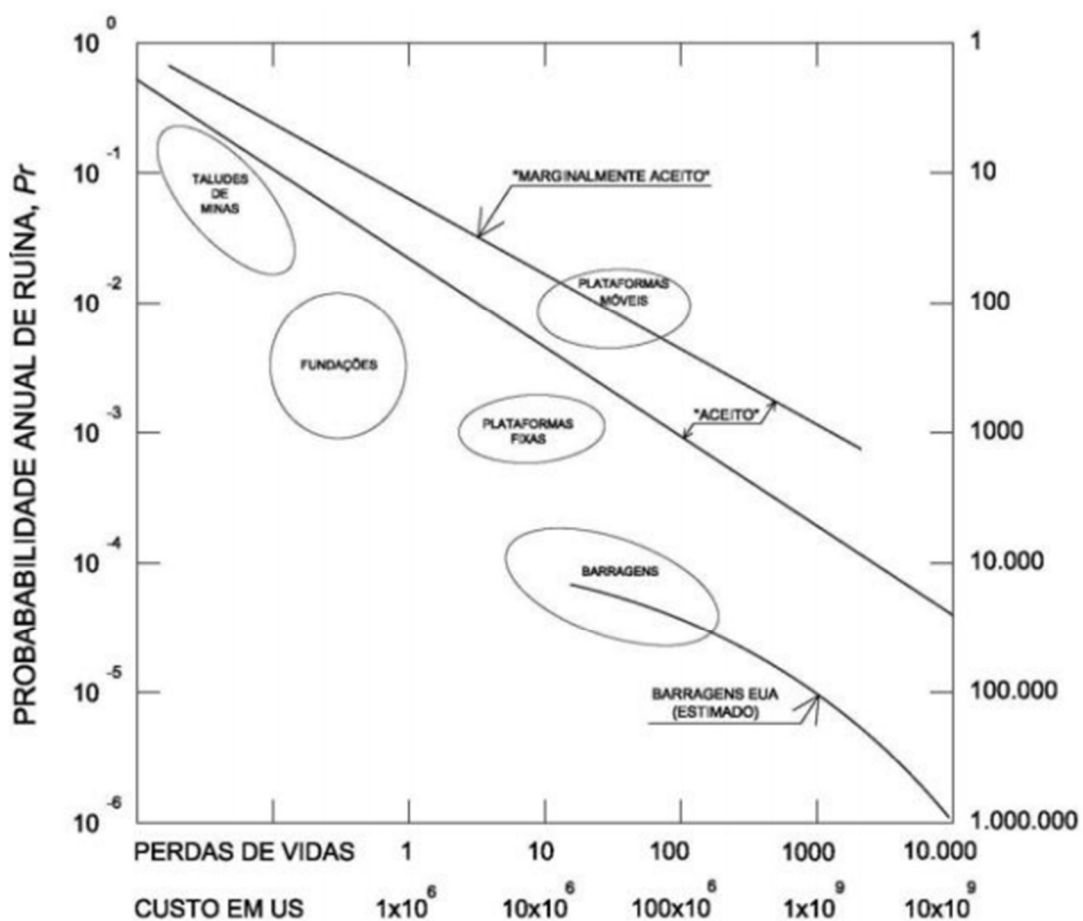


Figura 4.27 – Avaliação de riscos em engenharia geotécnica (Modificado de Whitman, 1984).

Os valores de Probabilidade Falha estão em ordem de grandeza de mil vezes superior a um valor comum em obras desse porte. Isso demonstra, pela análise do caso estudado, que podem existir falhas no processo de análise de projetos de engenharia comuns, pois, na barragem estudada, o FS corresponde a um valor admissível, no entanto, a probabilidade de falha está fora da faixa que seria usual para esse contexto. Como o custo relativo a essa ruptura é de grande impacto, não deveriam ser admitidas Probabilidades de Falha dessa ordem.

Na Figura 4.28, proposta por Assis (2014), demonstra-se que a variação na probabilidade não deve ser analisada de maneira independente dos riscos associados à ruptura do barramento, porquanto, dependendo do nível gerencial em que se encontre o acompanhamento do barramento, o valor de probabilidade de falha pode gerar uma grande alteração do risco assumido no empreendimento, ou, inclusive, alterar o nível de gerência.

