

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA EM
BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE
ARGILA**

ANA CAROLINA LOYOLA CAETANO RIOS

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL I EM
ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE GEOTECNIA**

BRASÍLIA/DF: JULHO/ 2015

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA EM
BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE
ARGILA

ANA CAROLINA LOYOLA CAETANO RIOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM
ENGENHARIA CIVIL.

\

APROVADA POR:

MANOEL PORFIRIO CORDÃO NETO, DSc

(ORIENTADOR)

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

(EXAMINADOR INTERNO)

ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE

(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 07 DE JULHO DE 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

ANA CAROLINA LOYOLA CAETANO RIOS

Análise Probabilística Aplicada em Barragem de Enrocamento com Núcleo de Argila [Distrito Federal] 2015

xii, 43 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|----------------|----------------------------|
| 1. Barragem | 2. Análise Probabilística |
| 3. Enrocamento | 4. Análise de Estabilidade |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RIOS,A.C. (2015). Análise Probabilística Aplicada em Barragem de Enrocamento com Núcleo de Argila. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 43 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ana Carolina Loyola Caetano Rios

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise Probabilística Aplicada em Barragem de Enrocamento com Núcleo de Argila

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2015

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

Ana Carolina Loyola Caetano Rios

QE 36, Conjunto B, Nº 36 – Guará II

71065-023 – Brasília/DF – Brasil

RESUMO

As barragens possuem um papel de alta relevância na garantia de importantes atividades relacionadas à água. No Brasil, este fato se torna mais óbvio quando se observa o domínio da energia hidrelétrica na matriz energética. Por outro lado, tais construções, por serem extremamente grandiosas e causar um impacto significativo no ambiente, estão associadas a um grande potencial de danos em caso de falhas. Neste contexto, a análise de risco surge como uma ferramenta de grande auxílio. Este tipo de análise encarrega-se de associar as probabilidades de ocorrência de certos eventos de falhas com suas consequências (geralmente em termos de prejuízos financeiros, impactos ambientais e fatalidades) e definir que riscos são aceitáveis de se assumir. A decisão de que são riscos aceitáveis depende de muitos fatores sociais, políticos e econômicos, mas cabe à Engenharia a primeira etapa da análise de riscos: a análise probabilística, que se ocupa de calcular probabilidades de falha. Este tipo de análise é particularmente relevante na Engenharia Geotécnica, em que se costuma ter uma variabilidade notável dos parâmetros dos solos e rochas e dos carregamentos. Neste projeto serão apresentados três métodos de análise probabilística: o método FOSM, Monte Carlo e o método das Estimativas Pontuais. Eles foram aplicados na verificação da estabilidade de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila em três diferentes estágios de carregamento: final da construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	11
1.1 CONTEXTO GERAL.....	11
1.2 MOTIVAÇÃO	13
1.3 OBJETIVOS	13
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 ANÁLISE E GESTÃO DE RISCO	14
2.2 CONCEITOS RELEVANTES DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA.....	17
2.2.1 A natureza das incertezas	18
2.2.2 O significado de probabilidade	18
2.2.3 A teoria da probabilidade	19
2.2.4 Variáveis aleatórias discretas e contínuas	19
2.2.5 Esperança matemática	19
2.2.6 Variância e desvio padrão	20
2.2.7 Covariância e coeficiente de correlação.....	20
2.2.8 Coeficiente de variação	20
2.2.10 Função densidade de probabilidade	22
2.2.11 Momentos da distribuição de probabilidade	26
2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE PROBABILÍSTICA	27
2.3.1 Método FOSM	27
2.3.2 Método das Estimativas Pontuais.....	28
2.3.3 Método Monte Carlo	31
2.4 BARRAGENS: CONCEITOS RELEVANTES E ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	32
2.4.1 Barragens de enrocamento	33
2.4.2 Segurança de barragens: modos de falha	35
2.3.3 A análise de estabilidade do talude de uma barragem	36
2.3.4 Estágios de carregamento de uma barragem	37
CAPÍTULO 3 – ESTUDO DE CASO.....	39
3.1 Caracterização da barragem	39
3.2 Seção escolhida e parâmetros de projeto.....	41
CAPÍTULO 4 – METODOLOGIA	43
4.1 O método do equilíbrio limite e a resistência dos solos	44
4.2 Análise da construção da barragem.....	47

4.3 Análise do Regime Permanente	50
4.4 Análise do Rebaixamento Rápido (regime transiente).....	53
4.5 Diagrama do processo da análise probabilística	56
CAPÍTULO 5 – RESULTADOS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	58
5.1 Análise da construção	60
5.1.1 Resultados do Método FOSM.....	61
5.1.2 Resultados do Método das Estimativas Pontuais	66
5.1.3 Resultados do Monte Carlo	67
5.2 Resultados para o regime permanente de operação	68
5.2.1 Resultados do método FOSM	69
5.2.2 Resultados do Método das Estimativas Pontuais	72
5.2.3 Resultados do Monte Carlo	73
5.3 Resultados para o rebaixamento rápido	73
5.3.1 Análise do final do rebaixamento – Método FOSM	78
5.3.2 Análise do final do rebaixamento – Método das Estimativas Pontuais	83
5.3.3 Análise do final do rebaixamento – Método Monte Carlo.....	84
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	86
CAPÍTULO 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Matriz de Classificação do potencial de danos de barragens

Figura 2-2: Gráfico F-N de Baecher para diversos serviços e construções

Figura 2-3: Processo de gestão de risco

Figura 2-4: Curva de uma função de densidade de probabilidade

Figura 2-5: Curva de distribuição Normal

Figura 2-6: Áreas relevantes na curva de distribuição Normal

Figura 2-7: Barragem com reservatório direcionado a diversas finalidades

Figura 2-8: Barragem de enrocamento com núcleo impermeável

Figura 2-9: Barragem de enrocamento com face impermeável de concreto

Figura 2-10: Carregamento em uma barragem devido a compactação

Figura 2-11: Carregamento em uma barragem devido a sobreposição do material

Figura 2-12: Carregamento em uma barragem devido à saturação

Figura 2-13: Carregamento em uma barragem devido ao rebaixamento rápido

Figura 3-1: Barragem Serra do Facão – Vista Frontal

Figura 3-2 Barragem Serra do Facão – Vista superior

Figura 3-3: Composição do talude da barragem Serra do Facão

Figura 3-4: Seção escolhida para análise

Figura 4-1: Método das fatias

Figura 4-2: Critério de Mohr Coulm – solos saturados

Figura 4-3: Expansão da envoltória de Mohr-Coulom para solos não saturados

Figura 4-4: Gráfico tensão deformação no Modelo Elastoplástico

Figura 4-5: Distribuição das forças do elemento aos nós

Figura 4-6: Exemplo de rede de fluxo

Figura 4-7: Curva de retenção da água

Figura 4-8: Efeitos do rebaixamento rápido no núcleo argiloso

Figura 4-9: Metodologia da análise probabilística da estabilidade do talude da barragem

Figura 5-1: Camadas delimitadas para análise da construção

Figura 5-2: Distribuição de tensões (em kPa) ao final da construção

Figura 5-3: Superfície de ruptura com valores médios (construção)

Figura 5-4: Gráficos FS x peso específico - construção

Figura 5-5: Gráficos FS x ângulo de atrito – construção

Figura 5-6: Gráficos FS x coesão – construção

Figura 5-7: Gráficos FS x Módulo de Elasticidade

Figura 5-8: Gráficos FS x coeficiente de Poisson – construção

Figura 5-9: Gráficos FS x coeficiente ru

Figura 5-10: Nível de água no reservatório

Figura 5-11: nível da água e poropressões no regime permanente

Figura 5-12: Superfície de ruptura no regime permanente de operação

Figura 5-13: Gráficos FS x ângulo de atrito – regime permanente

Figura 5-14: Gráficos FS x coesão – regime permanente

Figura 5-15: Fator de segurança x tempo para tempo de rebaixamento máximo de 15 dias

Figura 5-16: Fator de segurança x tempo para tempo de rebaixamento máximo de 30 dias

Figura 5-17: Fator de segurança x tempo para tempo de rebaixamento máximo de 60 dias

Figura 5-18: Poropressões e superfícies de ruptura para três velocidades de rebaixamento

Figura 5-19: FS x coesão para os tempos de rebaixamento máximo de 15, 30 e 60 dias

Figura 5-20: FS x permeabilidade do enrocamento para tempo de rebaixamento máximo de 15, 30 e 60 dias

Figura 5-21: FS x coeficiente de compressibilidade volumétrica da argila para tempo de rebaixamento máximo de 15 dias

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: Parâmetros dos materiais da seção escolhida

Tabela 5-1: Coeficientes de variação típicos

Tabela 5-2: Desvio padrão calculado dos parâmetros

Tabela 5-3: Derivadas do FS em relação aos parâmetros – construção

Tabela 5-4: Influência dos parâmetros na variância - construção

Tabela 5-5: Parâmetros dos Método das Estimativas Pontuais - construção

Tabela 5-6: Resultados do Método das Estimativas Pontuais – construção

Tabela 5-7: Derivadas do FS em relação aos parâmetros – regime permanente

Tabela 5-8: Influência dos parâmetros na variância do FS – regime permanente

Tabela 5-9: Resultado do Método das Estimativas Pontuais – regime permanente

Tabela 5-10: Fator de segurança mínimo e ao final do rebaixamento para três tempos de esvaziamento do reservatório

Tabela 5-11: Derivadas do fator de segurança em relação aos parâmetros para três velocidades de rebaixamento

Tabela 5-12: Probabilidades de falha ao final do rebaixamento rápido para três velocidades de esvaziamento

Tabela 5-13: Resultados do Método FOSM – Rebaixamento rápido

Tabela 5-14: Probabilidades de falha pelo Método das Estimativas Pontuais – Rebaixamento

Tabela 5-15: Variação do fator de segurança oito dias após o início do rebaixamento, de acordo com o nível inicial da água.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO GERAL

Tendo em vista a alta dependência da sociedade em relação à água, tanto para sobrevivência própria como para a realização de suas atividades, a administração adequada deste recurso natural é de extrema relevância. Neste contexto, as barragens se destacam como construções de importante papel dentre os projetos de infraestrutura, consideradas suas finalidades de amortecer cheias e regularizar vazões, garantindo a geração de energia elétrica, a navegação e o abastecimento de água. No Brasil, o valor dado às barragens é ainda mais notável, visto que a energia hidrelétrica constitui mais de 70% da matriz energética do país, de acordo com dados do Ministério de Minas e Energia (2014).

As barragens, por serem construções de grande porte que provocam uma interferência na natureza, estão associadas a graves impactos ambientais e riscos de falha que podem ser muito custosos, em termos de dinheiro e de vidas humanas. É, portanto, imprescindível, neste tipo de projeto, que seja feita uma análise dos possíveis eventos cuja ocorrência pode levar à falha, levando em consideração suas probabilidades e efeitos.

No caso das barragens de enrocamento, a própria composição da estrutura está associada a uma incerteza que deve ser levada em consideração nesta análise. Esta incerteza é, na verdade, inerente a qualquer obra geotécnica, visto que os solos e rochas possuem parâmetros muito variáveis, mesmo em depósitos aparentemente homogêneos. Além disso, não pode ser ignorada a variabilidade existente no próprio carregamento, visto que posição do nível de água no reservatório não é constante, mas dependente de fatores hidrológicos e hidráulicos (tais como a capacidade de escoamento dos vertedores ou da adução de água).

É muito comum que profissionais lidem com essa variabilidade adotando projetos conservadores, mas em obras grandiosas como barragens esta solução não se apresenta econômica ou não costuma resultar em um tempo viável de execução. A abordagem probabilística, desta forma, constitui uma ferramenta mais lógica e eficiente, por quantificar a incerteza e definir suas origens.

A utilização de conceitos de probabilidade no projeto de barragens de enrocamento fornece informações muito mais valiosas do que a simples adoção de um fator de segurança determinístico, pois, ao tratar os parâmetros dos maciços rochosos como variáveis, é possível associar ao projeto escolhido as probabilidades de ocorrência de um determinado evento de falha.

Neste trabalho serão estudados três métodos de análise probabilística: o método FOSM, o método da estimação pontual e o método Monte Carlo, que serão aplicados na análise de estabilidade de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila em três diferentes estágios de carregamento: construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido. Os métodos citados são capazes de introduzir a variabilidade no cálculo do fator de segurança (ou qualquer outra função) a partir da introdução da variabilidade dos parâmetros dos quais ele depende. Dessa forma, poderá ser obtida a probabilidade de falha estrutural da barragem, ou seja, a probabilidade de o fator de segurança assumir um valor menor do que um.

Feitos os cálculos de probabilidade, os eventos de falha devem ser associados a seus efeitos (em termos de prejuízos financeiros, impactos ambientais ou fatalidades, por exemplo), no processo intitulado análise de risco. Os resultados de tal análise são conduzidos a um processo extremamente delicado, que se ocupa de decidir quais riscos são aceitáveis, visto que sua eliminação completa é impossível. A concepção do que é um risco aceitável é afetada pelo contexto social, político e financeiro, o que faz com que o tratamento puramente matemático da análise probabilística seja extrapolado e contrabalanceado com o que é bem recebido pela sociedade.

O projeto de barragens foi um dos primeiros ramos da engenharia geotécnica a adotar a análise probabilística como método de avaliação de segurança. (CHRISTIAN,2003). A ocorrência de falhas nestas construções pode ter um potencial de destruição preocupante, gerando custos altos e muitas fatalidades. É importante, neste sentido, que a análise probabilística seja utilizada, especialmente nas barragens de terra e de enrocamento, cuja própria composição é um elemento gerador de riscos e incertezas.

1.2 MOTIVAÇÃO

Os registros mais antigos da utilização de enrocamentos nas barragens brasileiras datam da década de 30. Desde então tal material de construção tem sido utilizado na maioria dos projetos hidrelétricos do Brasil, pelas suas vantagens de execução e de custos. Desta forma, é relevante que sejam desenvolvidos no país projetos que avaliem a segurança destas grandiosas obras com uma abordagem matemática e racional.

A determinação das propriedades dos enrocamentos por ensaios laboratoriais possui muitas limitações, dentre elas o tamanho da aparelhagem, a dificuldade de se representar as condições de campo e a representatividade das amostras. Desta forma, os resultados devem ser analisados com a noção da existência de significativas variabilidades espaciais e temporais. (ASSIS, 2014)

O desconhecimento das reais características dos enrocamentos torna difícil a previsão do comportamento das barragens. Neste contexto, os profissionais brasileiros costumam responder à alta demanda por este tipo de construção com projetos conservadores. No Brasil, a falta de aparelhos importantes no ensaio de enrocamentos faz com que os projetos sejam feitos baseados em analogias com resultados divulgados de ensaios em enrocamentos semelhantes e na experiência obtida em obras similares.

Este trabalho foi feito com a intenção de tornar conhecida uma ferramenta adicional à experiência profissional na previsão do comportamento de barragens. O método apresentado neste texto fornece uma análise mais confiável e mais bem fundamentada na avaliação da segurança, e seu uso é bem justificado pela incerteza inerente às propriedades dos enrocamentos.

1.3 OBJETIVOS

Define-se como objetivo geral avaliar se critérios determinísticos são suficientes na análise de segurança de uma obra geotécnica através da análise probabilística feita por três métodos distintos.

Os objetivos específicos são:

- Estudo de três dos métodos de análise probabilística: FOSM, estimativas pontuais e Monte Carlo;

- Adquirir conhecimentos a respeito do projeto de barragens, mais especificamente na análise da estabilidade de taludes feitos com enrocamento.
- Levantar as principais formulações matemáticas e teoria por trás dos três estágios de carregamento estudados: construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido.
- Fazer um estudo de caso na seção de uma barragem real e aplicar com sucesso a análise probabilística na estabilidade de um talude fictício inspirado na obra analisada, sob as três possíveis condições de carregamento estudadas.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os conhecimentos teóricos básicos que fundamentam a análise probabilística. Primeiramente, serão discutidas as formas de analisar e gerir o risco, e como a análise probabilística compõe este processo. Em seguida, serão apresentados conceitos importantes na área de probabilidade e estatística, e por fim, serão descritos três métodos probabilísticos que serão utilizados para o cálculo da probabilidade de falha de uma barragem: método FOSM, Método das Estimativas Pontuais e Monte Carlo.

2.1 ANÁLISE E GESTÃO DE RISCO

O risco pode ser definido como a combinação da probabilidade de ocorrência de um evento e de suas consequências. O primeiro passo para o conhecimento dos riscos é a identificação dos modos de falha, ou seja, dos eventos que podem levar a efeitos indesejados, e a identificação dos possíveis efeitos. Em seguida, é possível que seja feita uma estimativa qualitativa ou quantitativa das chances de ocorrências de tais eventos e do impacto das consequências. Este processo intitula-se análise de risco, e metodologias diversas para a utilização destas ferramentas encontram-se bem definidas e bem documentadas em programas de avaliação de segurança de barragens de alguns países, tais como Canadá, Noruega e Estados Unidos.

Em uma análise de risco do tipo qualitativa, os eventos de falhas enumerados podem ser classificados de pouco prováveis a muito prováveis, enquanto os danos provocados também têm seus impactos avaliados. A Figura 2-1, por exemplo, apresenta uma matriz de classificação do dano potencial de barragens, divulgada pela ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica).

VOLUME DO RESERVATÓRIO (a)	POTENCIAL DE PERDAS DE VIDAS HUMANAS (b)	IMPACTO AMBIENTAL (c)	IMPACTO SOCIOECONÔMICO (d)	BARRAGENS A JUSANTE (efeito cascata) (e)
Pequeno < 5 milhões m ³ (1)	INEXISTENTE (não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transiando na área afetada a jusante da barragem) (0)	SIGNIFICATIVO (área afetada da barragem não representa área de interesse ambiental, áreas protegidas em legislação específica ou encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais) (3)	INEXISTENTE (não existem quaisquer instalações e serviços de navegação na área afetada por acidente da barragem) (0)	Inexistente (0)
Médio 5 milhões a 75 milhões m ³ (2)	POUCO FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local) (4)	MUITO SIGNIFICATIVO (área afetada da barragem apresenta interesse ambiental relevante ou protegida em legislação específica) (5)	BAIXO (existe pequena concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura na área afetada da barragem ou instalações portuárias ou serviços de navegação) (4)	Barragens com reservatório pequeno (2)
Grande 75 milhões a 200 milhões m ³ (3)	FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe rodovia municipal, estadual, federal ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas) (8)	-	ALTO (existe grande concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais, de infraestrutura e serviços de lazer e turismo na área afetada da barragem ou instalações portuárias ou serviços de navegação) (8)	Barragens com reservatório médio (4)
Muito Grande > 200 milhões m ³ (5)	EXISTENTE (existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas) (12)	-	-	Barragens com reservatório grande e muito grande (8)

Figura 2-1: Matriz de classificação do potencial do dano de barragens (ANEEL, 2015)

A análise de risco quantitativa, por outro lado, como o nome sugere, tem a incumbência da quantificação dos danos e das probabilidades de ocorrência dos eventos enumerados. Neste contexto, entram os métodos de análise probabilística e os conceitos que serão apresentados adiante, com o intuito da definição da probabilidade de falha.

Feita a análise de risco, é iniciado um processo de decisões envolvendo as informações obtidas no processo chamado gestão do risco. Visto que riscos não podem ser anulados, o processo decisório baseia-se na definição de o que são riscos aceitáveis, o que requer uma avaliação de considerações ambientais, sociais, culturais, éticas, políticas e legais.

Os resultados da análise de riscos e os limites aceitáveis podem ser ilustrados em gráficos do tipo F-N, em que probabilidades de falha são apresentadas no eixo vertical e o impacto no eixo horizontal, assim como são ilustradas zonas de aceitação. Abaixo, por exemplo, está apresentado um gráfico deste tipo, contendo a avaliação de dois tipos de

consequência: fatalidades e prejuízo financeiro. Além disso, são apresentadas zonas de aceitação de várias construções, projetos e serviços.

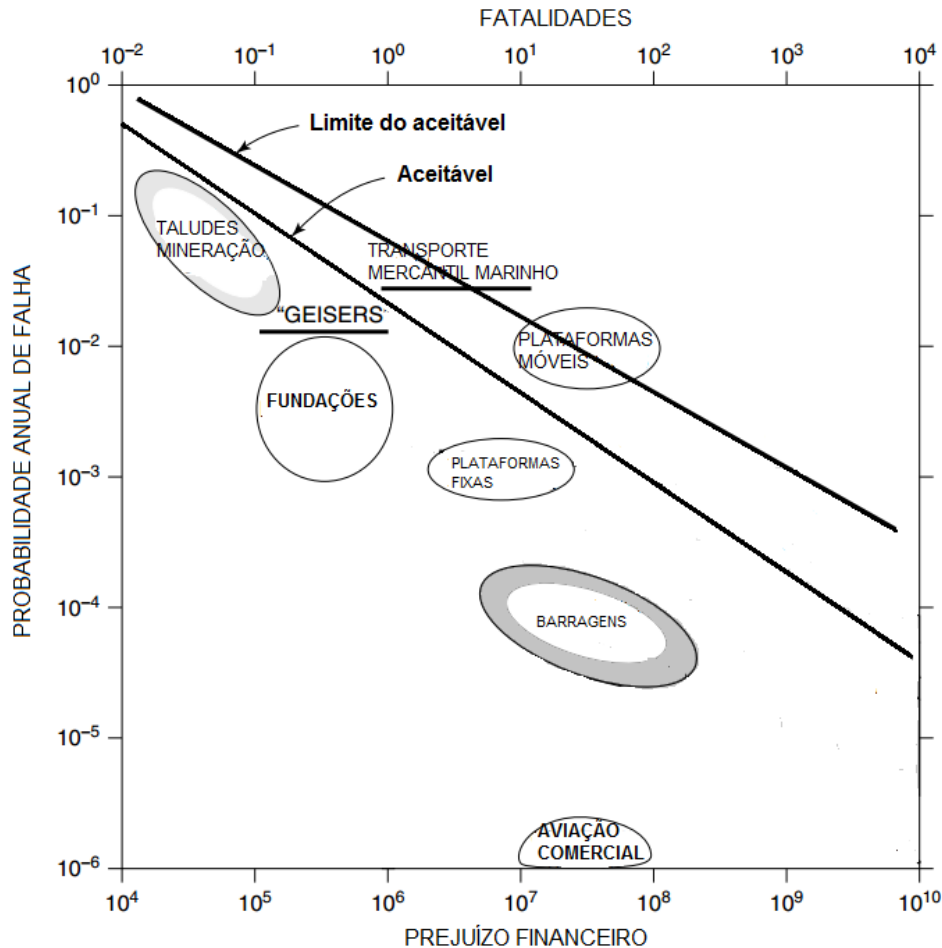


Figura 2-2: Gráfico F-N de Baecher para diversos serviços e construções (modificada, Baecher e Christian, 2003)

A Agência Federal de Gestão de Emergências dos Estados Unidos (Federal Emergency Management Agency - FEMA) ressalta que a tomada de decisões é afetada não somente pelos resultados obtidos da classificação ou quantificação dos riscos, mas também por fatores como o custo da mitigação de riscos, o tempo requerido para sua remediação, a praticidade e as chances de sucesso das ações remediadoras. As decisões feitas podem incluir o monitoramento do objeto de análise, investigações adicionais, ações para mitigar riscos, abandono do projeto ou da construção ou podem levar à conclusão de que não há necessidade de ações adicionais.

O diagrama abaixo apresenta uma esquematização do processo descrito para a análise e a gestão de riscos.