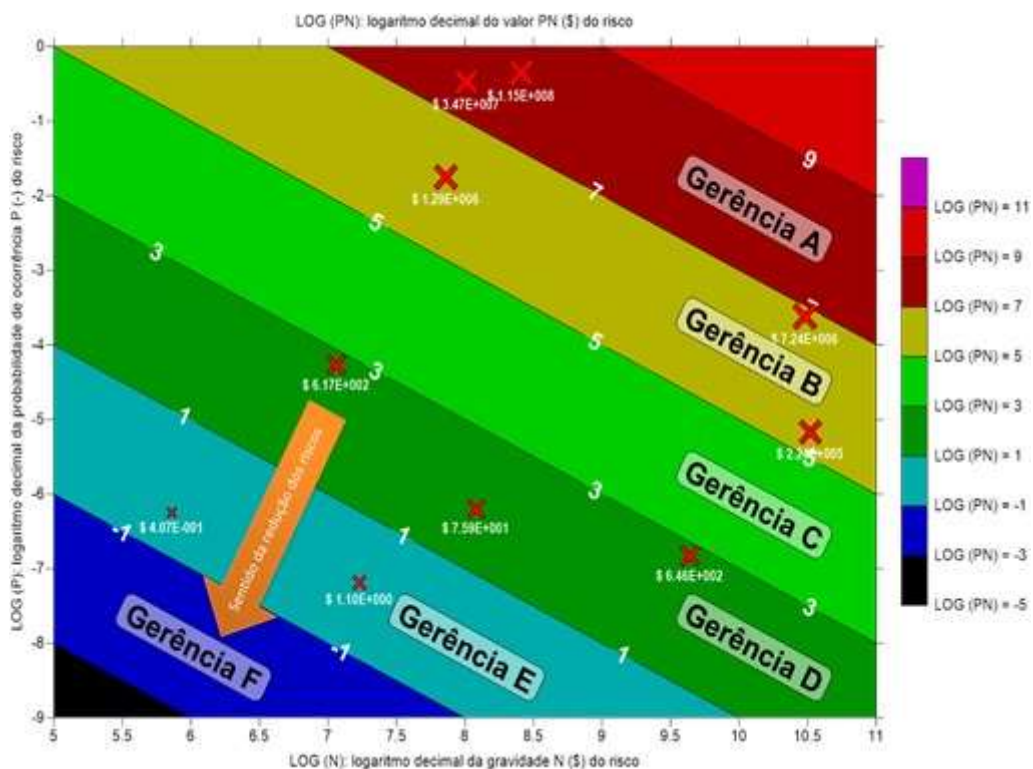


Figura 4.28 – Análise gerencial em níveis de riscos associados a falhas de projetos (modificado de Assis, 2014).

No caso analisado, pelas dimensões da barragem, os custos envolvidos em um potencial ruptura do barramento indicam que o projeto deva ser enquadrado nos dois níveis máximos de gerência. Logo, apesar da pequena redução do FS não gerar uma alerta nos projetistas, se houvesse uma avaliação da probabilidade de falha, jamais em uma obra real poderia ser assumido um decréscimo do nível do reservatório em um tempo tão curto.

5.1. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nas análises mencionadas para os taludes da barragem estudada apresentaram convergência mesmo com poucas de simulações de Monte Carlo. Com os resultados obtidos com esta dissertação, pode-se inferir que o número de iterações está adequado, isto é, com resultados próximos quando comparados a mais iterações em condições de contorno parecidas com as dos taludes estudados. Dessa maneira, para problemas semelhantes, isso pode auxiliar como base para uma estimativa de tempo computacional empregado em análises correlatas.

Após comparar as análises feitas considerando o rebaixamento instantâneo e gradual, conclui-se que, quando o abaixamento do nível d'água é considerado imediato, o fator de segurança é reduzido, pois não leva em conta a dissipação da poropressão do núcleo argiloso do barramento estudo. Isso acarreta um decréscimo no valor de FS em relação ao barramento na fase de operação. Isso se deve ao fato de o reservatório ser considerado estabilizante para o talude de montante durante a fase de operação. De maneira precisa, no início do rebaixamento gradual, o fator de segurança é maior e se altera progressivamente até o momento no qual o reservatório chega ao seu nível mínimo, normalmente, definido pela tomada d'água. Isto porque a dissipação da poropressão e a perda da força estabilizadora da água no reservatório ocorrem gradativamente.