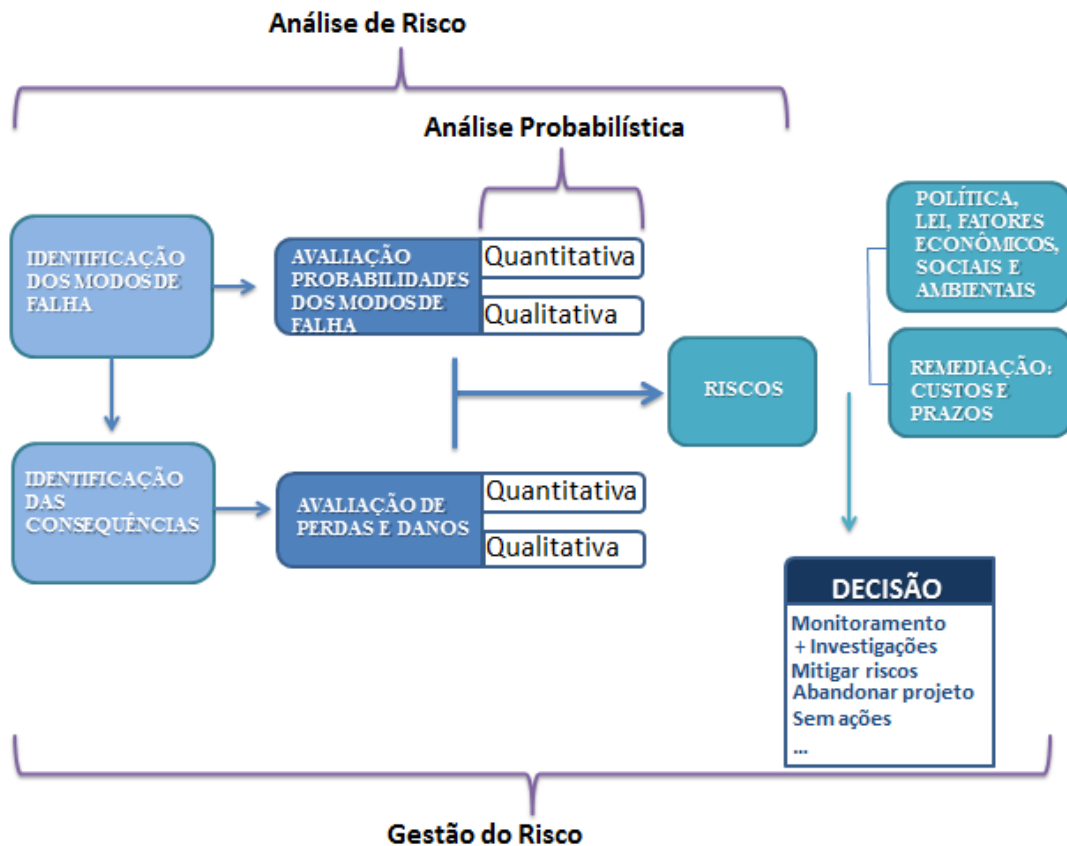


Figura 2-3: Processo da gestão de risco

Percebe-se que a análise probabilística é utilizada para a quantificação de probabilidades de falha, um dos elementos que compõem o risco. Este cálculo é o foco deste projeto, portanto os tópicos seguintes destinam-se à apresentação de preceitos e métodos probabilísticos que tornam possível esta quantificação.

2.2 CONCEITOS RELEVANTES DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA

Os conceitos apresentados a seguir são baseados em Baecher e Christian (2003) e Hines et al(2006) e foram selecionados com base na sua relevância para o entendimento dos métodos de análise probabilística. Além disso, são apresentadas ideologias e diferentes vertentes nas maneiras de se entender as incertezas e a probabilidade.

2.2.1 A natureza das incertezas

As principais incertezas com que esbarramos na engenharia geotécnica são de natureza aleatória (natural) ou epistêmica. As incertezas naturais são as variabilidades espaciais e temporais. Já as incertezas epistêmicas estão ligadas à falta de dados suficientes ou de entendimento, de modo que, apesar de haver um padrão nas propriedades analisadas, este não é bem conhecido. As incertezas epistêmicas podem estar ligadas à caracterização do depósito (sendo que incluem erros de medição e a inadequação da representatividade das amostras), ao modelo matemático utilizado e à variabilidade dos parâmetros do solo. Identificar a natureza das incertezas é um passo importante na análise probabilística: uma probabilidade de 10% de falha, por exemplo, pode representar que uma porção de 10% do depósito possui características que levam a falha, no caso de a incerteza ser de origem espacial, ou pode significar que há uma chance de 10% de todo o depósito falhar, no caso de incertezas epistêmicas.

2.2.2 O significado de probabilidade

Há duas correntes de interpretação do conceito de probabilidade: a clássica, que entende a probabilidade como frequência relativa, e a Bayesiana, advinda do teorema de Thomas Bayes, que considera a probabilidade uma medida do grau de confiança. Ambos os conceitos são partes dos estudos de risco e confiabilidade na engenharia geotécnica, de forma a interpretar tanto as incertezas aleatórias como as epistêmicas.

Segundo Baecher e Christian (2003), a teoria frequentista determina a probabilidade de ocorrência de um resultado, dadas as condições da natureza, verificadas após inúmeras observações. Nesta teoria, portanto, a probabilidade nada mais é do que a frequência de observações de um determinado resultado. Já a corrente Bayesiana tenta inferir, a partir dos dados, qual é a probabilidade da realidade, ou do estado da natureza, de fato ser o que eles sugerem. Neste caso, portanto, os dados fornecem um grau de confiança a respeito do conhecimento da realidade, que aumenta à medida que eles se repetem. Esta última corrente é muito comum na engenharia geotécnica, em que as incertezas são fundamentalmente epistêmicas e não é viável obter mais conhecimento a respeito do estado da natureza através de inúmeras observações, de forma que o número restrito de dados obtidos é utilizado para a inferência dos reais parâmetros dos solos e rochas.

2.2.3 A teoria da probabilidade

A teoria da probabilidade baseia-se nos seguintes axiomas:

- a) A probabilidade $P[A]$ de um evento A tem valor entre 0 e 1 : $0 \leq P[A] \leq 1$;
- b) A soma das probabilidades de eventos mutuamente exclusivos e coletivamente exaustivos é igual a 1: $\sum_i P[A_i] = 1$;
- c) A probabilidade da ocorrência de dois eventos independentes, A e B , é o produto de suas probabilidades individuais: $P[A \text{ e } B] = P[A]P[B]$.

2.2.4 Variáveis aleatórias discretas e contínuas

Uma variável aleatória é uma função que associa um número real a cada elemento do espaço amostral. Pode ser classificada em variável aleatória discreta, quando admite uma quantidade enumerável de valores, ou contínua, quando constituída de um intervalo ou um conjunto de intervalos, podendo, portanto, assumir um número infinito de valores.

A probabilidade associada a uma variável aleatória pode ser obtida através de funções de distribuição de probabilidade. No caso de variáveis discretas, estas distribuições são chamadas funções massa de probabilidade; no caso de variáveis contínuas, são as funções de densidade que definem sua probabilidade.

2.2.5 Esperança matemática

A esperança matemática ($E(x)$) é o valor médio de uma variável X , que pode assumir valores x_1, x_2, \dots, x_i . É dada pela soma dos produtos de todos os valores que esta pode assumir pela sua probabilidade.

$$E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x f_x(x) dx \quad \text{para variáveis contínuas} \quad (2.1)$$

$$E(x) = \sum_{i=1}^{\infty} x_i p(x_i) \quad \text{para variáveis discretas} \quad (2.2)$$

Sendo:

x = variável contínua qualquer

$f_x(x)$ = função de distribuição de probabilidade de x

x_i = variável discreta qualquer

$p(x_i)$ = probabilidade de x_i

2.2.6 Variância e desvio padrão

A variância é uma medida de dispersão que define quão longe os valores de uma variável aleatória x se encontram da média. É calculada da seguinte forma:

$$Var(x) = E[(x - E(x))^2] \quad (2.3)$$

O desvio padrão σ é a raiz quadrada da variância, e é usado como um indicador de dispersão de mesma unidade do valor esperado da variável.

$$\sigma_x = \sqrt{Var(x)} \quad (2.4)$$

2.2.7 Covariância e coeficiente de correlação

A covariância é uma medida do grau de interdependência entre duas variáveis aleatórias. Sejam duas variáveis aleatórias x e y , sua covariância é dada por:

$$Cov(x, y) = E[(x - \mu_x)(y - \mu_y)] \quad (2.5)$$

Sendo:

$Cov(x, y)$ = covariância entre x e y .

μ_x e μ_y = valor médio de x e y respectivamente

E = esperança matemática

O coeficiente de correlação ρ mede o grau de linearidade na variação de uma variável aleatória x em relação a outra variável y . Este coeficiente varia de -1 a 1, e quanto mais próximo desses limites, maior é a linearidade entre as variáveis.

$$\rho = \frac{Cov(x, y)}{\sqrt{Var(x)Var(y)}} \quad (2.6)$$

2.2.8 Coeficiente de variação

O coeficiente de variação, CV, é uma medida de dispersão calculada pela razão entre a média entre desvio padrão e média:

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.7)$$

σ = desvio padrão da variável analisada

μ = valor médio da variável analisada

2.2.9 Função massa de probabilidade

Dado que os possíveis valores que uma variável aleatória discreta X pode assumir sejam $x_1, x_2 \dots x_n$, e suas respectivas probabilidades são associadas por $p_1, p_2 \dots p_n$, é conhecida sua função de probabilidade ($x;f(x)$). A probabilidade de um resultado x, P(x), é neste caso:

$$P(X = x) = f(x) \quad (2.8)$$

Como a função massa de probabilidade de um determinado valor descreve sua probabilidade, a soma do resultado desta função para todos os valores que a variável discreta pode assumir é igual a um:

$$\sum_{i=1}^n f(x_i) = 1 \quad (2.9)$$

É calculada a esperança matemática da variável $X = x_1, x_2, \dots, x_n$, E(X), da seguinte forma:

$$E(x) = \sum_{i=1}^n x_i \cdot p_i \quad (2.10)$$

A variância, Var(X) é dada por:

$$Var(X) = E(X^2) - [E(X)]^2 \quad (2.11)$$

Sendo que $E(X^2) = \sum_{i=1}^n x_i^2 \cdot p_i$.

a) Distribuição Binomial

Uma variável aleatória discreta tem distribuição binomial quando o experimento ao qual está relacionada apresenta dois resultados, sucesso ou fracasso. A variável X assume os valores de número de sucessos, nas n realizações do experimento. A probabilidade de sucesso é definida como p e a probabilidade de fracasso é $q = 1 - p$.

A função binominal descreve a probabilidade de uma variável aleatória X assumir um valor x (número de sucessos) da seguinte maneira:

$$P(X = x) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x} \quad (2.12)$$

Calcula-se a esperança E(X) e a variância Var(X) das seguintes maneiras:

$$E(X) = n \cdot p \quad (2.13)$$

$$Var(X) = n \cdot p \cdot q \quad (2.14)$$

b) Distribuição de Poisson

A função de Poisson se apresenta mais prática do que a binominal quando se tem um número (n) muito grande de observações e probabilidade p muito pequena. Nesta distribuição, define-se um parâmetro λ , interpretado como uma taxa média de ocorrência de um evento x, de probabilidade p. Deste modo:

$$\lambda = E(x) = p \cdot n \quad (2.15)$$

Assim, a probabilidade de ocorrerem x eventos pela distribuição de Poisson é:

$$P(X = x) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!} \quad (2.16)$$

Ressalta-se que na distribuição de Poisson é feita a suposição de que a taxa de ocorrência de eventos é constante.

2.2.10 Função densidade de probabilidade

Uma função densidade de probabilidade descreve a distribuição de probabilidade de uma variável aleatória contínua. A área sobre a curva da função resulta na probabilidade de um intervalo selecionado.

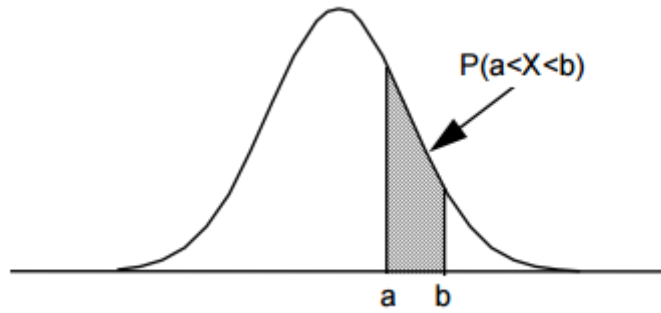


Figura 2-4: Curva de uma função densidade de probabilidade

Sendo $f(x)$ a função densidade de probabilidade, a probabilidade da variável X assumir valores entre a e b é:

$$P(a < X < b) = \int_a^b f(x)dx \quad (2.17)$$

A esperança matemática, $E(X)$, é dada por:

$$E(X) = \int_a^b x \cdot f(x)dx \quad (2.18)$$

A variância, $\text{Var}(X)$ é calculada pela seguinte equação:

$$\text{Var}(X) = E(X^2) - [E(X)]^2 \quad (2.19)$$

sendo $E(X^2) = \int_a^b x^2 \cdot f(x)dx$.

Define-se a função de densidade acumulada, $F(x)$ como a probabilidade de que uma variável aleatória X assumira valores menores do que x :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx \quad (2.20)$$

a) Distribuição Exponencial

A distribuição exponencial é uma distribuição contínua para modelar as ocorrências de eventos em um modelo de Poisson ao longo do tempo ou do espaço. Esta função está descrita a seguir.

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (2.21)$$

O parâmetro λ já foi descrito como a taxa de ocorrência de um evento, e x é o parâmetro ao longo do qual se deseja observar a distribuição de probabilidade, sendo comumente tempo ou espaço.

Neste modelo, a esperança matemática, $E(x)$ e a variância, $Var(x)$, são calculadas pelas seguintes equações:

$$E(x) = \frac{1}{\lambda} \quad (2.22)$$

$$Var(x) = \frac{1}{\lambda^2} \quad (2.23)$$

b) Distribuição Normal

A distribuição normal é a mais importante das distribuições de probabilidades. Ela representa uma oscilação simétrica em torno de um valor médio (μ), de modo que sua função tem o formato de uma curva em “sino”, como mostrado abaixo.

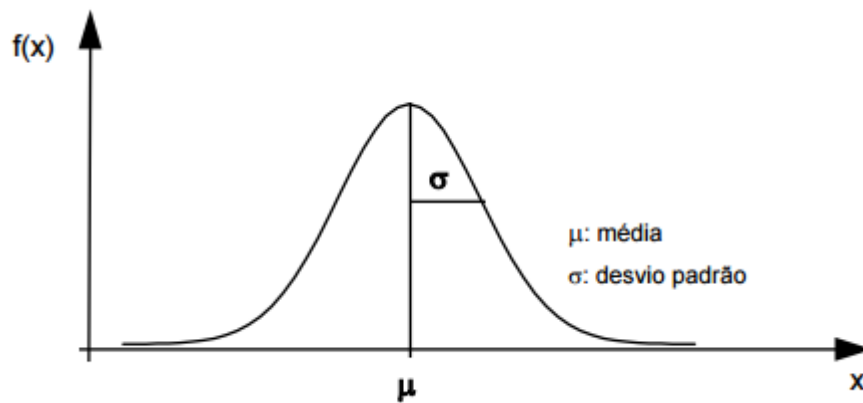


Figura 2-5: Curva de distribuição Normal

Uma variável aleatória contínua X tem distribuição Normal se sua função densidade de probabilidade é definida por:

$$N(x, \mu, \sigma^2) = f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (2.24)$$

O parâmetro μ é o valor médio e σ é o desvio padrão. Como já foi citado, neste tipo de distribuição a probabilidade de um intervalo de valores é dada pela área do gráfico neste intervalo. Algumas áreas importantes estão ilustradas abaixo, referentes a um desvio de um, dois e três desvios padrão em relação à média.

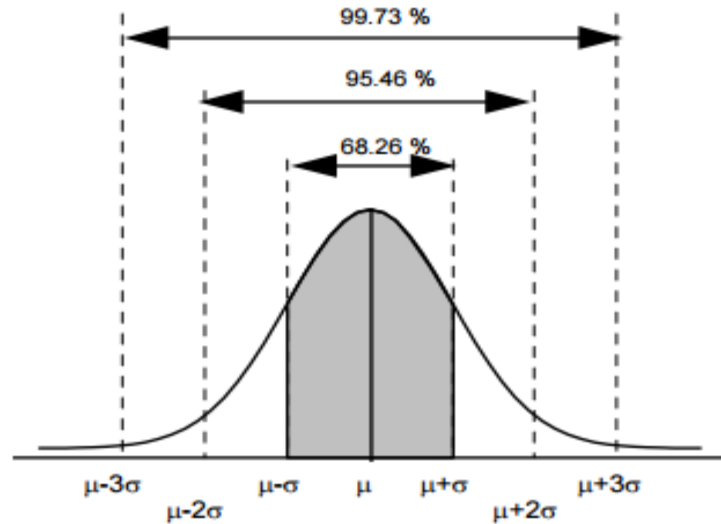


Figura 2-6: Áreas relevantes na curva de distribuição normal

Deste modo, 68,26% dos valores populacionais estão distantes de um desvio padrão da média; este desvio é de dois desvios padrão para 95,46% dos valores e de três desvios padrão para 99,73% dos valores.

A distribuição normal padrão é aquela com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma = 1$, denotada por $N(0,1)$. Neste caso, a função se reduz a:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) \quad (2.25)$$

Uma variável aleatória X é transformada em uma variável Z de distribuição normal padrão, através da seguinte equação:

$$Z = \frac{X-\mu}{\sigma} \quad (2.26)$$

A área à esquerda de um valor determinado da $N(0,1)$ é tabelada, de modo que a partir da transformação acima podem ser obtidas as probabilidades para quaisquer médias e desvios padrão.

A distribuição normal é utilizada quando as variáveis aleatórias são resultantes da soma de componentes aleatórios independentes.

c) Distribuição Log-Normal

Quando o logaritmo de uma variável aleatória X possui distribuição normal, é utilizada a distribuição log-normal, dada por:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right], \text{ se } x > 0 \quad (2.27)$$

A distribuição normal se aplica a variáveis aleatórias que são resultado da ação multiplicativa de um grande número de componentes aleatórios independentes.

2.2.11 Momentos da distribuição de probabilidade

Define-se o momento de ordem n , em relação à origem, de uma distribuição de probabilidade pela seguinte equação, em que f_x é uma função de distribuição discreta ou contínua.

$$E(x^n) = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f_x(x) dx \quad (2.28)$$

Percebe-se que o momento de primeira ordem, para $n=1$, é a esperança matemática (média). O momento de ordem n em relação à média, chamado de momento central de ordem n , é, portanto, dado pela seguinte equação:

$$E[x - E(x)]^n = \int_{-\infty}^{\infty} [x - E(x)]^n f_x(x) dx \quad (2.29)$$

Estes momentos fornecem informações importantes a respeito das características da distribuição. O momento central de segunda ordem é a variância, que determina a dispersão dos valores em relação à esperança matemática. O momento central de terceira ordem é usado como medida de simetria da distribuição de probabilidade, enquanto o momento central de quarta ordem é usado como medida do achatamento da curva.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Esta seção dedica-se a descrever três métodos de análise probabilística. Este tipo de análise se caracteriza pela introdução da variabilidade de variáveis das quais depende uma função. Dessa maneira, é possível a obtenção de uma curva de distribuição de probabilidade para a função. Neste projeto a função analisada será o fator de segurança, de modo que a probabilidade deste assumir um valor menor do que um indicará a probabilidade de falha estrutural da barragem.

Como a variabilidade de um parâmetro é descrito pelo desvio padrão, a primeira etapa para a utilização de um dos três métodos abaixo é a obtenção de seu valor. Duncan (2000) descreve três maneiras de se fazer isto. A primeira é pelo cálculo do desvio padrão a partir de uma amostragem satisfatória, opção que na Engenharia Geotécnica costuma ser inviável pela frequente falta de dados suficientes. Outra opção é a obtenção de valores típicos publicados do coeficiente de variação para diversos parâmetros. A partir do coeficiente de variação pode ser calculado o desvio padrão para a análise probabilística.

Por fim, pode ser utilizada a regra três-sigma, baseada no fato de que quase 100% dos valores de variáveis normalmente distribuídas encontram-se afastados em no máximo três desvios padrão da média. Dessa forma, calcula-se o desvio padrão σ pela seguinte equação:

$$\sigma = \frac{HCV-LCV}{6} \quad (2.30)$$

HCV = Maior valor assumido pela variável (Highest Conceived Value)

LCV = Menor valor assumido pela variável (Lowest Conceived Value)

Segundo Duncan (2000), o método três-sigma pode ser utilizado para analisar se valores típicos publicados do coeficiente de variação fornecem valores razoáveis de HCV e LCV.

2.3.1 Método FOSM

O método FOSM, First Order Second Moment, se baseia na expansão de uma função F por uma série de Taylor, truncada na derivada de primeira ordem.

Sendo F uma função de múltiplas variáveis x_1, x_2, \dots, x_n de valores médios X_1, X_2, \dots, X_n , o seu valor esperado $E[F]$ e sua variância (momento de segunda ordem) σ^2_F são calculados através das seguintes equações:

$$E[F] \approx F(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.31)$$

$$\sigma^2_F = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial F}{\partial x_i} \frac{\partial F}{\partial x_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \quad (2.32)$$

Destaca-se que ρ é o coeficiente de correlação e σ é o desvio padrão.

Quando não há correlação entre as variáveis, a equação 2.32 assume a seguinte forma:

$$\sigma^2_F = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial F}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (2.33)$$

A função F pode assumir a forma de qualquer função relevante no estudo geotécnico. É comumente adotada como o fator de segurança (FS). Ao fator de segurança é associada uma função contínua de distribuição de probabilidade.

A análise probabilística pelo método FOSM segue as seguintes etapas:

- a) Identificação das variáveis, seus valores médios e variâncias.
- b) Cálculo das derivadas parciais da função F em relação aos parâmetros.
- c) Calcular o valor esperado da função, $E[F]$, e sua variância, σ^2_F .
- d) Assumir uma curva de distribuição de probabilidade para F e, a partir disto, associar índices de confiabilidade à probabilidade de falha. No caso do fator de segurança, a falha é caracterizada por um FS menor do que um.

O método FOSM se torna de difícil aplicação quando não há uma relação de linearidade entre a função analisada e as variáveis, pois, neste caso, as derivadas parciais não são constantes.

2.3.2 Método das Estimativas Pontuais

O Método FOSM pode ter desdobramentos bastante complexos por requerer o cálculo das derivadas parciais da função expandida pela série de Taylor. Emilio Rosenblueth simplificou o problema em seu método das Estimativas Pontuais, substituindo variáveis

aleatórias contínuas por variáveis discretas cujas distribuições de probabilidade fornecem momentos de ordem m iguais.

O valor esperado de uma função Y elevada a uma potência m, $E[Y^m]$ é dado por:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (2.34)$$

Sendo que:

Y é uma função de X, $Y = F(X)$

y_+ é o valor da função Y em um ponto x_+ acima do valor médio de X, $\mu_m: y_+ = F(x_+)$

y_- é o valor da função Y em um ponto x_- abaixo do valor médio de X, $\mu_m: y_- = F(x_-)$

P_+ e P_- são fatores de ponderação de y_+ e y_- respectivamente.

Os valores x_+ e x_- constituem uma variável discreta e estão associados a uma probabilidade P_+ e P_- respectivamente. Ao se igualar os momentos produzidos por esta função de distribuição discreta à função real, contínua, podem ser obtidas x_+ e x_- e os fatores de ponderação.

O método de Rosenblueth lida com três casos, descritos a seguir:

a) Caso 1: Y é função de uma variável X de média, variância e momento de terceira ordem conhecidos. Neste caso, tem-se:

$$x_+ = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (2.35)$$

$$x_- = \mu_x + \left[\frac{v_x}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (2.36)$$

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{v_x}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_x}{2}\right)^2}} \right] \quad (2.37)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (2.38)$$

O parâmetro v_x é a obliquidade, medida de assimetria da distribuição normal. É calculada pela razão entre o momento de terceira ordem, m_3 , e o cubo do desvio padrão,

$$\sigma: v_x = \frac{m_3(\mu_x)}{\sigma_x^3}.$$

b) Caso 2: Y é função de uma variável X simétrica e de distribuição aproximadamente normal. É feita uma estimativa com três pontos, sendo um deles a média ($x = \mu_x$) e os outros dois pontos, x_+ e x_- , estando igualmente espaçados da média. Tem-se:

$$x = \mu_x \quad (2.39)$$

$$x_+ = \mu_x + \sqrt{3}\sigma_x \quad (2.40)$$

$$x_- = \mu_x - \sqrt{3}\sigma_x \quad (2.41)$$

$$E[Y^m] \approx P(y_\mu)^m + P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (2.42)$$

$$y_\mu = F(\mu_x), P = \frac{2}{3} \text{ e } P_+ = P_- = \frac{1}{6}. \quad (2.43)$$

c) Caso 3: É o caso em que se encontra a análise deste projeto, no qual Y é uma função de n variáveis que se distribuem simetricamente e que podem estar correlacionadas. No método são utilizados 2^n pontos, de modo que sejam feitas todas as combinações possíveis das n variáveis, que podem estar um desvio padrão acima ou abaixo da média. Caso as variáveis não possuam correlação entre si, o fator de ponderação para todos os pontos é $P = 1/n$. Caso haja correlação entre as variáveis, o fator de ponderação é calculado a partir do coeficiente de correlação ρ , da seguinte maneira:

$$P(s_1, s_2 \dots s_n) = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j)\rho_{ij} \right] \quad (2.44)$$

Nesta equação, $s_i = +1$ quando a variável i tem uma distância de um desvio padrão acima da média; caso a variável esteja um desvio padrão abaixo da média, $s_i = -1$. Aplica-se o mesmo raciocínio a s_j .

O valor esperado da função Y elevada à potência m é:

$$E[Y^m] \approx \sum P_i (y_i)^m \quad (2.45)$$

A variância é obtida por:

$$Var(Y^m) \approx E[Y^{2m}] - (E[Y^m])^2 = \sum P_i (y_i^m)^2 - [\sum P_i (y_i^m)]^2 \quad (2.46)$$

A análise probabilística pelo método das estimativas pontuais segue as seguintes etapas:

- a) Identificação das variáveis e suas variâncias
- b) Estimar os pontos e fatores de ponderação
- c) Calcular o valor esperado da função F e sua variância
- d) Ajustar a função F a uma curva de distribuição assumida, e calcular sua probabilidade de falha.

O fato de o método de Rosenblueth requerer cálculos em 2^n pontos em uma função de n variáveis é uma limitação à praticidade do processo: um número acima de cinco variáveis torna o número de cálculos muito grande. Como solução a este problema, há alguns métodos que permitem a redução do número de pontos calculados: um deles foi proposto por Rosenblueth e se aplica a variáveis com distribuição simétrica e sem correlação. Harr (1989) sugere um método de redução de pontos para variáveis correlacionadas e de distribuição simétrica e Hong(1998) criou uma solução para o problema envolvendo variáveis correlacionadas e com obliquidade significativa. Tais métodos estão descritos em Christian (2003).

O método das estimativas pontuais é prático e acurado para muitos problemas práticos da Geotecnia. Deve-se evitar o uso de método quando o coeficiente de variação da variável analisada é alto.

2.3.3 Método Monte Carlo

O método Monte Carlo surgiu na idealização da construção da bomba atômica durante o Projeto Manhattan da Segunda Guerra Mundial. Foi nomeado em homenagem ao famoso casino de Mônaco. De fato, assim como nos jogos de azar de um cassino, o método Monte Carlo é baseado na geração aleatória de resultados. Diferencia-se dos métodos anteriormente estudados por gerar uma grande amostragem de parâmetros, de modo que a partir disso possa também ser gerada uma amostragem das funções que destes dependem.

Sendo uma função F das variáveis x_1, x_2, \dots, x_n de distribuição de probabilidade, média e desvio padrão conhecidos, podem ser geradas várias amostras de combinações destas

variáveis por um “sorteio” de seus valores. As amostras obtidas são processadas de modo a se calcular valores de F para todas as combinações de valores sorteadas.. A probabilidade de falha é então facilmente obtida a partir destes resultados. Por exemplo, sendo F uma função que define o fator de segurança, FS, basta analisar a porcentagem dos valores sorteados que geraram um $FS < 1$.

O método Monte Carlo é prático e facilmente programável em computador. Possui a desvantagem de uma convergência lenta, de modo que costumam ser necessárias muitas amostras para uma representação confiável da realidade. De qualquer maneira, é uma proposta interessante por não requerer que seja estipulada uma distribuição de probabilidade para a função F analisada.

2.4 BARRAGENS: CONCEITOS RELEVANTES E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Costuma-se definir duas possíveis funções para as barragens: regularização do regime hidrológico e retenção de água.

As barragens de regularização trabalham armazenando água em períodos em que o rio apresenta vazões maiores que a demanda. O volume armazenado é usado para suprir a demanda quando a vazão não é suficiente. Esta regularização do nível de água é importante na garantia de atividades como a geração de energia elétrica, a navegação e o abastecimento de água.

As barragens de retenção são utilizadas no amortecimento de cheias e sedimentos. Funcionam pelo armazenamento temporário de um volume excedente, que é posteriormente liberado de forma mais branda do que em sua descarga natural. Assis (2014) ressalta que as barragens costumam ter mais de uma função, de modo que seu volume armazenado pode ser destinado a diversas atividades, como é o caso da ilustração abaixo.

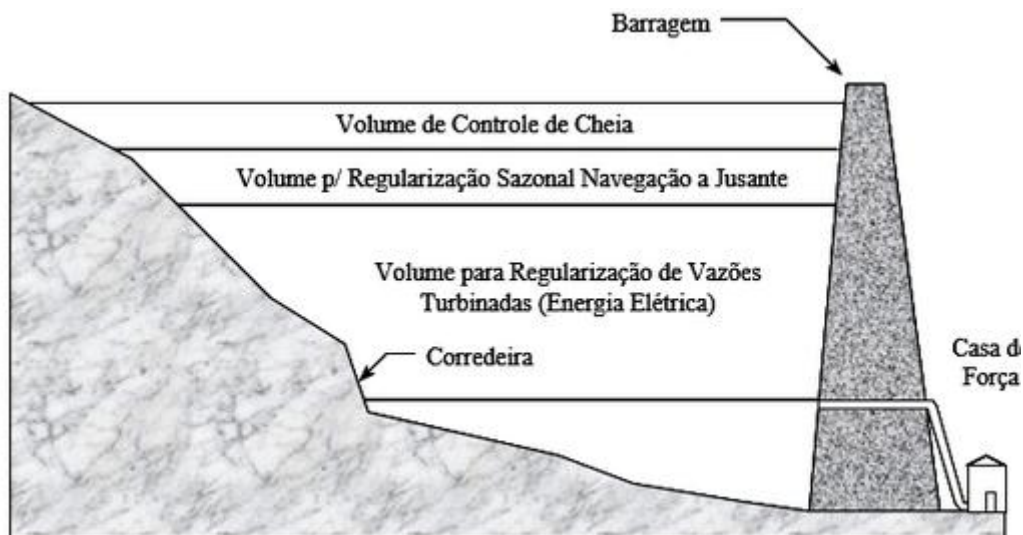


Figura 2-7: Barragem com reservatório direcionado a diversas finalidades (Assis, 2014)

Quanto ao material constituinte, as barragens podem ser de terra, enrocamento ou concreto. Segundo Assis (2014), entre os fatores que influenciam a escolha de um desses tipos de barragem estão a caracterização geológica e topográfica do local, aspectos geotécnicos, disponibilidade de solo ou rocha, as condições da fundação e o clima da região.

As barragens de enrocamento, foco deste projeto, encontram condições favoráveis a sua construção quando os estudos geológicos e geotécnicos da área indicam a presença de rocha sã e de boa qualidade.

2.4.1 Barragens de enrocamento

Os enrocamentos consistem em maciços formados por fragmentos de rochas compactadas. São dispostos em camada para a construção das barragens de enrocamento, que podem ser de dois tipos: com face impermeável ou com núcleo impermeável.

Nas barragens com núcleo impermeável o material comumente utilizado na vedação central é argila disponível no local de construção. Este tipo de projeto deve ser feito tendo-se em mente que, ao contrário dos enrocamentos, o núcleo argiloso tem sua

execução dependente do clima. Segundo Assis (2014), o projeto do núcleo com inclinação para a montante oferece uma otimização na construção da barragem, especialmente em regiões chuvosas, pois possibilita a construção de grande parte do talude de jusante independentemente do levantamento do núcleo. Por outro lado um núcleo pouco inclinado permite uma maior incorporação da ensecadeira de montante, de modo que as implicações de seu posicionamento devem ser pesadas durante o projeto.

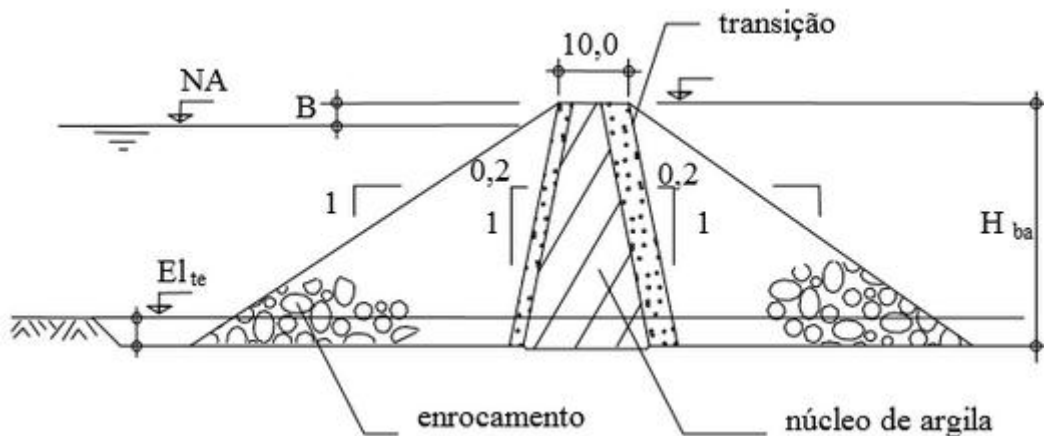


Figura 2-8: Barragem de enrocamento com núcleo impermeável (Assis,2014)

As barragens com face impermeável costumam ter como materiais de vedação, feita na montante, o concreto ou soluções asfálticas. Cruz (1995) destaca como vantagem deste tipo de barragem uma pequena dependência da construção em relação às condições climáticas, o que a torna uma solução interessante em regiões chuvosas.

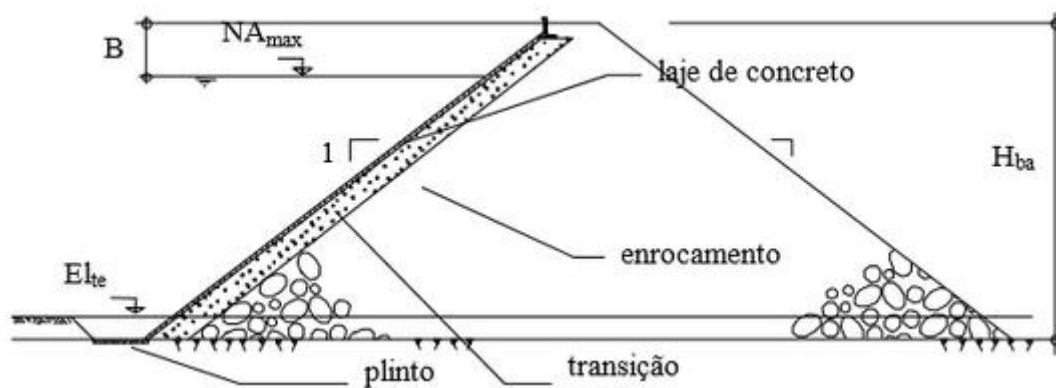


Figura 2-9: Barragem de enrocamento com face impermeável de concreto (Assis, 2014)

De acordo com U.S. Army Corps of Engineers (2004), os materiais para enrocamentos variam desde rochas sãs não drenantes até materiais de estrutura mais solta, como arenitos e folhelhos siltosos. Estes últimos são geralmente dispostos em uma camada chamada “random”, uma zona heterogênea que é geralmente situada à jusante do filtro septo (ASSIS, 2014). A utilização deste tipo de material se dá pela necessidade, movida pela economia, de se incorporar todas as escavações rochosas no maciço.

2.4.2 Segurança de barragens: modos de falha

A gestão de risco foi anteriormente apresentada como uma ferramenta para a avaliação e garantia da segurança de diversos serviços e construções, inclusive as barragens. Como citado anteriormente, o primeiro passo deste processo é a identificação dos modos de falha, ou seja, de eventos que podem levar à falha. Neste contexto, a Agência Federal de Gestão de Emergências dos Estados Unidos (2015) enumera os principais fatores que podem levar à ruptura de uma barragem, sendo eles:

- Transbordamento de água sobre a barragem devido a inundações
- Atos deliberados de sabotagem
- Falha estrutural dos materiais de construção
- Movimentação ou falha da fundação
- Fissuração ou recalque da barragem
- Ocorrência de piping e erosão interna no solo
- Fiscalização e manutenção inadequadas

Todos os fatores citados acima devem ser investigados e ter sua probabilidade de ocorrência quantificada (ou classificada). Neste projeto, será feita a análise probabilística da falha estrutural dos materiais da barragem, cálculo que envolve a análise de estabilidade do talude. A falha estrutural é caracterizada por um fator de segurança menor do que um, sendo o fator de segurança (FS) uma relação entre esforços resistentes e esforços atuantes, que dependem dos parâmetros do solo e do estado de carregamento da barragem.

2.3.3 A análise de estabilidade do talude de uma barragem

São diversos os campos de estudo que estão envolvidos no projeto e construção de uma barragem. Dentro da engenharia geotécnica, Cruz (1995) define vários elementos pertinentes ao estudo destas estruturas, incluindo o dimensionamento de drenos e filtros, características da fundação, o controle da compactação e a instrumentação. De alguma forma, todos os elementos citados estão relacionados à segurança da barragem. Mas, neste projeto, será dada ênfase à análise de estabilidade do talude.

Os esforços a que estão submetidos o talude de uma barragem, se menores que a resistência dos solos que o compõem, podem submetê-los ao tombamento ou ao deslizamento de uma massa de solo, delimitada por uma superfície de ruptura. A estabilidade em relação a estes eventos pode ser avaliada pelo cálculo de um fator de segurança pelo Método do Equilíbrio Limite, que será apresentado adiante.

Cruz (1995) define que as principais dificuldades na análise de estabilidade do talude de uma barragem encontram-se em selecionar os parâmetros adequados, prever as condições de fluxo de água e prever a superfície e os mecanismos de ruptura prováveis.

A determinação de um fator de segurança no que se refere à estabilidade do talude é feita através do método das fatias de equilíbrio limite, a ser explicado adiante. O método admite a análise em termos de tensões totais ou efetivas. Quando se faz uma abordagem em termos de tensões totais, os valores de pressão neutra são ignorados e parâmetros de resistência ao cisalhamento são obtidos em ensaios não drenados. Quanto à abordagem em termos de tensões efetivas, os parâmetros são obtidos por meio de ensaios drenados ou não drenados com medição da pressão neutra, obtida através de piezômetros instalados na obra.

O método das tensões efetivas produz resultados mais fieis, visto que as pressões efetivas são uma importante consideração na análise de resistência do solo. A aplicação do método encontra dificuldades, porém, no fato de os ensaios drenados, utilizados para obtenção de parâmetros efetivos, serem demorados e a previsão de pressão neutra no campo não ser muito confiável.

Na mesma linha de pensamento, Assis (2014) admite que a análise com tensões efetivas é mais representativa, porém há incertezas nas medidas das pressões neutras de modo

que “ a análise de um problema em termos de tensões totais é um artifício criado para suprir as demandas em estimar ou medir as pressões neutras.”

Seja a análise de estabilidade feita em termos de tensões efetiva ou totais, estas tensões são dependentes de dois fatores: os parâmetros do solo e o estágio de carregamento da barragem.

2.3.4 Estágios de carregamento de uma barragem

Costuma ser definida a seguinte sequência de carregamentos atuantes em uma barragem:

a) Compactação: o processo de diminuição de vazios do solo e o equipamento utilizado para sua execução implicam na existência de carregamentos sobre a barragem na fase de construção

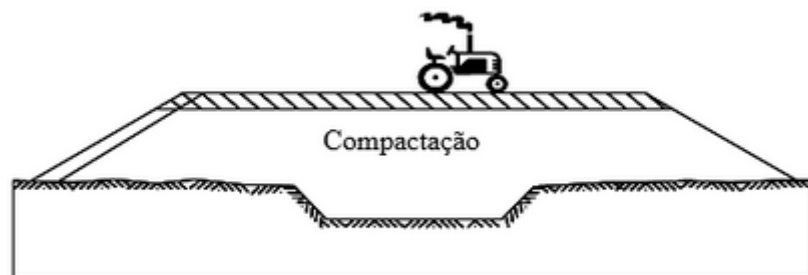


Figura 2-10: Carregamento em uma barragem:compactação (Assis,2014)

b) Carregamento devido ao material sobrejacente: as camadas de solo e rocha lançadas durante a construção de uma barragem carregam as camadas inferiores.



Figura 2-11: Carregamento em uma barragem: sobreposição de material (Assis, 2014)

c) Saturação: concluída a barragem, o início de sua operação se dá com o seu enchimento, devido ao qual se estabelecem pressões neutras.

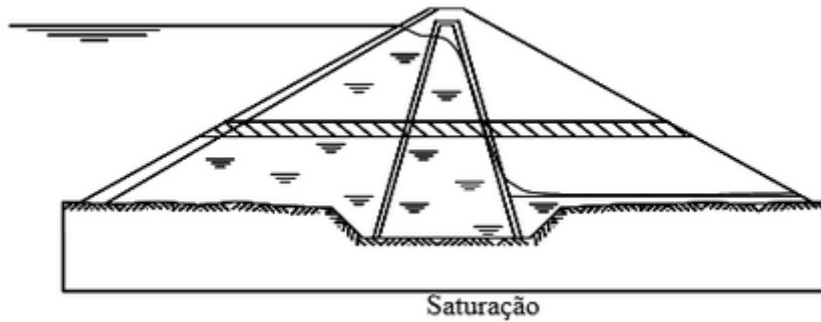


Figura 2-12: Carregamento em uma barragem: saturação (Assis, 2014)

d) Rebaixamento rápido: caso nível de água diminuía em uma velocidade considerável, o aparecimento de pressões neutras pode modificar as condições de estabilidade do talude.

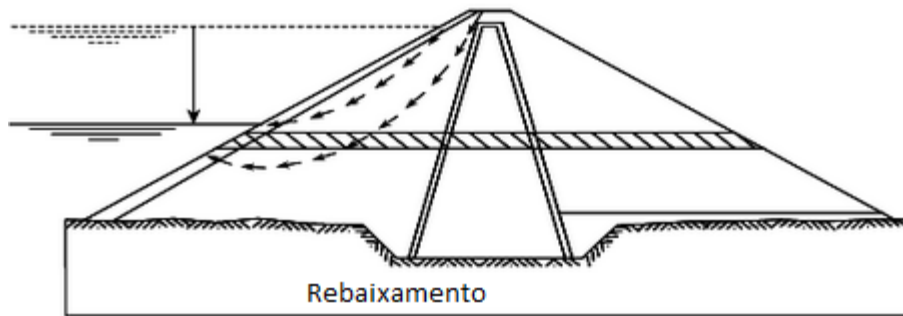


Figura 2-13: Carregamento em uma barragem: rebaixamento (Assis, 2014)

Podem ainda ser destacados carregamentos devido a abalos sísmicos, que são de importante consideração em localidades em que estes fenômenos não são muito raros. Cruz (1995) encaixa os carregamentos citados em três condições de solicitação para os taludes de barragens de terra e de enrocamento: final de construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido.

CAPÍTULO 3 – ESTUDO DE CASO

Neste capítulo serão descritas as características gerais da Usina Hidrelétrica Serra do Facão, cuja seção foi utilizada como base para a criação da seção analisada neste trabalho. O interesse por uma seção semelhante ao da barragem de Serra do Facão se dá pelo fato de já haver alguns trabalhos que fazem referência a esta construção, como os estudos de Talhacolo e Abrahim (2011) e Volkmer (2011). É válido ressaltar que a seção a ser analisada, apesar de apresentar semelhanças de projeto e de materiais com a barragem de estudo de caso, não representa fielmente o talude construído em Serra do Facão.

3.1 Caracterização da barragem

A Usina Hidrelétrica Serra do Facão foi construída no Rio São Marcos, no Estado de Goiás, na região onde se localizam os municípios entre Catalão e Divinópolis. Está em operação desde 2010 com uma capacidade de gerar 210 megawatts de energia elétrica.

As figuras 3-1 e 3-2 ilustram a disposição geral da barragem. Há um trecho central executado com Concreto Compactado a Rolo (CCR), onde se encontram a casa de máquinas e os vertedores; o barramento nas laterais é feito por uma estrutura de enrocamento com núcleo impermeável de argila.



Figura 3-1: Barragem Serra do Facão - Vista frontal (Serra do Facão Energia S.A.)

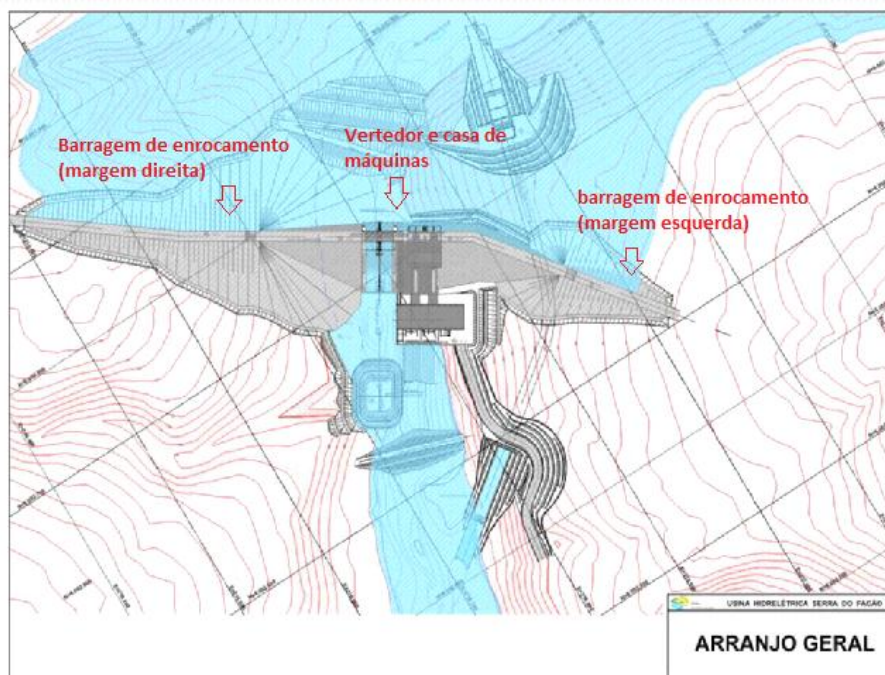


Figura 3-2: Barragem Serra do Facão - Vista superior

Segundo dados da Alcoa, a UHE Serra do Facão conta com uma área inundada de 218,84 quilômetros quadrados, podendo o nível de água no reservatório alcançar a cota de 756 metros (vide Figura 3-3). Seu sistema extravasor conta com vertedouros capazes de escoar uma vazão de 2684 metros cúbicos por segundo. Além disso, há um sistema de adução, com a tomada d'água do tipo gravidade, feita por condutos forçados.