O trabalho também demonstra a importância de se abordar a estabilidade dos barramentos de maneira probabilística quando esses são submetidos a rebaixamentos do nível do reservatório, pois o decréscimo nos valores de FS podem não ser significantes para um plano de evacuação ou nível de alerta para ruptura, mas em níveis gerenciais, a análise probabilística possibilita melhor avaliação quanto a critérios de minimização de riscos. O que pode abrir um leque de estudo bastante significativo, pois os danos de uma ruptura podem ser consideráveis. Todavia, a consequência de uma ruptura após o rebaixamento é tão menos danosa quanto menor o nível do reservatório no momento da ruptura, pois assim há uma menor alcance da onda de inundação à jusante do barramento.

Na barragem estudada, por exemplo, os Fatores de Segurança não são reduzidos de 15% do reservatório cheio, mas a probabilidade de falha mais que dobra em níveis mais baixos de

reservatório. Isso demonstra que uma abordagem determinística há um déficit na sensibilidade dos riscos envolvidos em projeto.

O tempo de leitura do nível do reservatório durante o rebaixamento foi adequado, conforme verificado pelo grau de decréscimo do FS no tempo. Foi ainda concluído que a barragem possui estabilidade com base nos critérios de projeto para fase de Rebaixamento Rápido, pois o FS é maior que 1. Concluindo-se, assim, que não houve grande perda de FS e nem de nível de reservatório com os intervalos das leituras realizadas. Esse fato também é relevante quando ao aspecto de tempo computacional para verificação dos cálculos de estabilidade.

Quanto a estabilidade do talude de montante da barragem existente, verificou-se que ela apresenta Fator de Segurança adequado para a fase de operação, dado que a norma solicita que o FS precisa ser maior que 1,5 nessa etapa de vida útil. É importante ser destacado que essa afirmação é válida para o talude de montante. Em caso de estudo de estabilidade prático, a verificação de estabilidade da fase de operação se daria mais crítica no talude de jusante, pois há incidências das linhas de poropressão como situação desestabilizadora.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se como sugestão para projetos posteriores com a mesma temática, os seguintes tópicos:

- A realização do método para barramentos com outros tipos de materiais e composições para que se avalie, em outras barragens, a significância de se adotar a análise probabilística durante a fase de rebaixamento rápido. Com vários estudos nesse sentido, há uma melhor avaliação se existe, de fato, um descompasso entre a análise determinística ao estudar esse fenômeno e o caso real.
- Com a aplicação em outras barragens, há a necessidade de verificar se há a influência da geometria do barramento na probabilidade de falha. Assim, sugere-se a aplicação do método de FOSM nessa avaliação.
- Com a aplicação em outras barragens, há a necessidade de verificar-se a influência de outros parâmetros que compõem a resistência do talude: como a coesão, por exemplo. Essa avaliação também pode ser realizada com o método de FOSM.

- Verificar se existem outras distribuições estatísticas que representem, de maneira mais adequada, a distribuição dos parâmetros analisados, e, com isso, o impacto na probabilidade de falha.
- Avaliação do custo de consequência de eventual ruptura e cálculo dos riscos. Essa análise seria de grande valor gerencial, pois acoplaria a probabilidade de falha perante o impacto gerado por ela.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEEL (2020), 10 jan. 2020. Disponível em: <https://www.aneel.gov.br/sala-de-imprensa-exibicao/-/asset_publisher/XGPXSqdMFHrE/content/brasil-alcanca-170-mil-megawatts-de-capacidade-instalada-em-2019/656877?inheritRedirect=false>. Acesso em: 19 fev. 2021.

APAZA, M. F. & BARROS, J. M. C. (2014). Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia, 2014.

ASSIS, A.P. (2014). Notas de Aula da Disciplina de Métodos Estatísticos em Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. (2001). Métodos Estatísticos Aplicados a Geotecnia. Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.

BAECHER G.B. & CHRISTIAN J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. 203. Wiley, London, UK, 605 p.