No que se refere à geologia do local, investigações da área indicaram a predominância de maciços de micaxisto com algumas ocorrências de xisto grafitoso. Sondagens indicaram a ocorrência de zonas alteradas, medianamente alteradas e sãs. Estes materiais, obtidos de escavações como as do túnel de desvio, foram lançados em camadas e compactados para a construção da barragem de enrocamento. A seção desta barragem está apresentada abaixo.

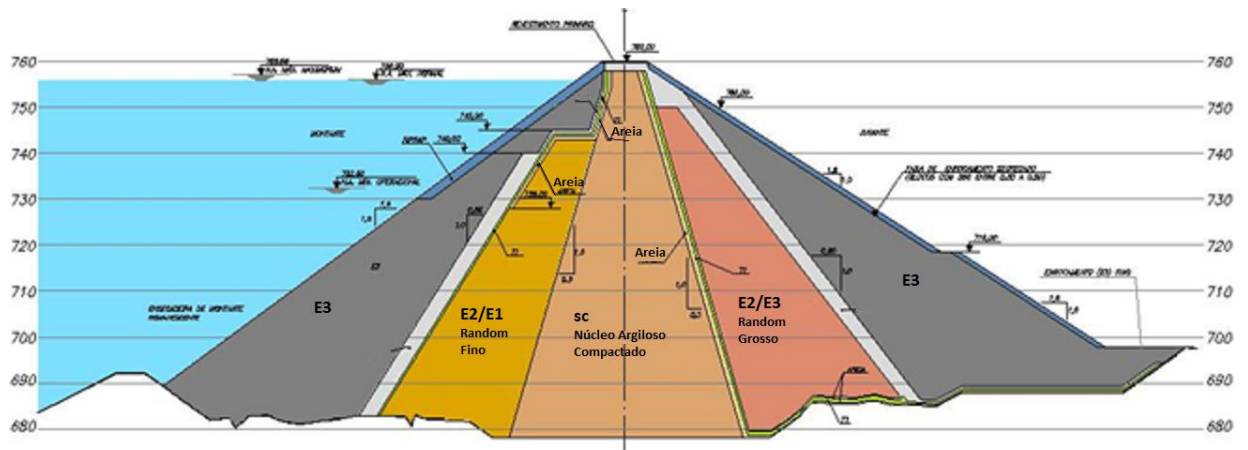


TABELA DE MATERIAIS

- E1 - Material do Horizonte I - Micaxisto Alterado
- E2 - Material do Horizonte II - Micaxisto Medianamente Alterado
- E3 - Material do Horizonte III - Micaxisto Pouco Alterado ou São
- SC - Solo Compactado
- T1 - Transição Fina
- T2 - Transição Grossa

Figura 3-3: Composição do talude da barragem Serra do Facão (Talhacolo e Abraham, 2011)

O enrocamento é formado por camadas externas de mecaxisto são ou pouco alterado; há duas zonas random, uma formada por mecaxisto medianamente alterado e outra formada por mecaxisto alterado, sendo que há uma zona de transição entre estas e os trechos do horizonte E3.

3.2 Seção escolhida e parâmetros de projeto

A seção cuja estabilidade será analisada com uso dos métodos de análise probabilística foi modelada por Talhacolo e Abraham (2011) e está ilustrada abaixo. Este talude foi inspirado no existente em Serra do Facão, com algumas diferenças importantes, tais como a simplificação da geometria da fundação; a desconsideração da existência de algumas das zonas de materiais e da transição entre eles e a inexistência de filtros.

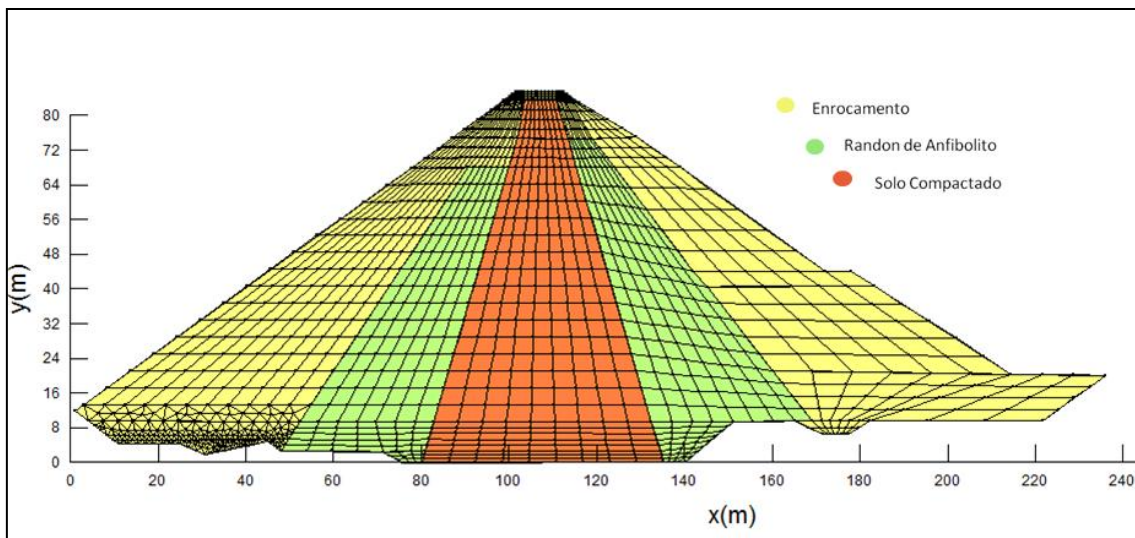


Figura 3-4: Seção escolhida para análise (Talhacolo e Abraham, 2011)

Apesar de Talhacolo e Abraham (2011) terem demonstrado que um modelo tridimensional da barragem é significativamente mais acurado na representação da distribuição de tensões, será utilizada nesse projeto a seção transversal pela maior simplicidade de cálculos. Ademais, as autoras forneceram os parâmetros adotados em sua modelagem, descritos na tabela abaixo. Estes serão os valores médios utilizados na análise matemática que será feita neste projeto.

Tabela 3-1: Parâmetros dos materiais da seção escolhida (Talhacolo e Abraham, 2011)

MATERIAL	c (kPa)	φ (°)	γ (kN/m ³)	E (KPa)	Poisson
Enrocamento	5	43,5	22	60.000	0,45
Randon de Anfibolito	23	32	22	40.000	0,44*
Solo Compactado	20	28	18	50.000	0,49

O enrocamento costuma ser um material de coesão natural desprezada, mas para a modelagem matemática da barragem é necessária a introdução de uma pequena coesão associada a este material, de forma que possa ser simulado o efeito do encaixe dos blocos de rocha fragmentada.

Para que seja feita uma análise probabilística na seção apresentada, deve ser introduzida uma variabilidade nestes parâmetros. Isto será feita pela obtenção de coeficientes de variação típico de diversos materiais, presentes em artigos e livros que tratam do estudo da confiabilidade e análise de risco na Engenharia Geotécnica.

CAPÍTULO 4 – METODOLOGIA

Este capítulo destina-se a apresentar os principais preceitos teóricos, formulações matemáticas e parâmetros envolvidos na análise probabilística executada. Como mencionado, foi escolhida a análise da estabilidade estrutural do talude da barragem estudada, através do cálculo do fator de segurança pelo Método do Equilíbrio Limite.

O cálculo do fator de segurança requer a obtenção de tensões resistentes e atuantes. O primeiro passo para o cálculo destas tensões é a identificação do estado de carregamento em que se encontra a barragem, sendo que serão detalhados os preceitos físicos que regem a análise da construção, do regime permanente de operação e do rebaixamento rápido. Identificado o estado de carregamento, devem ser estipuladas condições iniciais e de contorno da análise, como condições iniciais do nível de água, tempo de rebaixamento rápido ou restrições de deslocabilidade da barragem. Além disso, devem ser levantados os parâmetros que influenciam as tensões atuantes e resistentes.

Para que seja realizada a análise probabilística devem ser introduzidas as variabilidades dos fatores dos quais depende o fator de segurança (FS). Não só os parâmetros do solo, mas também carregamentos podem ter variabilidades que devem ser definidas. Por exemplo, o nível do reservatório depende de fatores hidrológicos, variando ao longo do ano. Conhecidos os elementos dos quais depende o fator de segurança e suas variabilidades, esse pode ter sua variância calculada, por meio dos métodos probabilísticos apresentados. Por fim, poderá ser obtida uma probabilidade de ruptura.

Primeiramente será apresentado o Método do Equilíbrio Limite e o modelo de cálculo da resistência dos solos. Em seguida, serão demonstrados os cálculos envolvidos na obtenção de tensões atuantes nos três estados de carregamento estudados. Feita esta revisão bibliográfica, ficarão claros os parâmetros que influenciam nos cálculos a serem feitos para cada estado de carregamento, e toda a metodologia será ilustrada em um diagrama.

Da análise da cunha podem ser derivadas quatro equações: o equilíbrio de forças verticais, forças horizontais e de momentos e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Desta forma, fica claro que o número total de equações obtidas no cálculo de estabilidade de um talude é de $4n$, sendo n o número de cunhas. Este número de equações mostra-se insuficiente diante da quantidade de variáveis desconhecidas (descritas na tabela abaixo), que incluem noções a respeito da força normal e das forças entre fatias.

Tabela 4-1: Variáveis desconhecidas no Método do Equilíbrio Limite

Número de variáveis desconhecidas	Descrição
n	Magnitude da força normal na base de cada fatia, N
n	Ponto de aplicação da força normal na base de cada fatia
$n - 1$	Magnitude da força normal na interface entre fatias, E
$n - 1$	Ponto de aplicação da força normal na interface entre fatias, X
$n - 1$	Magnitude da força cisalhante na interface entre fatias, X
n	Força de cisalhamento na base de cada fatia, S_m
1	Fator de segurança, F
1	Valor de Lambda, λ
$6n - 1$	Número total de incógnitas

Diversos métodos surgiram com simplificações que busquem solucionar este problema. Alguns atendem a apenas duas das três equações de equilíbrio estático e negligenciam a atuação das forças existentes entre fatias, enquanto métodos mais rigorosos, como o de Morgenstern & Price (1965) fazem estimativas destes esforços.

Neste trabalho, as tensões totais e poropressões atuantes ao longo da superfície de ruptura foram obtidas através de ferramentas computacionais que utilizam o Método dos Elementos Finitos. Quanto às tensões resistentes, estas são definidas através do critério

de Mohr-Coulomb. Em solos saturados, a envoltória de ruptura é definida em função da coesão, do ângulo de atrito e das tensões efetivas, como descrito abaixo:

$$\tau_r = c' + (\sigma_r - u_w) \tan \phi' \quad (2.47)$$

sendo que τ_r é a tensão cisalhante de ruptura, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, σ_r é a tensão normal total na ruptura e u_w é a poropressão na ruptura.

Em solos não saturados, o envelope de ruptura assume um caráter tridimensional, já que há a inclusão de um novo fator do qual depende a função: a sucção mátrica, dada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e da água (u_w). Assim, a equação que caracteriza a resistência neste caso é:

$$\tau_r = c' + (\sigma_r - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.48)$$

onde ϕ^b é um ângulo que define a variação da tensão resistente em relação à sucção.

As Figuras 2-12 e 2-13 comparam as representações gráficas da envoltória de ruptura para solos saturados e não saturados:

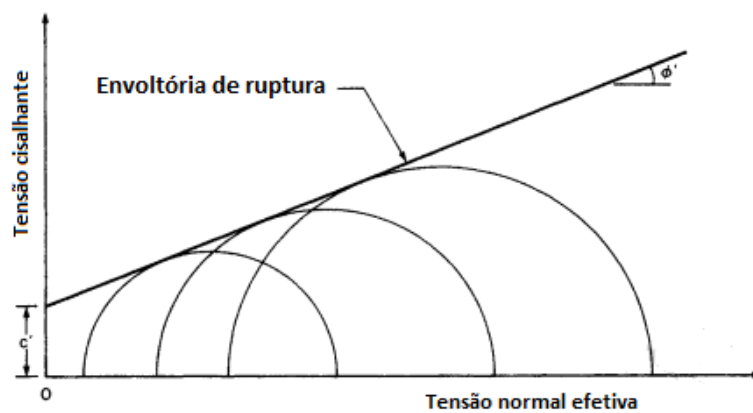


Figura 4-2: Critério de Mohr Coulomb - solos saturados (Fredlund, 1993, modificada)

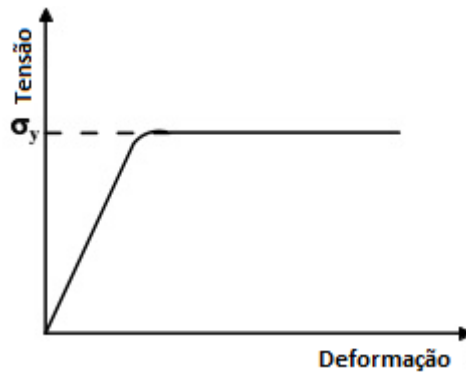


Figura 4-4: Gráfico tensão-deformação no Modelo Elastoplástico (Geostudio, 2007)

Enquanto na fase elástica, a deformação do solo varia linearmente em relação à tensão, sendo que estes dois parâmetros são relacionados da forma descrita na equação abaixo:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Sendo:

E = Módulo de Young do solo

ν = Coeficiente de Poisson

σ_x, σ_y e σ_z = Tensões normais nas direções x,y e z respectivamente

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$, e ε_z = Deformações nas direções x,y e z respectivamente

τ_{xy} = Tensão cisalhante no plano xy

γ_{xy} = Deformação angular

Na fase plástica, as deformações podem ser divididas em parcelas elásticas, passíveis de recuperação, e permanentes, sendo que apenas as componentes elásticas estão associadas a mudanças de tensão.

A barragem em questão foi modelada de maneira que fosse dividida em diversas camadas de material, cujos pesos são ativados de forma sequencial, para a simulação de sua construção em etapas. Geralmente a construção de aterros se dá em camadas de 20 a 50 cm. Em modelagens numéricas, porém, esta espessura resultaria em um número de

camadas muito alto em estruturas de grande porte, de forma que são feitas simplificações. Naylor e Mattar (1988) obtiveram bons resultados com a utilização de seis camadas. Outros estudos corroboram esta teoria, sendo comum a divisão do talude em seis a dez camadas.

A análise da construção pode ser feita com a discretização da barragem para a utilização do Método dos Elementos Finitos. A cada nova etapa, o surgimento de uma nova camada significa o surgimento de incrementos de carga, devido ao peso dos materiais, nas camadas inferiores, cujos efeitos em termos de deformação podem ser obtidos através da equação 4.1 e das condições de contorno dos elementos finitos. Mais especificamente, as tensões que surgem devido ao peso das camadas, ao longo dos elementos finitos, são distribuídas aos seus nós em termos de forças, como exemplificado na 4-2, que são traduzidas em termos de deformações através da fórmula citada e métodos numéricos de integração.

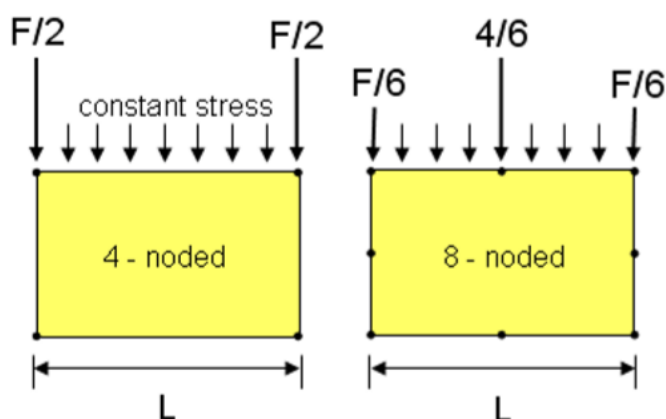


Figura 4-5: Distribuição das forças do elemento aos nós (GeoStudio, 2007)

Além das tensões totais calculadas, é possível que no estágio de construção exista a atuação de poropressões devidas à compactação, feita nos materiais úmidos. Caso o material úmido não tenha uma boa capacidade de dissipação da água, as pressões neutras atuantes não podem ser ignoradas, podendo ser calculadas através do coeficiente de poropressão ru , que trata-se de uma relação entre a poropressão e a tensão atuante na profundidade analisada. Assim, a poropressão é obtida pelo produto das tensões verticais pelo coeficiente ru .

Na análise de estabilidade, são utilizadas as tensões calculadas para os pontos que se encontram ao longo da linha de ruptura para a verificação do fator de segurança ao final da construção.

4.3 Análise do Regime Permanente

Finalizada a construção, pode-se dar procedimento ao enchimento do reservatório. Esta etapa é caracterizada pelo surgimento de pressões neutras devido ao fluxo de água no corpo da barragem. Durante sua operação com reservatório cheio, a barragem encontra-se em estado de regime permanente, o que significa que vazões e pressões permanecem constantes.

Um dos mais importantes princípios do estudo do fluxo de água nos solos é a Lei de Darcy, aplicável a solos saturados ou não saturados:

$$v = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (4.2)$$

Nesta equação, v é a velocidade da água. O termo $\frac{\partial h_w}{\partial y}$ representa o gradiente hidráulico, ou seja, a variação da carga hidráulica ao longo do solo. Quanto à permeabilidade k_w , esta é função do grau de saturação e do volume de vazios no solo. Em solos saturados, é uma constante, enquanto nos solos não saturados costuma ser descrita em função da sucção mátrica, dada pela diferença entre pressão do ar (u_a) e da água (u_w), $k_w = k(u_a - u_w)$.

A permeabilidade dos solos é influenciada por fatores diversos, tais como a granulometria, o índice de vazios, a rugosidade das partículas e o grau de saturação. Nas argilas, seu valor não é maior do que 10^{-6} cm/s, o que justifica a função impermeabilizante que tal material desempenha nos núcleos de barragens.

O fluxo de água é regido pela mesma lei em solos saturados e não saturados e é aplicado de forma a englobar as variações que o coeficiente de permeabilidade pode assumir, devidas à heterogeneidade do meio e à anisotropia.

Meios heterogêneos estão associados à variabilidade espacial do coeficiente de permeabilidade, devido à diferença de distribuição dos vazios ou do tipo de solo entre diversos pontos do meio, por exemplo. Já a anisotropia se relaciona à diferença no valor

do coeficiente de permeabilidade, em um determinado ponto, nas direções x e y ($k_{wx} \neq k_{wy}$). A equação diferencial que rege o fluxo bidimensional da água no regime permanente e transiente, descrita a seguir, é aplicável a meios heterogêneos e anisotrópicos:

$$k_{wx} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{wy} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (4.3)$$

onde:

k_{wx} = permeabilidade na direção x

k_{wy} = permeabilidade na direção y

$\frac{\partial h}{\partial x}$ = gradiente hidráulico na direção x

$\frac{\partial h}{\partial y}$ = gradiente hidráulico na direção y

h = carga hidráulica

θ = umidade volumétrica do solo, dada pela razão entre volume de água e volume total ($\theta = V_w/V_o$)

$\frac{\partial \theta}{\partial t}$ = variação da umidade em relação ao tempo, t

Esta equação é derivada da conservação de massa, de forma que a diferença entre os fluxos de entrada e de saída deve ser igual ao volume armazenado no período de tempo analisado. No caso do regime permanente, o fluxo de entrada é igual ao fluxo de saída, de forma que o termo que representa a variação da umidade volumétrica com o tempo é nulo. Então, para este caso, a equação toma a seguinte forma:

$$k_{wx} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_{wy} \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (4.4)$$

O resultado gráfico desta equação são duas famílias de curvas ortogonais, as linhas de fluxo e as linhas equipotenciais, formando as chamadas redes de fluxo. O seu traçado manual pode ser uma ferramenta para a resolução de problemas de fluxo, mas tornou-se ultrapassada com o advento dos métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF). A resolução pelo MEF trabalha com a discretização da barragem para a aplicação das equações que regem o fluxo nos nós dos elementos. A solução requer a

introdução de condições de contorno em termos de fluxo ou cargas hidráulicas, como, por exemplo, a posição do nível de água no reservatório de uma barragem.

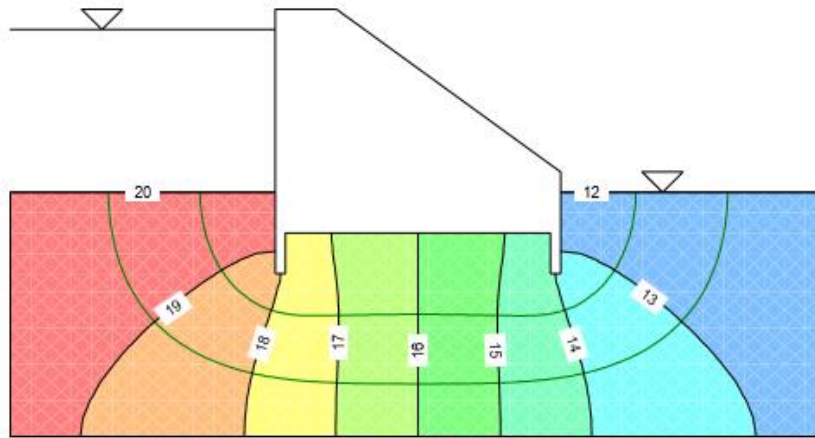


Figura 4-6: Exemplo de rede de fluxo no solo (GeoStudio, 2007)

A importância da obtenção de resultados de cargas hidráulicas neste trabalho reside nas poropressões associadas a elas, que afetam diretamente as tensões efetivas existentes na barragem. Na análise de estruturas geotécnicas, as tensões efetivas são as responsáveis pelo comportamento mecânico do solo, respondendo pelas suas características de deformabilidade e resistência ao cisalhamento. Logo, o fluxo de água no corpo da barragem tem efeitos sobre o fator de segurança, objeto de análise neste estudo.

Levantado esse aspecto, é importante que seja entendido que a carga hidráulica h é composta por três parcelas: a carga altimétrica, referente à altura do ponto analisado; a carga piezométrica, que diz respeito às pressões neutras existentes e a carga cinética, relacionada à velocidade do fluxo. No geral, a parcela correspondente à energia cinética pode ser desprezada, de forma que se chega à seguinte relação para a carga hidráulica:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_a} \quad (4.5)$$

sendo:

h = carga hidráulica total, em m

z = diferença de cota entre um ponto de referência e o ponto analisado, em m

u = pressão neutra, em kPa

γ_a = peso específico da água, em kN/m³

Portanto, conhecidas as cargas hidráulicas totais nos nós com uso das ferramentas matemáticas apresentadas, a pressão neutra em qualquer ponto pode ser tomada, o que viabiliza a análise de estabilidade no regime permanente.

4.4 Análise do Rebaixamento Rápido (regime transiente)

A análise do rebaixamento rápido não costuma ser um dos fatores condicionantes dos projetos atuais. Não existem na literatura muitos estudos relacionados ao assunto, especialmente no âmbito nacional, mas as publicações existentes sugerem que este é um estado que pode ser crítico no que se refere à estabilidade do talude. Morgenstern (1963), por exemplo, enumera uma lista de barragens cujas falhas foram atribuídas às condições criadas pelo rebaixamento rápido, dentre elas a barragem de Utica e a barragem do Lago Standley, ambas nos Estados Unidos.

O rebaixamento rápido ocorre quando o nível de água adjacente ao talude de uma barragem decresce de forma rápida em relação ao tempo requerido, pelo material, para a dissipação das poropressões. O tempo de rebaixamento é uma característica de projeto, dependente do volume do reservatório e da capacidade de escoamento dos vertedouros e da tomada d'água da barragem.

A queda gradual do nível de água coloca a barragem em um estado de regime transiente, em que vazões e pressões não são constantes. A equação 4.3, como já citado, rege o fluxo transiente, sendo que neste caso há uma variação não nula da umidade volumétrica ao longo do tempo.

A variação do volume armazenado de água nos vazios pode ter sua origem em dois fatores. Um deles é o adensamento do solo, e, portanto, a mudança no seu estado de tensões, como resposta a carregamentos e mudanças de poropressões. Além disso, a variação da sucção mátrica está relacionada à retenção de água pelo solo, de forma que um aumento na sucção significa uma diminuição no volume armazenado de água. Para este caso, o teor de umidade volumétrico da água pode ser relacionado graficamente à sucção através das curvas de armazenamento, cujas características estão ilustradas na Figura 4-4.

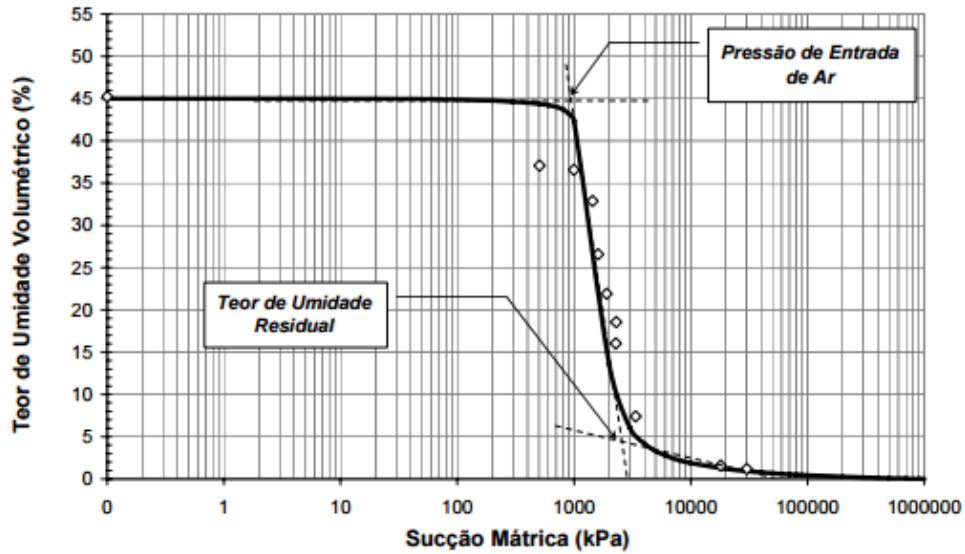


Figura 4-7: Curva de retenção de água (adaptação de Fredlung e Xing, 1994)

A curva de retenção relaciona o teor de umidade volumétrica do solo à sucção mátrica. Nela podem ser destacados o teor de umidade residual, a partir do qual não há mudanças significativas no volume armazenado de água, e a pressão de entrada de ar, que representa a sucção a partir do qual há vazios não preenchidos por água no solo. O teor de umidade máximo do solo, relativo a sucções mais baixas que a pressão de entrada de ar, é o teor de umidade do solo em estado saturado.

Como já mencionado, a sucção é apenas um dos fatores que regem a variação do teor de umidade volumétrica da água no solo, já que a deformação volumétrica (ε_v) relacionada ao adensamento também é levada em consideração. Desta forma, pode-se definir o termo $d\theta$ na equação 4.3 da seguinte forma:

$$d\theta = \frac{\partial\theta}{\partial(u_a - u_w)} d(u_a - u_w) + \frac{\partial\theta}{\partial\varepsilon_v} d\varepsilon_v \quad (4.6)$$

sendo:

θ = teor de umidade volumétrico

$u_a - u_w$ = sucção mátrica, sendo u_a a pressão do ar e u_w a pressão da água

ε_v = deformação volumétrica, podendo ser descrita em função do índice de vazios e da compressibilidade

O primeiro termo da equação representa a derivada da curva de retenção. Como pode ser visto na figura 4-4, esta taxa de variação é nula para solos saturados, de forma que se

pode concluir que apenas a variação volumétrica é responsável pela variação do volume de água neste estado. Assim, em solos saturados:

$$d\theta_s = \frac{\partial\theta_s}{\partial\varepsilon_v} d\varepsilon_v \quad (4.7)$$

onde θ_s é a umidade volumétrica do solo saturado.

A equação acima pode, ainda, ser reescrita em função da variação de tensões efetivas, com a introdução do coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , como descrito na equação a seguir:

$$d\theta_s = m_v d(\sigma - u_w) \quad (4.9)$$

sendo σ tensão total, u_w é a poropressão e a subtração destes dois termos na equação representa a tensão efetiva. Quando não há aplicação de carregamento, a variação no armazenamento de água se deve somente à poropressão, logo a tensão total pode ser suprimida da equação. O coeficiente m_v pode ser obtido através do módulo de elasticidade do solo em compressão confinada, M , da seguinte forma:

$$m_v = \frac{1}{M} \quad (4.10)$$

Discutidos os preceitos que regem o fluxo no regime transiente e a variação do volume retido de água em meios saturados e não saturados, podem ser feitas considerações a respeito dos possíveis efeitos do rebaixamento rápido no corpo de uma barragem. Caso o material que compõe a estrutura não tenha uma permeabilidade alta o suficiente para que a dissipação de poropressões acompanhe o ritmo do rebaixamento no reservatório, ocorre um acúmulo gradual de água durante o rebaixamento, de forma que seu nível se eleva e há mudanças nas poropressões, o que acarreta em diminuições nas tensões efetivas que podem ser drásticas a ponto de comprometer a estabilidade do talude.

A Figura 4-5 ilustra este acúmulo no núcleo argiloso da barragem estudada, sendo o nível de água representado pela linha azul.

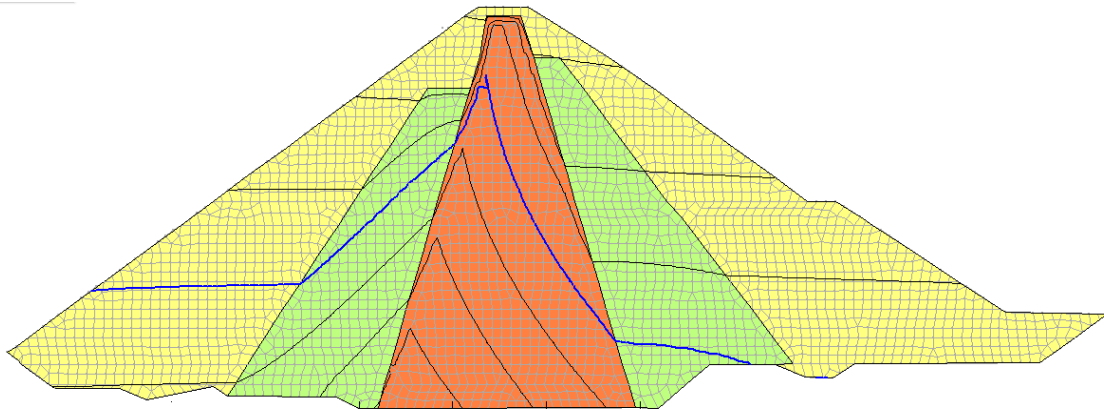


Figura 4-8: Efeitos do rebaixamento rápido no núcleo argiloso

A resolução de um problema deste tipo requer, necessariamente, condições iniciais de contorno em todos os elementos da malha formada para o cálculo pelo Método dos Elementos Finitos. Como a análise a ser feita envolverá o decrescimento do nível de água das condições do regime de operação até um nível baixo, as condições iniciais do rebaixamento rápido são justamente as cargas obtidas para o regime permanente.

4.5 Diagrama do processo da análise probabilística

A figura 4-6 ilustra a metodologia da análise feita. Cada estágio de carregamento requer a definição de condições de contorno: restrições do deslocamento no caso da construção, posição do nível da água (N.A.) no regime permanente e tempo no caso do rebaixamento rápido, dentre outros.

Os parâmetros utilizados na análise também dependem do estágio de carregamento e estão definidos no diagrama. Tais parâmetros são utilizados para o cálculo das tensões resistentes e atuantes. As tensões atuantes referem-se a tensões totais e poropressões, e seu cálculo foi demonstrado neste capítulo. A resistência ao cisalhamento depende das tensões atuantes e dos parâmetros do solo, mais especificamente a coesão e o ângulo de atrito. A definição dos esforços resistentes e atuantes permite o cálculo do fator de segurança (FS).

As variâncias dos parâmetros devem, então, ser obtidas para a utilização dos métodos probabilísticos estudados, de maneira que seja obtida a variabilidade do fator de

segurança. Com essa variabilidade, é possível calcular a probabilidade de ruptura, ou seja, $P(FS < 1)$.

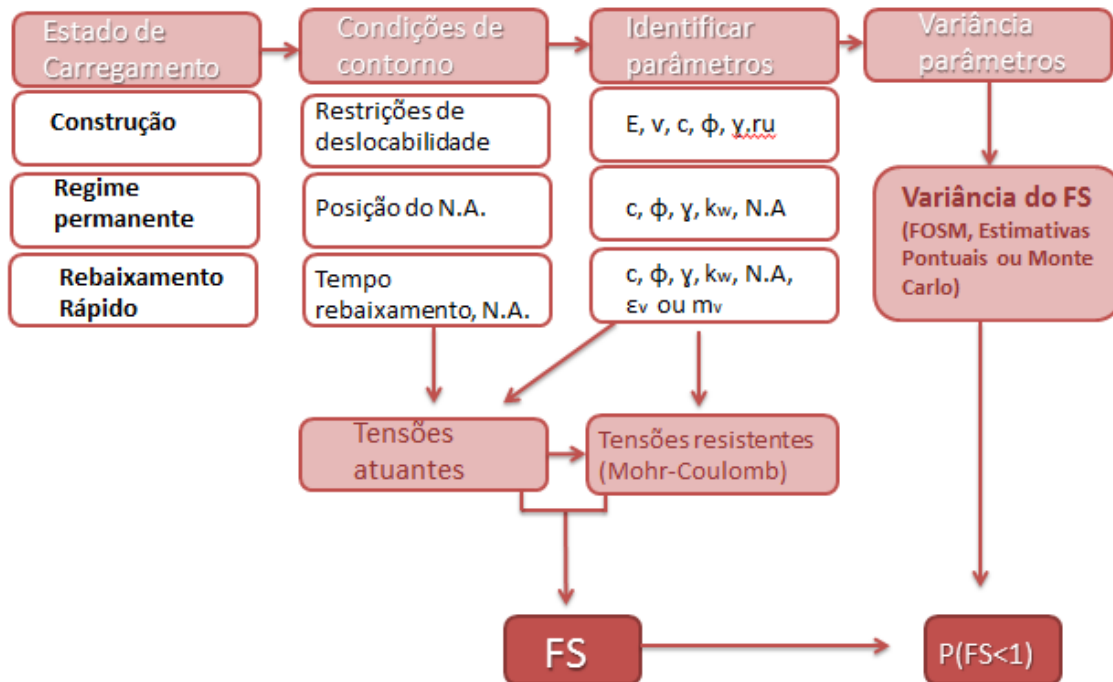


Figura 4-9: Metodologia da análise probabilística da estabilidade do talude da barragem

O procedimento descrito foi feito com o auxílio de ferramentas computacionais (pacote GeoStudio, 2007) para o cálculo das tensões e do fator de segurança. Os resultados da análise feita serão apresentados no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Este capítulo destina-se à apresentação dos resultados obtidos da aplicação dos três métodos probabilísticos aplicados na simulação de uma barragem nas três principais situações de carregamento: a construção, o regime permanente de operação e o rebaixamento rápido.

Os métodos utilizados requerem a introdução do desvio padrão dos parâmetros utilizados na análise. No programa utilizado, foram necessários os dados referentes a vinte parâmetros: o peso específico (γ), o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (c), o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), a permeabilidade (p) de cada um dos três solos (enrocamento, transição e argila), além dos coeficientes de poropressão (ru) e de compressibilidade volumétrica (m_v) da argila. Os valores do desvio padrão de cada parâmetro foram obtidos a partir de valores típicos do coeficiente de variação (CV) retirados da literatura. A Tabela 4-1 apresenta estes valores típicos e as fontes de onde foram retirados. Na Tabela 4-2 encontram-se os desvios padrão (σ) calculados a partir dos valores médios dos parâmetros e da equação 2.7.

Tabela 5-1: Coeficientes de variação típicos

Parâmetro	CV (%)	CV adotado (%)	Fonte
Peso específico γ	01 % - 10 %	5%	Baecher e Christian (2003)
Ângulo de atrito ϕ (areia)	5% - 15%	10%	Baecher e Christian (2003)
Ângulo de atrito ϕ (argila)	12% - 56%	15%	Baecher e Christian (2003)
Coesão (areia)	25% - 30%	30%	Baecher e Christian (2003)
Coesão (argila)	20% - 50%	30%	Baecher e Christian (2003)
Módulo de Elasticidade	2% - 42%	30%	Baecher e Christian (2003)
Poisson	-	14,5%	Griffiths e Fenton (2007)
Coeficiente ru	-	40%	Assis e Farias (1998)
Permeabilidade k	200-300%	300%	Baecher e Christian (2003)
Coeficiente m_v	2% - 42%	30%	Baecher e Christian (2003)

Tabela 5-2: Desvio padrão calculado dos parâmetros

Parâmetro	Material	Média	CV	σ
γ (kN/m ³)	Enrocamento	22	5%	1,1
	Transição	22		1,1
	Argila	18		0,9
ϕ	Enrocamento	44	10%	4,4
	Transição	32	10%	3,2
	Argila	28	20%	5,6
c (kPa)	Enrocamento	5	30%	1,5
	Transição	23		6,9
	Argila	20		6
E (kPa)	Enrocamento	60000	30%	18000
	Transição	40000		12000
	Argila	50000		15000
v	Enrocamento	0,4	14,5%	0,058
	Transição	0,44		0,064
	Argila	0,49		0,071
ru	Argila	0,15	40%	0,060
m_v (1/kPa)	Argila	0,01	30%	0,003
k (cm/s)	Enrocamento	1e-03	300%	3e-03
	Transição	1e-05	300%	3e-05
	Argila	1e-09	300%	3e-09

Os valores médios dos parâmetros foram retirados da Tabela 2-3, com exceção das permeabilidades e dos coeficientes m_v e ru , que foram estipulados a partir de valores típicos, de acordo com o material. Foi considerado para o cálculo apenas o coeficiente ru da argila porque este material, ao contrário do enrocamento, tem uma permeabilidade muito baixa, ou seja, pouca capacidade de dissipar poropressões na compactação.

Os coeficientes de variação relativos aos enrocamentos não foram encontrados nas fontes pesquisadas, então foram utilizados os dados da areia para estes materiais.

5.1 Análise da construção

A simulação da fase de construção da seção analisada foi feita com o auxílio do SIGMA/W, um dos programas do pacote GeoStudio, destinado ao estudo do comportamento de tensões e deformações dentro da Engenharia Geotécnica. Tal programa vale-se do Método dos Elementos Finitos para obtenção dos resultados.

Neste projeto, foi escolhido um número de dezesseis camadas, definidas com tamanhos aproximadamente iguais, mas respeitando a lógica das fronteiras entre materiais distintos. Esta divisão está ilustrada na figura abaixo.

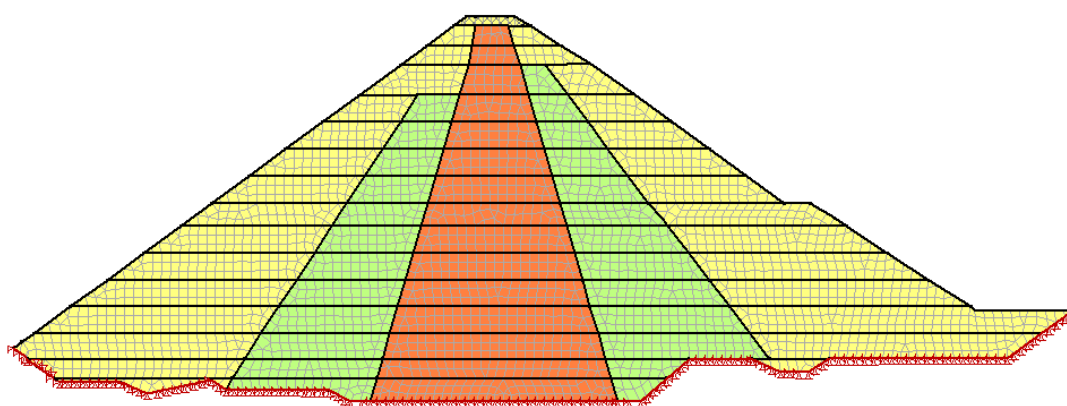


Figura 5-1: Camadas delimitadas para análise da construção

O resultado obtido para a distribuição de tensões verticais ao fim da construção encontra-se na figura 4-2 e foi utilizado no programa SLOPE/W para a análise de estabilidade. Foi retornado um Fator de Segurança (FS) de 1,603 e a superfície de ruptura, obtida por processo iterativo até que fosse encontrado o menor FS, está apresentada na figura 4-3. Tendo em vista a obtenção de uma superfície de ruptura com um potencial de danos significativo, foi definido um afastamento mínimo de 10 metros da tangente da curva em relação à face da barragem.

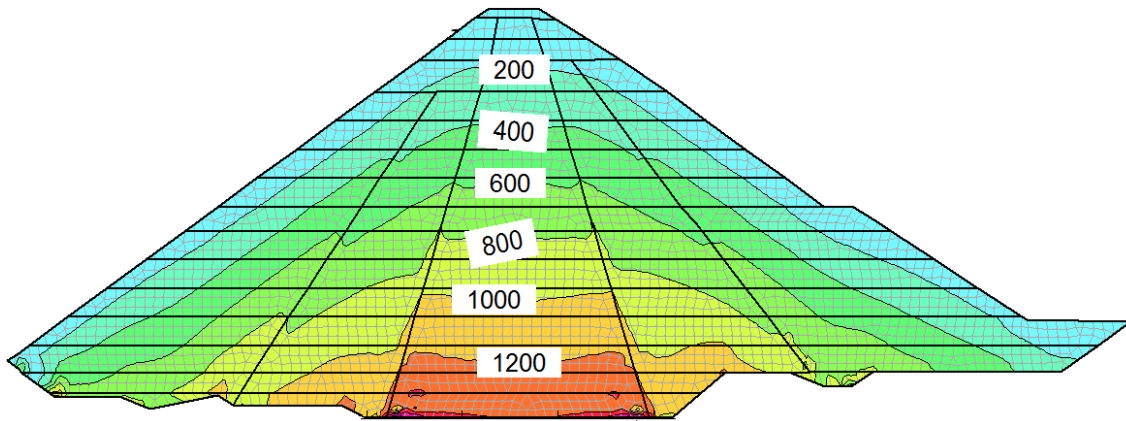


Figura 5-2: Distribuição de tensões (em kPa) ao final da construção

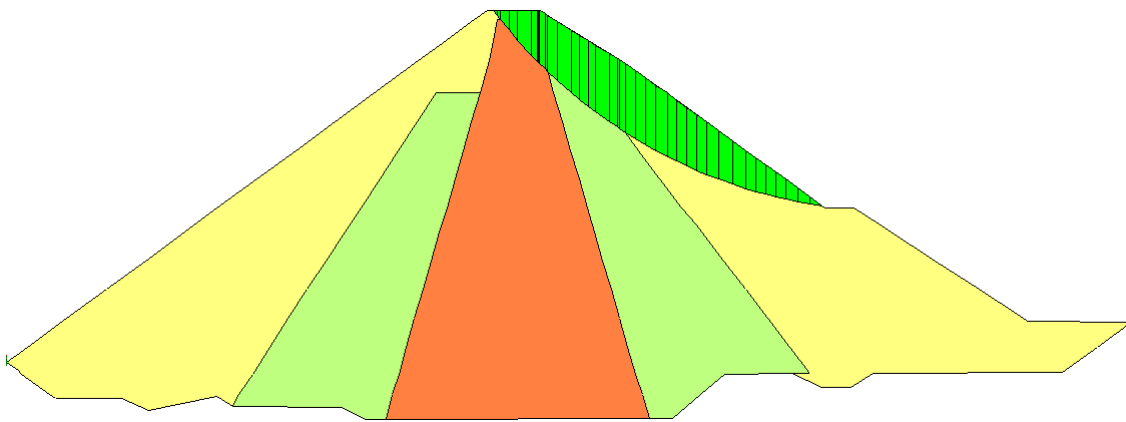


Figura 5-3: Superfície de ruptura com valores médios (construção)

Obtidos os resultados acima, a variabilidade dos parâmetros foi introduzida por mudanças manuais, para o caso dos métodos FOSM e das Estimativas Pontuais, e de maneira automática, com sorteios feitos no próprio programa, no caso do método Monte Carlo. Os resultados estão apresentados a seguir.

5.1.1 Resultados do Método FOSM

A análise pelo método FOSM foi feita através de sucessivas alterações de cada um dos parâmetros dos três tipos de solo da seção. Estas alterações foram feitas da forma sugerida por Muniz e Assis (1998), aumentando ou diminuindo o valor dos parâmetros com incrementos crescentes (2%, 5% e 10%) em relação ao valor inicial. A cada alteração feita, os programas SIGMA/W e SLOPE/W foram novamente rodados e foi registrado o novo número de fator de segurança.