BARBOSA, C. J. R. (2014) Análise de Fiabilidade de Taludes em Solos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2014.

BISHOP, A. W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. Geotechnique, vol. 5, n.1, pp. 7-17.

BRASIL (2010). Decreto-Lei nº12.334, de 20 de setembro de 2010. Política Nacional de Segurança de Barragens. Brasília, DF. 12p.

BUSSAB, W.O. & MORETTINI P.A. (1984). Métodos Quantitativos Estatística Básica. Editora Atual, São Paulo, SP, 2 ed., 308 p.

CARDOZO F.A.C.; PIMENTA, M.M. & ZINGANO, A.C. (2016). Métodos Construtivos de Barragens de Mineração: Uma revisão. Holos.

CBDB - Comitê Brasileiro De Barragens (2019). As Barragens e a Água do Mundo: um livro educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo. Paris, França: CIGB-ICOLD.

CEDEC – Coordenadoria Estadual de Defesa Civil (2004). Relatório de Viagem à cidade de Alagoa Grande. Alagoa Grande, 2004.

CNDH - Conselho Nacional dos Direitos Humanos (2020). Relatório da Missão Emergencial a Brumadinho/MG após Rompimento da Barragem da Vale S/A – Brasília: Conselho Nacional dos Direitos Humanos.

COSTA, W. D. (2012). Geologia de Barragens. Oficina de Textos, São Paulo, SP. 352 p.

CRUZ, P.T. (2017). 100 Barragens Brasileiras. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2 ed., 3 reimpressão 647 p.

DARCY, H. (1856). Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon. The Public Fountains of the City of Dijon. Dalmont, Paris.

DUNCAN, J. M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 (4): 307-316.

EINSTEIN, H. H. (1996). Risk and risk analysis in rock engineering. Tunnelling and Underground Space Technology, 11, 141-155.

ELETRORBRÁS (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, Comitê Brasileiro de Barragens.

FERREIRA, J. L. F. (2012). Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, New Jersey, 544p.

FREDLUND, D. G. & XING, A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal, 521-532.

FREDLUND, D. G. (2006). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 132 n° 3, p. 286-321.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. & WIDGER, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, n° 3, p.313-321.

FREDLUND, D. G.; XING, A. & HUANG, S. (1994). Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, n°. 4, p.533-546.

FREDLUND, D. & MORGENSTERN, N. (1977). Stress State Variables for Unsaturated Soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103:447-466.

GAIOTO, N. (2003). Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e Enrocamento. EESC – USP. São Carlos, SP. 126p.

GENUCHTEN, M. T. (1980). A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of American Journal, Madison, WI, v. 44, p. 892 - 898.

GEO-SLOPE, (2017a) SEEP/W for seep analysis – User’s Guide. GEO-SLOPE International Ltd. Canadá.

GEO-SLOPE, (2017b) SLOPE/W for slope analysis – User’s Guide. GEO-SLOPE International Ltd. Canadá.

GERSCOVICH, D.M.S.; CAMPOS, T.P.P & VARGAS JR, E. A. (2006). On the Evaluation of Unsaturated Flow in A Residual Soil Slope in Rio De Janeiro, Brazil. Engineering Geology. ISSN /0013-7952, v.88, p.23 - 40.

GIBSON, W. (2011). Probabilistic Methods for Slope Analysis and Design. Australian Geomechanics Journal. 46. 29.

GRIFFITHS, D. V. & GORDON, A. F. (2007). Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, No. 491, Springer Wien New York, 126 p.

HIDALGO, C.; & ASSIS, A. (2011a). Avaliação quantitativa do risco por deslizamentos deflagrados por chuva numa estrada do noroeste da Colômbia (em espanhol). Anais da XII Conferência Pan-americana de Geotecnia, Toronto, Ontario, Canada.

HIDALGO, C.; & ASSIS, A. (2011b). Avaliação da incerteza na análise de estabilidade dum talude escavado em solos residuais. (em espanhol) Anais da XII Conferência Pan-americana de Geotecnia, Toronto, Ontario, Canada.

ISSMG - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (2004). Glossary of Risk Assessment Terms. Disponível em: <http://engmath.dal.ca/tc32/2004Glossary_Draft1.pdf>. Acesso em maio de 2020.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969) Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York. 548 p.