Abaixo estão apresentados gráficos que relacionam o fator de segurança aos parâmetros, de acordo com os valores obtidos a cada mudança de valores. O coeficiente angular destas retas retornou, logicamente, um valor médio da derivada parcial do FS em relação ao parâmetro analisado. De posse dos resultados para derivadas parciais, foi possível o cálculo do desvio padrão. As figuras abaixo mostram as retas obtidas e suas equações

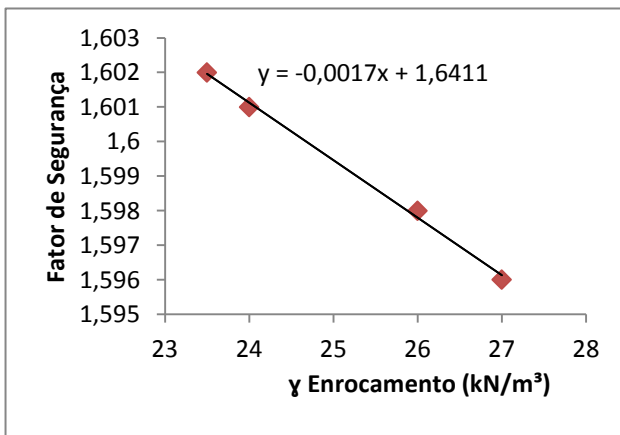


Figura 5-4a: FS x peso específico do enrocamento

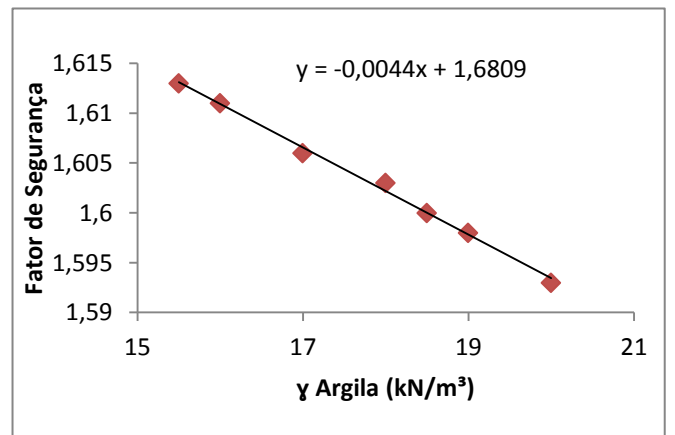


Figura 5-4b: FS x peso específico da argila

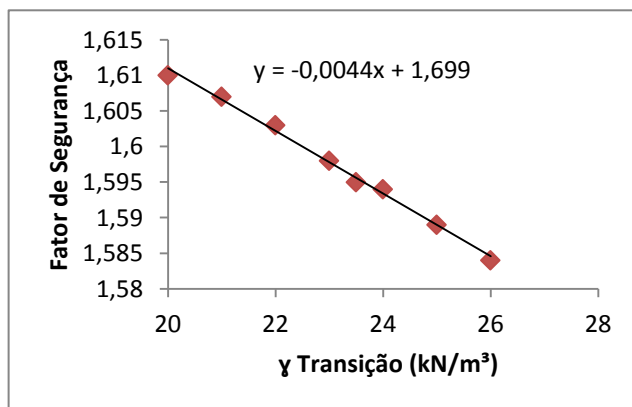


Figura 5-4c: FS x peso específico da transição

Figura 5-4: Gráficos FS x Peso específico (γ) ao final da construção

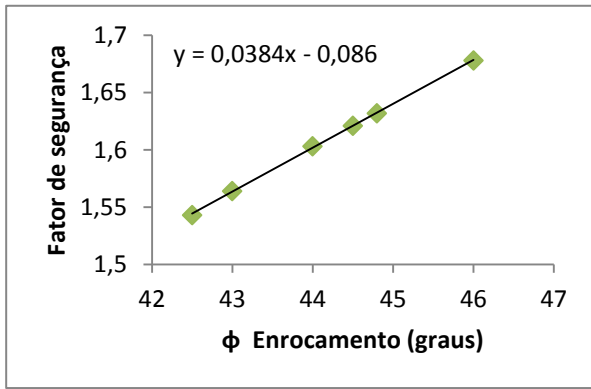


Figura 5-5a: FS x ângulo de atrito do enrocamento

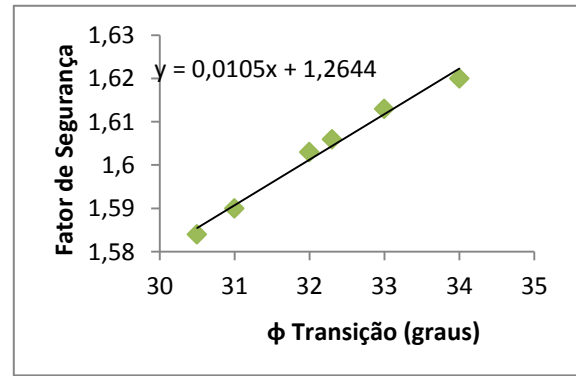


Figura 5-5b: FS x ângulo de atrito da transição

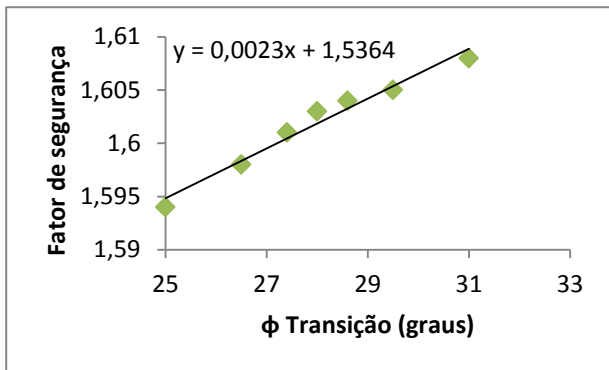


Figura 5-5c: FS x ângulo de atrito da transição

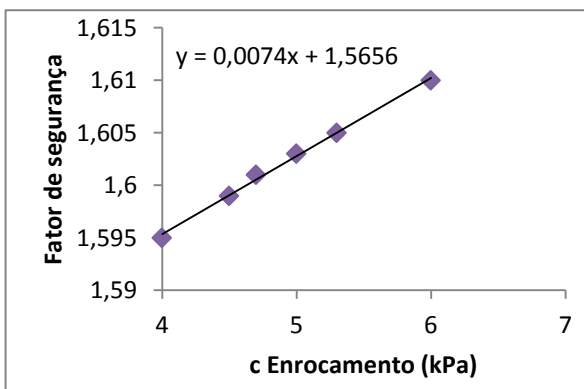


Figura 5-6a: FS x coesão enrocamento

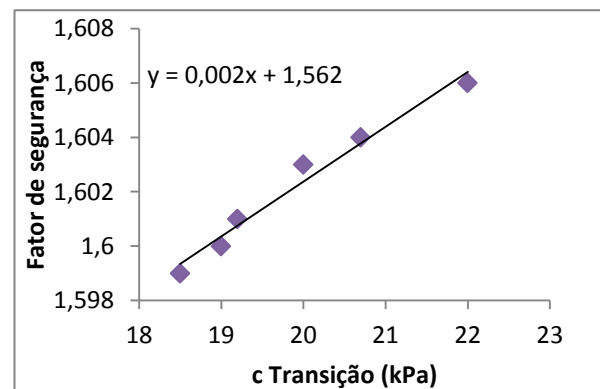


Figura 5-6b: FS x coesão da transição

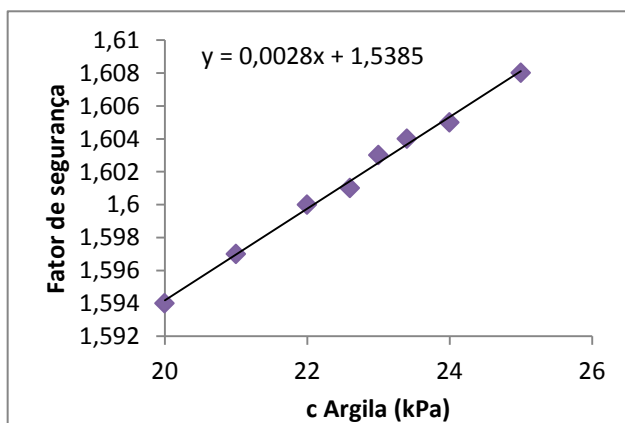


Figura 5-6c: FS x coesão da argila

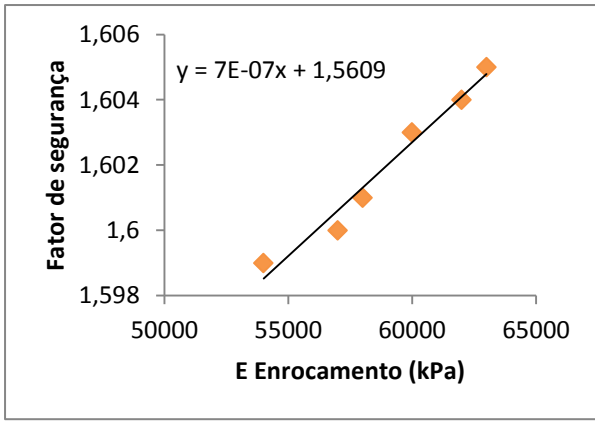


Figura 5-7a: FS x Módulo de elasticidade enrocamento

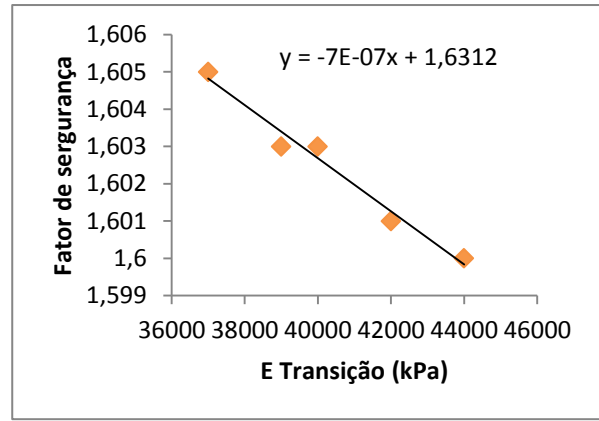


Figura 5-7b: FS x Módulo de elasticidade enrocamento

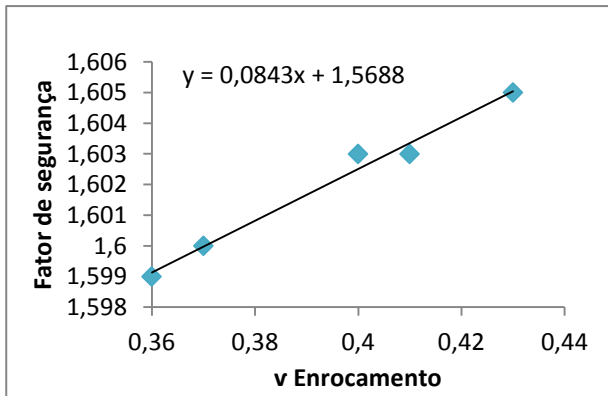


Figura 5-8a: FS x coeficiente de Poisson do Enrocamento

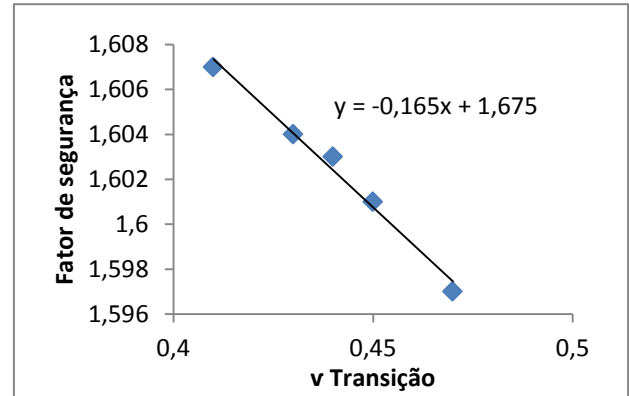


Figura 5-8b: FS x coeficiente de Poisson da transição

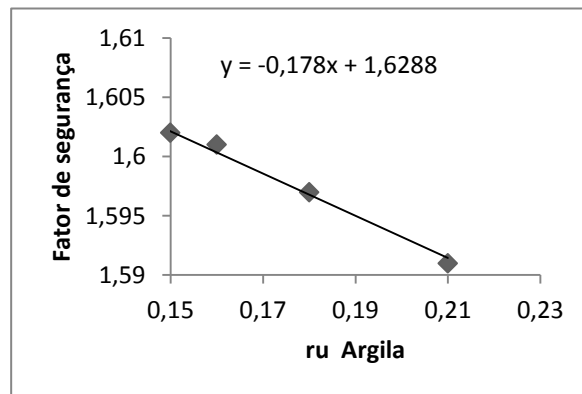


Figura 5-9: Gráfico FS x ru (argila)

Pode-se perceber que as relações do fator de segurança e dos parâmetros foram muito próximas de lineares, o que leva à conclusão de que o método utilizado para a obtenção das derivadas parciais requeridas pelo FOSM foi satisfatório.

A variação do coeficiente de Poisson e do módulo de Elasticidade da argila não influenciou no valor do Fator de Segurança, motivo este que justifica a omissão das retas que relacionam esses parâmetros, já que a derivada do FS em relação a eles é nula. A inexistência da influência desses parâmetros no FS pode ser explicada pela superfície de ruptura atravessar apenas uma pequena parte da zona de argila, além do fato de o coeficiente de Poisson e o Módulo de Elasticidade apresentarem uma baixa influência sobre o fator de segurança, como observado na Figura 5-6. A Tabela 4-3 apresenta os valores de derivadas obtidas através dos coeficientes angulares das retas.

Tabela 5-3: Derivadas parciais do FS em relação aos parâmetros - construção

d FS/ dγ	Enrocamento	-0,0020
	Transição	-0,0044
	Argila	-0,0044
d FS/ dϕ	Enrocamento	0,0384
	Transição	0,0135
	Argila	0,0023
d FS/ d c	Enrocamento	0,0074
	Transição	0,0028
	Argila	0,0020
d FS/ d E	Enrocamento	-7,00E-07
	Transição	-7,00E-07
	Argila	0,00
d FS/ d v	Enrocamento	0,0843
	Transição	-0,1780
	Argila	0,0000
d FS/d ru	Argila	-0,1780

Com os dados acima, foi possível calcular um desvio padrão de 0,176 para o FS, a partir da equação 2.32. O valor médio do FS foi aquele obtido pelo SIGMA/W para os parâmetros médios da tabela 3-1, ou seja, 1,603. De posse da média e do desvio padrão, a probabilidade de falha foi calculada no programa Excel, assumindo-se uma distribuição Normal. Sendo a probabilidade de falha dada pela probabilidade do Fator de Segurança assumir um valor menor do que um ($P(FS < 1)$), obteve-se uma probabilidade de ruptura de 0,03%.

Como pode ser observado na equação 2.32, o desvio padrão do FS é calculado por uma soma de contribuições de cada parâmetro, que incluem suas derivadas e desvios padrão.

Desta forma, pôde-se calcular a influência, em porcentagem, de cada parâmetro no desvio padrão do Fator de Segurança, como apresentado abaixo.

Tabela 5-4: Influência dos parâmetros na variância (FOSM) – construção

Parâmetro	Material	% da variância
γ (kN/m ³)	Enrocamento	0,016%
	Transição	0,076%
	Argila	0,051%
ϕ	Enrocamento	92,391%
	Transição	3,654%
	Argila	0,134%
c (kPa)	Enrocamento	0,399%
	Transição	1,208%
	Argila	0,466%
E (kPa)	Enrocamento	0,514%
	Transição	0,228%
	Argila	0,000%
ν	Enrocamento	0,077%
	Transição	0,417%
	Argila	0,000%
Ru	Argila	0,369%

Pode-se observar que o atrito do enrocamento e da transição representam mais de 96% do desvio padrão. Esta informação é facilmente justificada ao se observar a superfície de ruptura da Figura 5-3, que atravessa, em sua maior parte, as regiões do enrocamento e da transição. Assim, os passos seguintes serão calculados considerando-se a variabilidade apenas desses dois parâmetros: ângulo de atrito do enrocamento e da transição.

5.1.2 Resultados do Método das Estimativas Pontuais

Como dois parâmetros foram selecionados para o Método das Estimativas Pontuais, quatro pontos foram formados, sendo estes as quatro combinações possíveis de cada parâmetro um desvio padrão acima ou abaixo da média.

A Tabela 4-5 apresenta os valores do ângulo de atrito do enrocamento, φ_e e da transição, φ_t , acrescidos e diminuídos de um desvio padrão. O símbolo + significa o acréscimo de um desvio padrão e o símbolo – o decréscimo de um desvio padrão. A tabela seguinte, 4-6, apresenta os valores de FS para cada ponto.

Tabela 5-5: Parâmetros do Método das Estimativas Pontuais - construção

$\varphi_e -$	39,6
$\varphi_e +$	48,4
$\varphi_t -$	28,8
$\varphi_t +$	35,2

Tabela 5-6: Resultados Método das Estimativas Pontuais - construção

Ponto 1 (- -)	φ_e (graus)	39,6	1,408
	φ_t (graus)	28,8	
Ponto 2 (- +)	φ_e (graus)	39,6	1,449
	φ_t (graus)	35,2	
Ponto 3 (+ -)	φ_e (graus)	48,40	1,738
	φ_t (graus)	28,8	
Ponto 4 (+ +)	φ_e (graus)	48,40	1,819
	φ_t (graus)	35,2	

Considerando a inexistência de correlação entre os parâmetros, pôde-se atribuir um fator de ponderação P de 0,25 para o cálculo da média e do desvio padrão pelas fórmulas 2.45 e 2.56. Obteve-se o valor de 1,604 para a média e 0,178 para o desvio padrão, resultados estes que retornaram uma probabilidade de ruptura de 0,035 %.

5.1.3 Resultados do Monte Carlo

Assim como no Método das Estimativas Pontuais, no Método Monte Carlo foi considerada a variabilidade apenas da coesão do ângulo de atrito do enrocamento. O sorteio de parâmetros foi feito no próprio SLOPE/W, de forma que é possível se ajustar o número de sorteios feitos. Foi percebido que a partir do número de 800.000 sorteios os resultados foram muito próximos, de forma que este foi considerado um número satisfatório.

Os resultados retornados pelo programa indicaram uma média de 1,616 e desvio padrão de 0,175 para o Fator de Segurança. Além disso, a probabilidade de ruptura obtida foi de 0,032%.

Percebe-se que os resultados foram compatíveis para os três métodos utilizados. Portanto, os resultados se mostram confiáveis.

5.2 Resultados para o regime permanente de operação

Os cálculos de poropressões nas análises de fluxo (regime permanente e rebaixamento rápido) foram feitos no programa SEEP/W e exportados para o SLOPE/W para a análise de estabilidade. Como mostrado na equação 4-4, a resolução do regime permanente requer a introdução dos parâmetros de permeabilidade. Apesar de o coeficiente de permeabilidade ser uma função da sucção mátrica, este foi considerado constante para todos os materiais, assumindo os valores apresentados na Tabela 5-2.

Foi assumido que o nível de água está a 69 metros de altura em relação ao ponto mais baixo da barragem em contato com o reservatório, como indicado na figura abaixo.

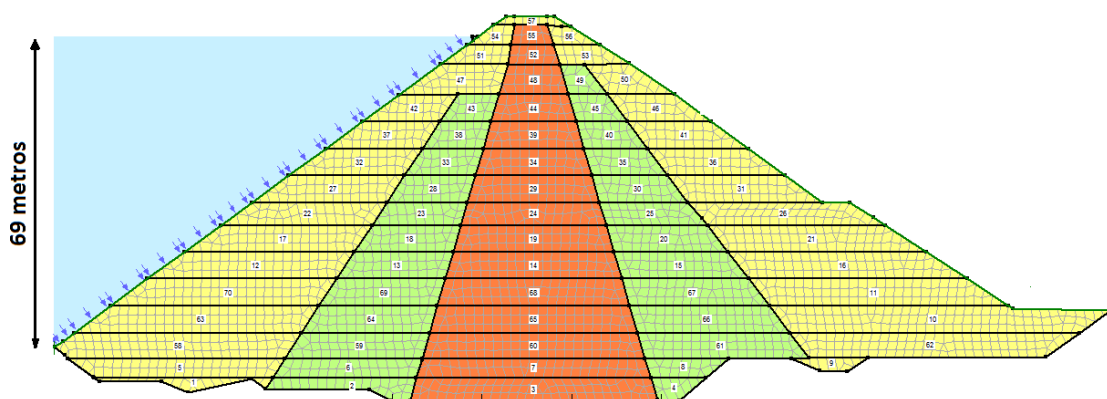


Figura 5-10: Nível de água no reservatório

Os valores das poropressões obtidas pelo programa, em kPa, assim como a linha do nível d'água (tracejada, em azul) estão apresentados na figura 5-10. Como esperado, há uma grande perda de carga no núcleo argiloso, já que sua permeabilidade é muito baixa.

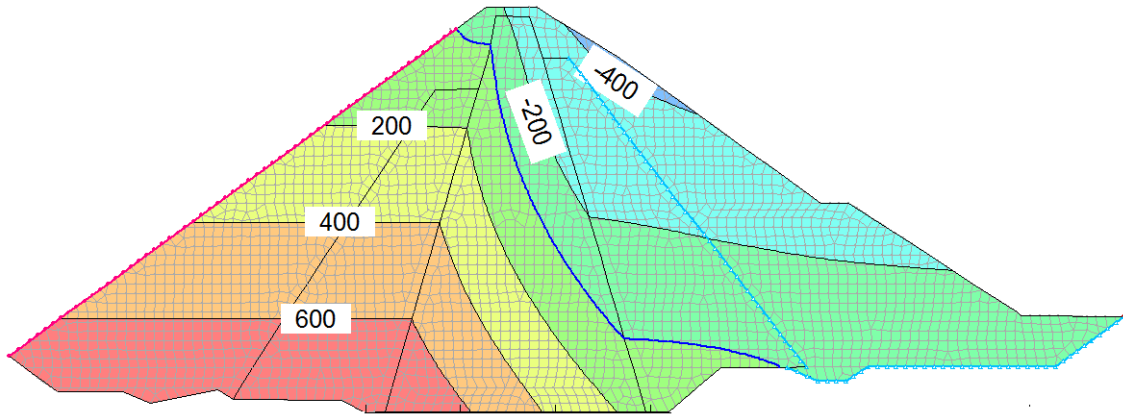


Figura 5-11: nível da água e poropressões no regime permanente, em kPa

Na análise de estabilidade do regime permanente, foram utilizados os mesmo parâmetros da análise da construção, com exceção do coeficiente ru, já que nesta etapa as poropressões se devem ao fluxo da água, e portanto, dependem da permeabilidade, que foi introduzida nesta etapa. O fator de segurança calculado com valores médios dos parâmetros retornou o resultado de 1,615, com a superfície de ruptura da Figura 5-11.

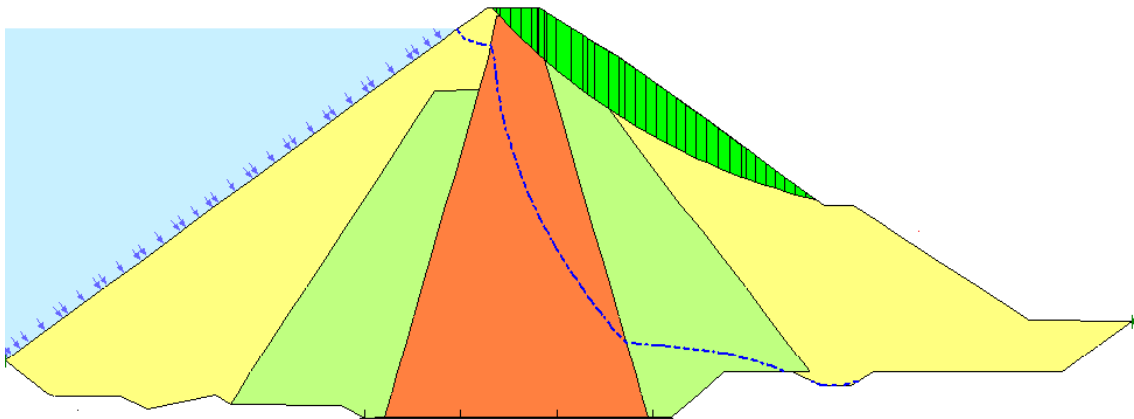


Figura 5-12: Superfície de ruptura no regime permanente de operação

5.2.1 Resultados do método FOSM

No estudo do regime permanente de operação, seis parâmetros foram manualmente modificados para a análise pelo método FOSM: a coesão e o ângulo de atrito dos três tipos de solo. Feitas tais modificações, foram obtidos os seguintes gráficos relacionando

o Fator de Segurança aos parâmetros, dos quais foram extraídas as derivadas parciais da tabela 4-7.

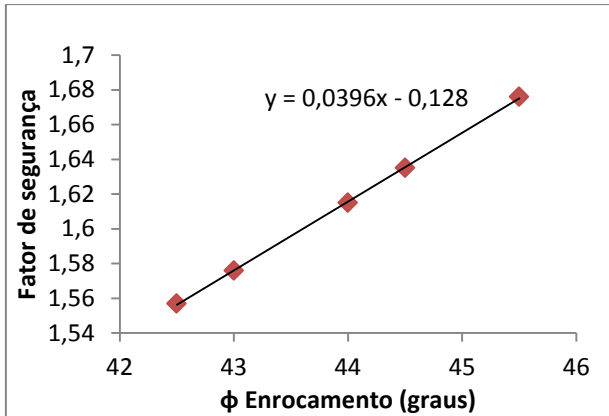


Figura 5-13a: FS x ângulo de atrito do enrocamento

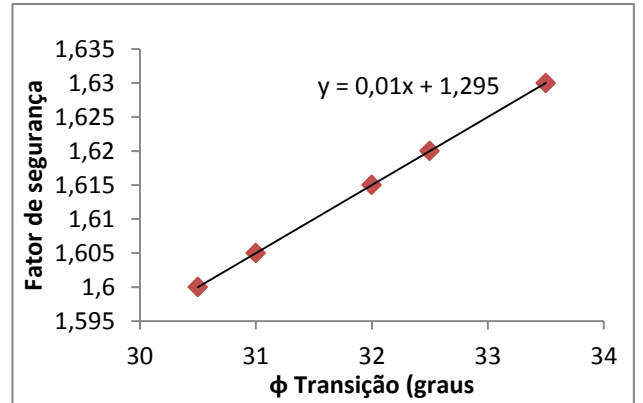


Figura 5-13b: FS ângulo de atrito da transição

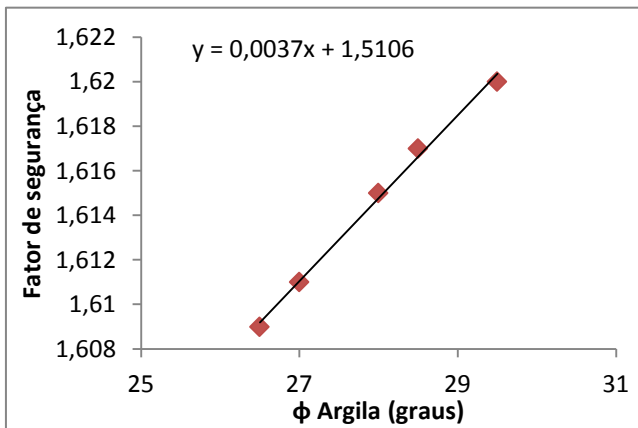


Figura 5-13c: FS x ângulo de atrito da argila

Figura 5-13: Gráficos FS x ângulo de atrito (ϕ)

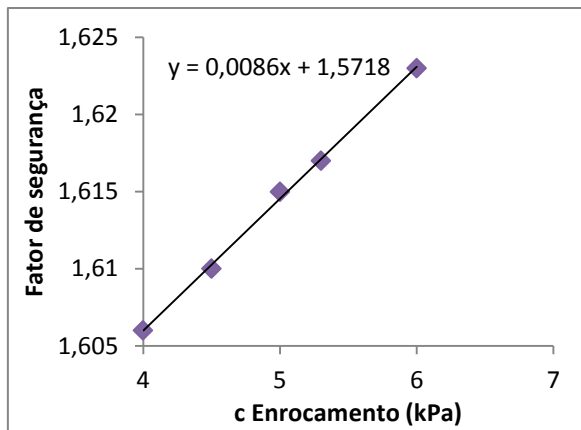


Figura 5-14a: FS x coesão do enrocamento

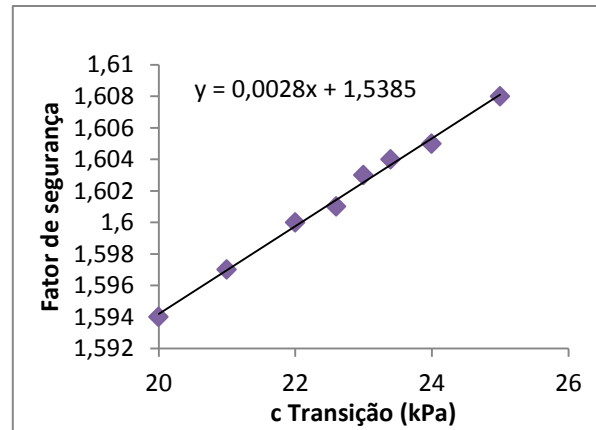


Figura 5-14b: FS x coesão da transição

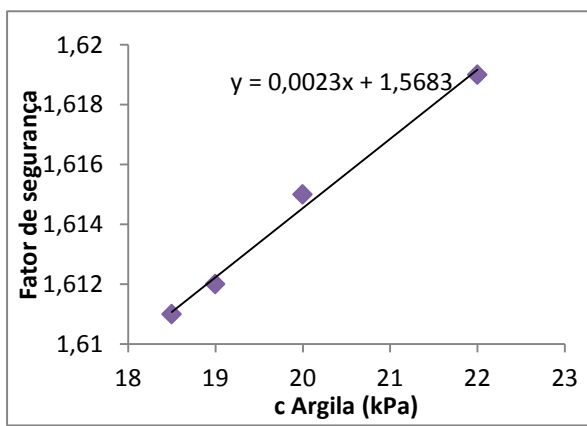


Figura 5-14c: FS x coesão do enrocamento

Figura 5-13: Gráficos FS x coesão (c)

A tendência próxima da linear dá credibilidade às derivadas utilizadas no cálculo da variância, apresentadas abaixo.

Tabela 5-7: Derivadas do FS em relação aos parâmetros (Regime permanente)

d FS/ dφ	Enrocamento	0,0396
	Transição	0,0100
	Argila	0,0037
d FS/ dc	Enrocamento	0,0101
	Transição	0,0028
	Argila	0,0023

A partir dos valores de derivada parcial e dos desvios padrão já apresentados na tabela 4-2, foi obtido desvio padrão de 0,179 para o Fator de Segurança, através da equação 2.32. Sendo o valor médio igual a 1,615 e assumindo-se uma distribuição normal para o FS, foi obtida uma probabilidade de ruptura de 0,031%.

Abaixo estão apresentadas as contribuições percentuais de cada parâmetro na variância do Fator de Segurança, cálculos estes que foram usados para simplificar os métodos seguintes.

Tabela 5-8: Influência dos parâmetros na variância do FS - regime permanente

Parâmetro	Material	% da variância
φ (graus)	Enrocamento	95,697%
	Transição	2,369%
	Argila	0,323%
c (kPa)	Enrocamento	0,656%
	Transição	0,544%
	Argila	0,411%

A partir dos dados da tabela acima, foram selecionados os ângulos de atrito do enrocamento e da transição (que representam mais de 98% da variância do FS) para análise pelos outros métodos.

5.2.2 Resultados do Método das Estimativas Pontuais

Após a simplificação feita através dos dados de influência de cada parâmetro na variabilidade do Fator de Segurança, o Método das Estimativas Pontuais resumiu-se a uma análise de apenas quatro pontos, formados pelas combinações dos ângulos de atrito do enrocamento e da transição acrescidos ou diminuídos de um desvio padrão. Os valores dos parâmetros utilizados para a formação dos pontos são os mesmos da tabela 4-5, e os valores obtidos para o Fator de Segurança em cada ponto estão apresentados na tabela 4-9.

Tabela 5-9: Resultados do Método das Estimativas Pontuais - regime permanente

Ponto 1 (- -)	φ_e (graus)	39,6	1,418
	φ_t (graus)	28,8	
Ponto 2 (- +)	φ_e (graus)	39,6	1,418
	φ_t (graus)	35,2	
Ponto 3 (+ -)	φ_e (graus)	48,40	1,768
	φ_t (graus)	28,8	
Ponto 4 (+ +)	φ_e (graus)	48,40	1,834
	φ_t (graus)	35,2	

A média obtida para o FS foi de 1,61 e o desvio padrão é igual a 0,193. Tais valores foram ajustados em uma curva de distribuição normal, de forma que se obteve uma probabilidade de ruptura de 0,079 %. O fato de a probabilidade obtida por este método ser alta em relação ao valor calculado pelo FOSM pode ser explicada observando-se os resultados para os pontos 1 e 2. No ponto 1, a superfície de ruptura atravessou apenas a zona de enrocamento. Assim, o aumento do ângulo de atrito da transição, no ponto 2, obviamente não gerou um aumento no fator de segurança. Graças aos valores idênticos do fator de segurança, a média foi menor do que a esperada, enquanto o desvio padrão foi maior. Logo a probabilidade de falha foi maior do que a obtida pelo método anterior.

Apesar dessa discrepância, quando se trata de análise de risco, a ordem de grandeza da probabilidade de falha é mais relevante do que seu valor exato, de modo que o resultado obtido é satisfatório.

5.2.3 Resultados do Monte Carlo

Novamente, foram realizados 800.000 sorteios pelo programa para a obtenção de resultados pelo Método Monte Carlo. A média obtida para os valores sorteados do fator de segurança foi de 1,629 com desvio padrão de 0,181. Dos valores sorteados para o FS, 0,040% eram menores do que um, sendo esta, portanto, a probabilidade de falha.

5.3 Resultados para o rebaixamento rápido

Para a análise do rebaixamento rápido, foi necessária a seleção de curvas de retenção típicas disponibilizadas na base de dados do SEEP/W, de acordo com o tipo de solo. Além disso, foi necessária a introdução do coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v dos materiais, considerado igual a 0,01/ kPa para a argila.

Outro importante diferencial da análise do rebaixamento é a entrada do nível inicial da água como uma variável para a análise probabilística. Foi assumido que o nível médio da água é o equivalente a uma altura de 45 metros, o nível máximo corresponde a uma altura de 69 metros (Figura 5-9) e o nível mínimo é de 15 metros acima do ponto mais baixo da barragem que está em contato com seu reservatório. O desvio padrão do nível

d'água (NA) pode ser obtido pela regra seis sigma, anteriormente apresentada, sendo $\sigma_{NA} = \frac{69-15}{6} = 9$ metros.

Como a capacidade de escoamento da barragem não é bem conhecida foram obtidos resultados para três velocidades de rebaixamento distintos. O rebaixamento máximo considerado foi um desnível de 57 metros, a partir do nível de água apresentado na figura 5-11. Foram estudados três tempos para esse esvaziamento: quinze, trinta e sessenta dias, que resultaram em velocidades de rebaixamento do nível de água de 3,8 m/dia, 1,9 m/dia e 0,95 m/dia, respectivamente. O programa utilizado divide o tempo de rebaixamento informado em intervalos de tempo, sendo que são obtidos resultados de cargas e poropressões ao final de cada intervalo.

A análise do rebaixamento rápido é mais complexa pelo fato de o fator de segurança variar ao longo do tempo. As Figuras 5-14, 5-15 e 5-16 mostram a mudança do fator de segurança ao longo do tempo, para as velocidades correspondentes ao esvaziamento máximo do reservatório em quinze, trinta e sessenta dias, a partir do nível médio de 45 metros de água.

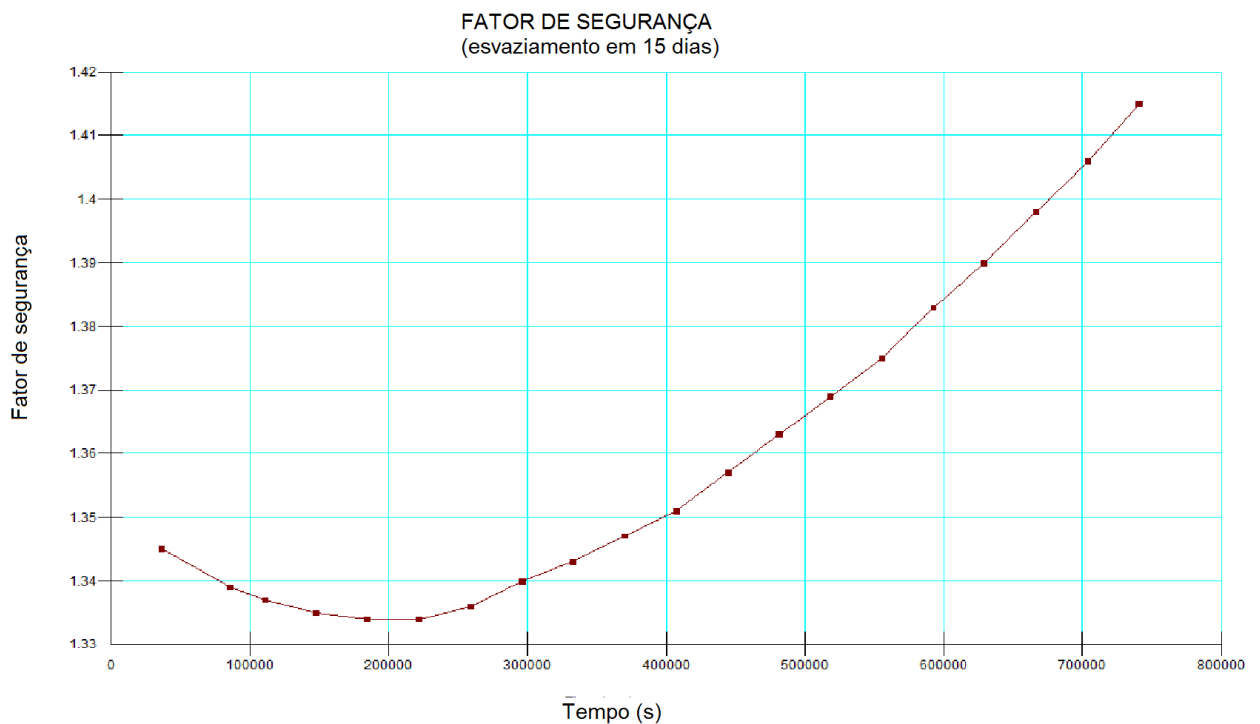


Figura 5-14: Fator de segurança x tempo para esvaziamento em 15 dias

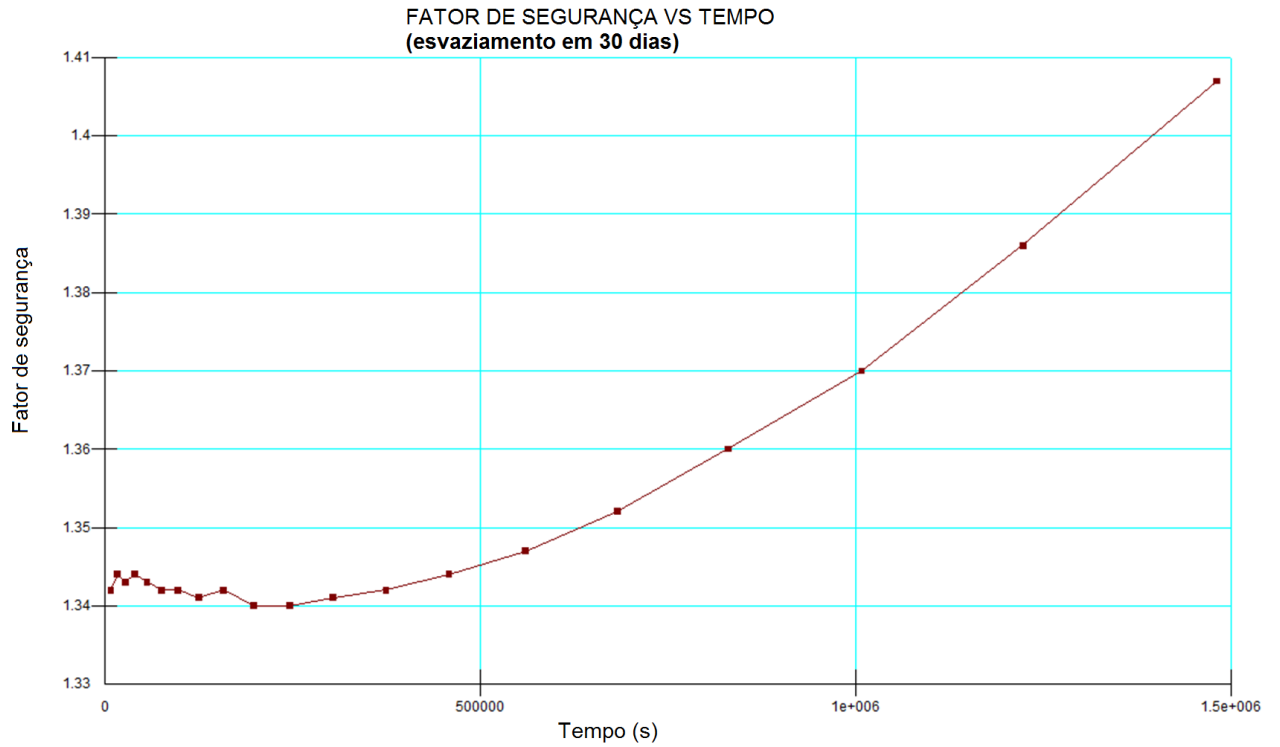


Figura 5-15: Fator de segurança x Tempo para esvaziamento de 30 dias

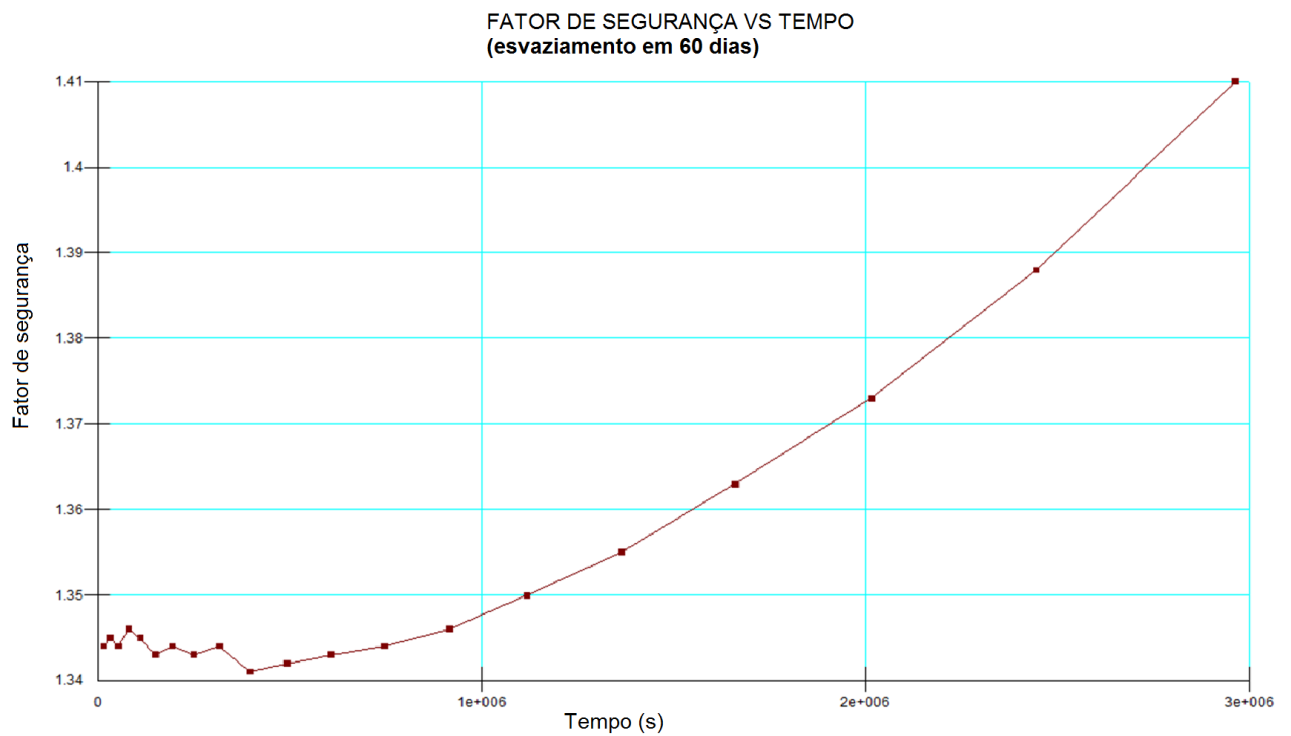


Figura 5-16: Fator de segurança vs Tempo para esvaziamento de 60 dias

Os gráficos mostram a variação do FS durante o tempo de esvaziamento. Terminado o rebaixamento, o fator de segurança continua crescendo a taxas cada vez menores até se tornar constante, já que a argila, de baixa permeabilidade, ou até a transição em alguns

casos, ainda está dissipando suas poropressões. Percebe-se que os menores valores de fator de segurança ocorrem nos primeiros intervalos de tempo do rebaixamento. Este fato provavelmente se deve ao fato de, nos primeiros dias, todos os materiais estarem comprometidos pelo aumento de poropressões. Ao final do rebaixamento, a argila ainda possui um acúmulo de água muito grande em seus vazios, mas o enrocamento e a transição, que são os materiais mais presentes na massa formada pela superfície de ruptura (vide Figura 5-17), já dissiparam as poropressões existentes no início, devido a suas permeabilidades mais altas.

Na tabela 5-10 estão apresentados os valores mínimos e ao final do rebaixamento do fator de segurança, para os três tempos de esvaziamento máximo (t_e) estudados:

Tabela 5-10: Fator de segurança mínimo e ao final do rebaixamento para três tempos de esvaziamento do reservatório

t_e	FS mínimo	FS final
15 dias	1,333	1,403
30 dias	1,336	1,407
60 dias	1,337	1,410

Como o fator de segurança muda ao longo do tempo, isso significa que as probabilidades de falha também variam durante o rebaixamento rápido. Neste projeto foi feita a análise probabilística do final do rebaixamento, que provavelmente é o momento da ocorrência do evento em que a barragem encontra-se mais segura, já que o fator de segurança é maior.

As superfícies de ruptura obtidas para as três tempos considerados para o rebaixamento desde o nível médio de água (45 metros de altura) até um nível de 12 metros nas três velocidades consideradas estão apresentadas na Figura 5-1. O tempo T_e corresponde ao tempo do rebaixamento máximo de 57 metros de água (com água na altura inicial de 69 metros).