LEE, I. K.; WHITE, W. & INGLES, O. G. (1983). Geotechnical engineering. Melbourne: Pitman. Australia. 508 p.

LIBARDI, P.L. (2005) Dinâmica da água no solo. São Paulo: EDUSP. SP. 335p.

MACHADO, S. L. & VILAR, O. M. (1998). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: ensaios de laboratório e determinação expedita, Solos e Rochas, Vol. 21, p. 65-78.

MARIANO, M. O. C. (2017). Usinas hidrelétricas reversíveis: considerações sobre rebaixamento rápido na estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro . Rio de Janeiro, RJ. 97 p.

MASSAD, F. (2010). Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. Oficina de Textos. São Paulo, SP, 2 ed., 287 p.

MENDES, L. T. G. (2017). Análise Probabilística de Comportamento de Túneis em Rochas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF. 149 p.

MEYER, P.L. (1969). Probabilidade Aplicações à Estatística. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, RJ, 2 ed., 422 p.

- MONTOYA, C. A. H. (2013). Incertezas, Vulnerabilidade e Avaliação de Risco Devido a Deslizamento de Estradas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF 250 p.
- NRC – National Research Council (1995). Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Washington, DC: The National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/9476>.
- NOVAK, P.; MOFFAT, A.I.B.; NALLURI, C. & NARAYANAN, R. (2017). Hydraulic Structures. Taylor & Francis, Oxon, 4ed., 2017.
- PAIVA JÚNIOR, H. B. (2006). Efeitos do Rompimento da Barragem de Camará na Área Urbana do Município de Alagoa Grande-PB. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal da Paraíba, Centro de Tecnologia. João Pessoa, MG. 98p.
- PEREIRA, P. R. (2015). Modelagem Numérica Do Comportamento Tensão-Deformação De Barragens De Terra: Estudo De Caso Da UHE De São Simão. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. Belo Horizonte, MG. 135p.
- PHOON, K. K. & KULHAWY; F. H. (1999). Characterization of Geotechnical Variability. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, p.612-624.
- PHOON, K. K.; KULHAWY; F. H. & GRIGORIU, M. D. (2003). Multiple Resistance Factor Design for Shallow Transmission Line Structures Foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (9): 807-818.
- READ, J. & STACEY, P. (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design, CSIRO Publishing, Collingwood.
- RIBEIRO, R. C. H. (2008), Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tese de doutorado em Engenharia Civil Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2008, pp 30-112.
- RICHARDS, L.A. (1941) Concerning Permeability Units for Soils. Soil Science Society of America Journal. 5:49-53, illus. EUA.
- SAHIS, M. K. & BISWAS, P.P. (2017). Comparative Deterministic and Probabilistic Analysis of Two Unsaturated Soil Slope Models after Rainfall Infiltration. Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 11, No. 1.
- SANDRONI, S. S.; LACERDA, W. & BRANDT, J. R. T. (2006) . Método dos Volumes para Controle de Campo da Estabilidade de Aterros sobre Argilas Moles. Solos e Rochas (ISSN 1980-9743 Soils & Rocks), v. 27, p. 25-35.
- SILVA, B.W.G. & SOUSA, T.F.P. (2017). Estudo do Efeito do Truncamento dos Parâmetros de Entrada na Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-002/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 93 p.

TELLES, A. C. M. (2015). Análise de Estabilidade de um Talude Rompido na Rodovia RJ-130, Teresópolis, RJ. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro . Rio de Janeiro, RJ. 63 p.

USACE - United States Army Corps of Engineers (1994). Rock Foundations: Engineering and Design. Engineer Manual, Publishing EM 1110-1-2908, Department of the Army: U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA, 120 p.

USACE - United States Army Corps of Engineers (1997). Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering. Engineering Technical Letter. No 1110-2-547.

USACE - United States Army Corps of Engineers (1999). Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies. U.S. Army Corps of Engineers, ETL 1110-2-556

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Madison, v.44, p.892-898.

WHITMAN, R. V. (1984). Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical Engineering, 110 (2): 144-188.

WU, T. H.; GILBERT, R. B.; TANG, W. H. C. & FENTON, G. A. (1997). Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. ASCE GeoLogan'97 Conference, Logan, Utah. 95 p.