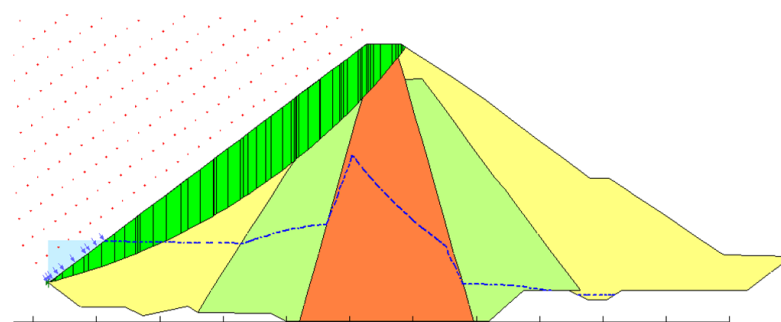
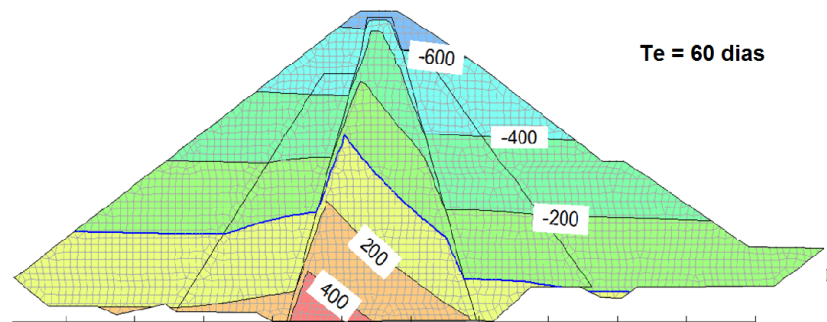
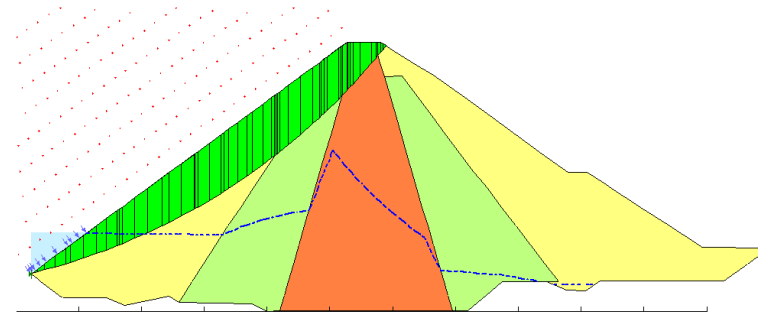
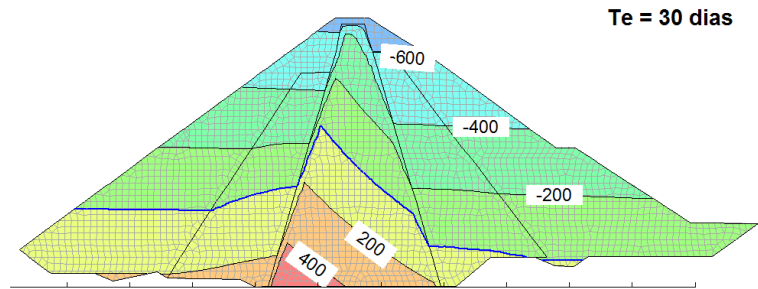
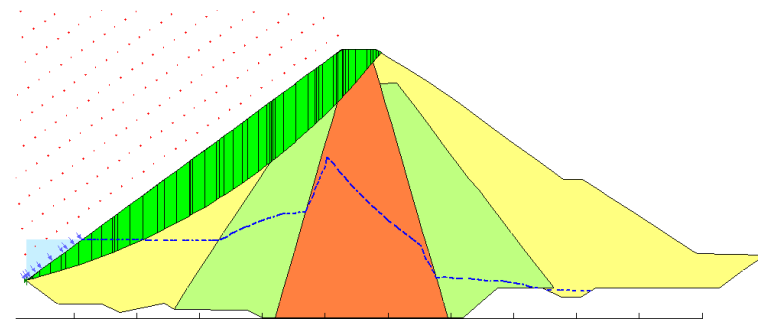
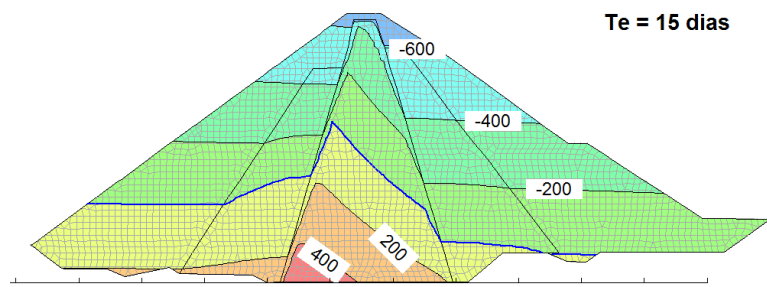


Figura 5-17: Poropressões e superfícies de ruptura para três tempos de esvaziamento máximo diferentes

5.3.1 Análise do final do rebaixamento – Método FOSM

Para a análise do final do rebaixamento rápido, foram modificados os seguintes parâmetros: coesão, ângulo de atrito e permeabilidade dos três tipos de solo, coeficiente m_v da argila e altura inicial do nível de água.

A altura inicial do nível de água não apresentou influência no fator de segurança ao final do rebaixamento para nenhuma das velocidades estudadas, o que significa que ao final de qualquer um dos casos considerados as poropressões têm características semelhantes, já que ao final do rebaixamento elas já foram dissipadas nos materiais principais da superfície de ruptura (enrocamento e transição). Assim, ao final dos casos de rebaixamento considerados, o nível de água nos materiais citados já está muito próximo ao nível final do reservatório, que foi mantido constante.

Além disso, a coesão e o ângulo de atrito influenciaram a mudança do fator de segurança com taxas idênticas para as velocidades de rebaixamento consideradas. Como explicado no Capítulo 5, tais parâmetros estão relacionadas a tensão resistente, juntamente com a tensão efetiva no solo. Como as poropressões da superfície de ruptura eram semelhantes ao final do rebaixamento para qualquer caso considerado, todos os casos tiveram também variações iguais na resistência e portanto, no fator de segurança com as modificações do ângulo de atrito e da coesão. Os gráficos abaixo relacionam o fator de segurança aos parâmetros modificados.

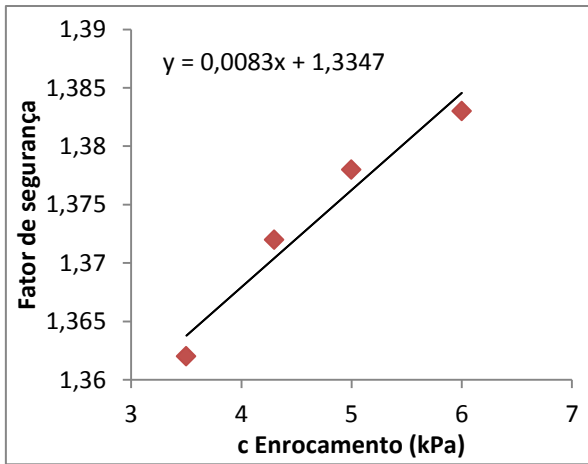


Figura 5-18a:FS x coesão do enrocamento

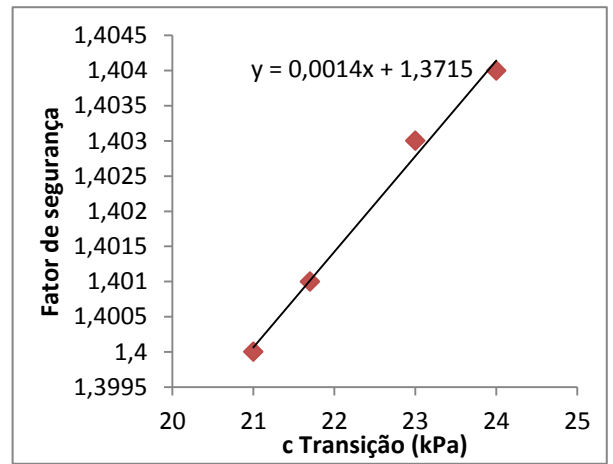


Figura 5-18b:FS x coesão da transição

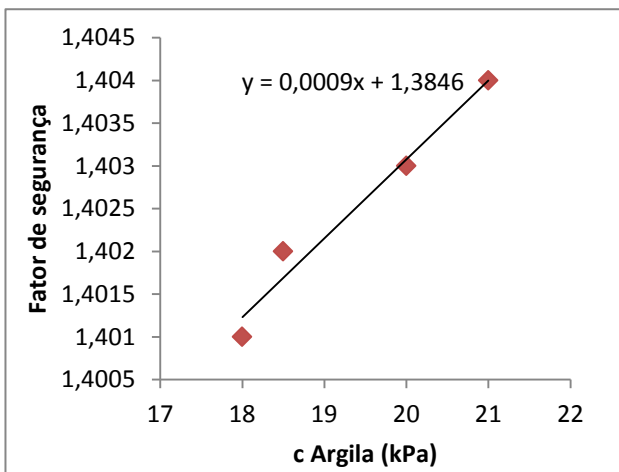


Figura 5-18a: FS x coesão da argila

Figura 5-17: FS x coesão do Enrocamento, da argila e da transição para os tempos de rebaiamento de 15,30 e 60 dias

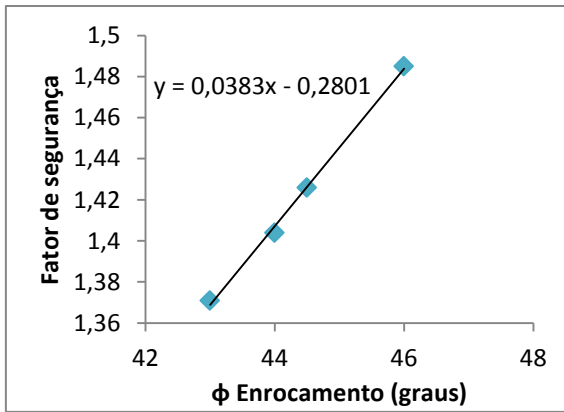


Figura 5-19a: FS x ângulo de atrito do enrocamento

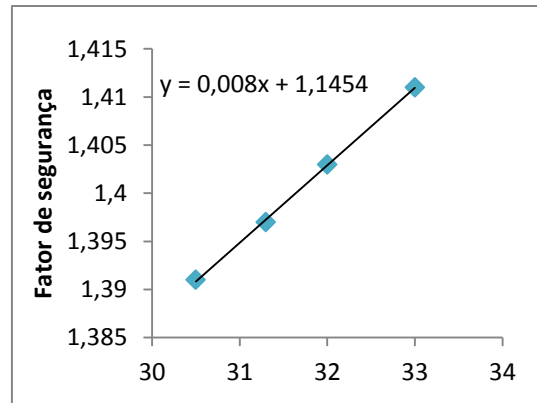


Figura 5-19c: FS x ângulo de atrito da transição

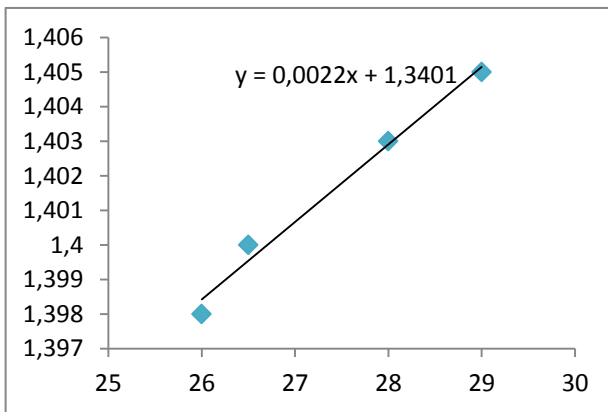


Figura 5-18c: FS x ângulo de atrito do enrocamento

Figura 5-19: FS x coesão do Enrocamento, da argila e da transição para os tempos de rebaixamento de 15,30 e 60 dias

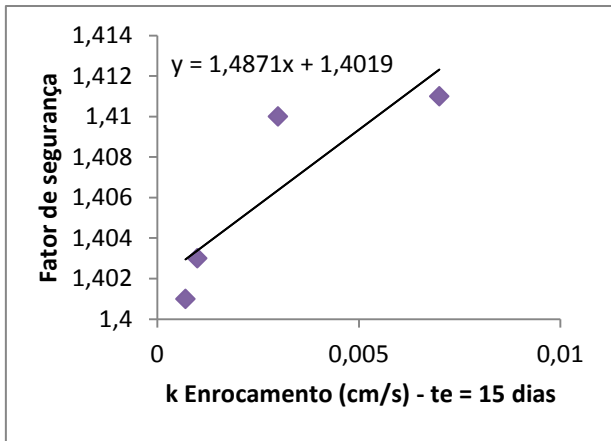


Figura 5-20a: FS x permeabilidade do enrocamento, te = 15 dias

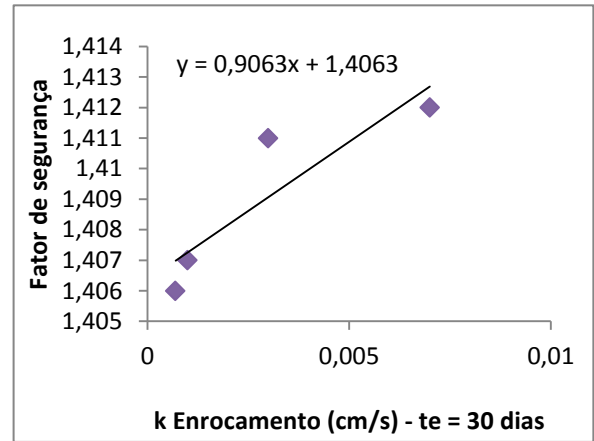


Figura 5-20b: FS x permeabilidade da transição, te = 30 dias

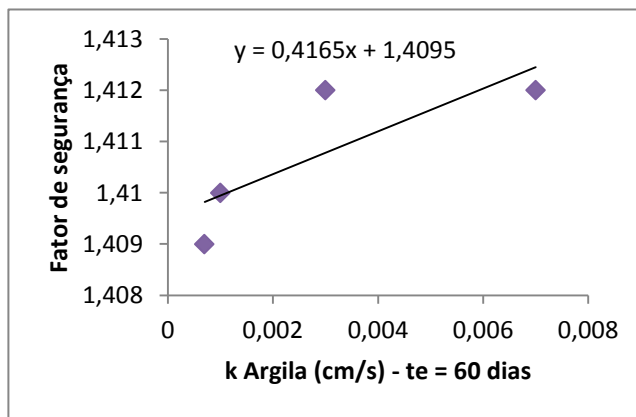


Figura 5-20c: FS x permeabilidade do enrocamento, te = 60 dias

Figura 5-19: FS x permeabilidade do Enrocamento para tempos de esvaziamento 15,30 e 60 dias

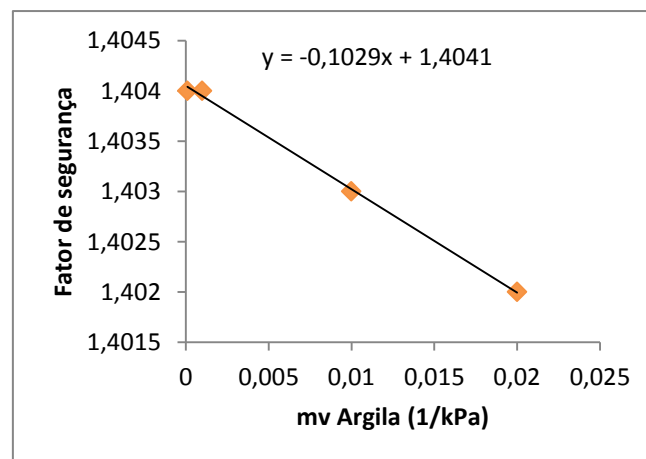


Figura 5-20: FS x coeficiente mv da argila para esvaziamento em 15 dias

As permeabilidades da argila e da areia não influenciaram o fator de segurança, assim como o coeficiente m_v da argila para tempos de esvaziamento de 30 e 60 dias. A Tabela 5-11 mostra as derivadas obtidas a partir das retas traçadas dos gráficos acima.

Tabela 5-11: Derivadas do fator de segurança em relação aos parâmetros para três velocidades de rebaixamento

	Material	Te = 15 dias	Te = 30 dias	te = 60 dias
dFS/d m_v	Argila	-0,1029	0,000	0,000
dFS/dc	Enrocamento	0,0083	0,0083	0,0083
	Transição	0,0014	0,0014	0,0014
	Argila	0,0009	0,0009	0,0009
dFS/d ϕ	Enrocamento	0,0383	0,0383	0,0383
	Transição	0,008	0,008	0,008
	Argila	0,0022	0,0022	0,0022
dFS/dk	Enrocamento	1,4871	1,4871	1,4871
	Transição	0,9063	0,9063	0,9063
	Argila	0,4165	0,4165	0,4165

A partir dos valores apresentados acima, foram calculados os desvios padrão e probabilidade de falha para o fator de segurança das três velocidade de rebaixamento consideradas, expostos na tabela 5-12:

Tabela 5-12: Probabilidades de falha ao final do rebaixamento rápido para três velocidades de esvaziamento

tempo do rebaixamento máximo (57 m)	FS médio	σ	P(FS < 1)
15 dias	1,403	0,178	1,18 %
30 dias	1,407	0,186	1,45 %
60 dias	1,410	0,186	1,39 %

Sob a perspectiva da análise de risco, tais probabilidades são iguais. Os métodos seguintes foram feitos com a utilização, novamente, do ângulo de atrito do enrocamento e da transição.

5.3.2 Análise do final do rebaixamento – Método das Estimativas Pontuais

Os parâmetros utilizados no Método das Estimativas Pontuais são os mesmos da tabela 5-5. Os valores de fator de segurança obtidos para os pontos formados estão descritos na Tabela 5-13.

Tabela 5-13: Resultados do Método FOSM

			te = 15 dias	te = 30 dias	te = 60 dias
Ponto 1 (- -)	φ_e (graus)	39,6	1,226	1,229	1,231
	φ_t (graus)	28,8			
Ponto 2 (- +)	φ_e (graus)	39,6	1,229	1,232	1,233
	φ_t (graus)	35,2			
Ponto 3 (+ -)	φ_e (graus)	48,40	1,553	1,576	1,562
	φ_t (graus)	28,8			
Ponto 4 (+ +)	φ_e (graus)	48,40	1,609	1,631	1,617
	φ_t (graus)	35,2			

Os valores da tabela acima foram utilizados para calcular a média, o desvio padrão e a probabilidade de falha ao final do rebaixamento para os três tempos estudados estão na Tabela 5-14.

Tabela 5-14: Probabilidades de falha pelo Método das Estimativas Pontuais - Rebaixamento rápido

Tempo de esvaziamento	FS médio	σ	P(FS < 1)
15 dias	1,404	0,178	1,15 %
30 dias	1,407	0,186	1,45 %
60 dias	1,411	0,180	1,12 %

Os resultados obtidos foram muito coerentes com cálculos do Método FOSM, o que lhes dá mais credibilidade.

5.3.3 Análise do final do rebaixamento – Método Monte Carlo

A análise do rebaixamento rápido pelo método Monte Carlo retornou uma probabilidade de falha de 0,86%, 0,97% e 1,08% para os casos em que o reservatório rebaixa do nível de água máximo ao mínimo em 15, 30 e 60 dias respectivamente. São resultados relativamente próximos aos obtidos por outros métodos, e a discrepância existente pode se dever ao fato de que no GeoStudio, os sorteios do método Monte Carlo são feitos apenas para a massa de solo formada pela superfície de ruptura obtida com os valores médios dos parâmetros. A análise seria feita de forma completa se a cada novo sorteio fosse buscada uma nova superfície de ruptura, para a garantia que estivesse sendo computado, de fato, o menor fator de segurança do talude.

Como já dito, na análise do rebaixamento os resultados variam ao longo do tempo, de forma que é possível que seja feita uma verificação da probabilidade de falha durante e após o rebaixamento. Este tipo de análise pode ser feita utilizando os mesmos métodos descritos acima, bastando, para isso, a adoção da média do FS como seu valor no tempo analisado. Apesar de ter sido demonstrado que ao final do rebaixamento a altura inicial da barragem não tem influência sobre o fator de segurança, ela pode ser significativa em outros intervalos de tempo, em que o nível de água no reservatório varia dependendo do nível inicial, já que a velocidade de esvaziamento é um parâmetro do projeto. Por exemplo, a Tabela 5-15 apresenta os valores do fator de segurança no oitavo dia de rebaixamento, considerando-se o tempo de esvaziamento na velocidade de 3,8 m/dia (tempo de rebaixamento máximo de 15 dias).

Tabela 5-15: Variação do fator de segurança oito dias após o início do rebaixamento, dependendo do nível inicial da água

FS 8 dias	Altura do nível de água (m)
69	1,315
58	1,346
45	1,395
35	1,410

Assim, a altura inicial da água não pode ser negligenciada na análise probabilística do rebaixamento rápido, ou sua influência no fator de segurança deve ao menos ser verificada através do Método FOSM.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após a utilização de três métodos diferentes para o cálculo das probabilidades de ruptura em três estágios de carregamento diferentes, foram obtidas probabilidades de falha de em torno de 0,03% para o final da construção, 0,04% para o regime permanente e de pelo menos 1% para o final do rebaixamento rápido.

Os resultados da análise probabilística não são, sozinhos, conclusivos, já que tais cálculos representam apenas uma etapa do complexo processo que define a gestão do risco.

Sobre a análise feita, pode-se destacar a coerência entre os resultados obtidos pelos três métodos probabilísticos, que foram extremamente próximos. É difícil afirmar se as probabilidades de falha representam a realidade com grande precisão, já que os métodos utilizados não estão isentos de simplificações. Por exemplo, existem variabilidades espaciais que constituem incertezas naturais do solo e não foram consideradas, e um estudo hidrológico do local agregaria menos incertezas à análise do rebaixamento rápido do que o tratamento feito ao nível de água como variável. De qualquer forma, a ordem de grandeza das probabilidades de falha podem ser bem conhecidas e são suficientes para que sirvam como base para decisões relativas à gerência do risco.

Mesmo que não seja possível ser feita uma análise de risco detalhada, as metodologias existentes de países que possuem políticas bem definidas neste setor podem servir de parâmetro para que se façam recomendações a partir dos resultados obtidos. Christian e Baecher (2003) apresentam gráficos F-N do Departamento de Planejamento de Hong Kong, do governo Holandês e do Comitê Australiano de Grandes Barragens, sendo que todos estes consideram inaceitável uma probabilidade maior do que 1/1000 para eventos que causem pelo menos uma fatalidade. Além disso, o gráfico de Baecher apresentado na Figura 2-2, que inclui prejuízos financeiros, além de fatalidades, apresenta uma zona comumente aceitável para barragem, cujo limite para as probabilidades fica em torno de 10^{-4} (1/10.000).

Diante dos estudos feitos envolvendo a prática comum de aceitação de riscos no que se refere a barragens, pode ser feita a conclusão de que todas as probabilidades de falha

são preocupantes. No caso do rebaixamento rápido, é claro que a probabilidade de falha está condicionada ao acontecimento deste evento, ao contrário da construção e do regime permanente, que são estágios de carregamentos certos. Portanto, seria necessária a avaliação das reais chances de se ocorrer um rebaixamento da água no reservatório como o que foi simulado.

Em conclusão, os resultados obtidos provavelmente levariam à necessidade de uma profunda avaliação dos impactos causados pela ruptura da barragem estudada. A figura 2-1, que apresenta a matriz de classificação do potencial de danos de barragens da ANEEL retrata alguns fatores que são considerados. A presença de uma comunidade próxima à barragem, ou até de outra barragem, por exemplo, poderia levar à decisão de investir na mitigação dos altos riscos atrelados à obra analisada, o que poderia, por exemplo, incluir a melhoria estrutural da barragem.

Trabalhos futuros envolvendo o tema abordado neste projeto podem abordar os seguintes tópicos:

- Análise probabilística de outros modos de falha das barragens ou para outros estágios de carregamento da seção estudada (como o enchimento do reservatório ou carregamento devido a abalos sísmicos)
- Definição de metodologias para a análise de risco de barragens, relacionando os possíveis modos de falha, com eventos que os precedem (em árvores de eventos e de falha)
- Aplicação da análise probabilística em um caso real de ruptura de barragem

CAPÍTULO 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSIS, A.P. Apostila de Barragens. Notas de Aula de Disciplina de Barragens de 2014.

ASSIS, A.P.; FARIAS, M.M. Uma comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica., 1998.

BAECHER, G.B.; CHRISTIAN, J.T. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England, 2003, 605 p.

CORDÃO NETO, M. P. Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de doutorado, Publicação G.TD – 028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

CRUZ, P.T. 100 Barragens Brasileiras - Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1995, 647 p.

DUNCAN, J.M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 10p.

FEMA (Federal Emergency Management Agency). Disponível em <<https://www.fema.gov/why-dams-fail>>. Acessado em Novembro de 2015

FERC (Federal Energy Regulatory Commission). Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management, 2012.

FREDLUND, D.G; RAHARDJO, H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley-Interscience, 1993.

GEO-SLOPE Stress Deformation Modelling with SIGMA/W 2007. Calgary, Alberta, Canada, 2008.

GRIFFITHS, D.V.; FENTON, G.A. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. SpringerWien New York, 2007.

HINES, W.W.; MONTGOMERY, D.C.; GOLDSMAN, D.; CONNIE, M.B. Probabilidade e Estatística na Engenharia. São Paulo: LTC, 2006, 604p.

LIMA, M.J. Introdução ao estudo das barragens de terra. Curso de construção – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. Disponível em: < <http://ftp-acd.puc-campinas.edu.br/pub/professores/ceatec/rodrigo.urban/Mecanica%20dos%20Solos%20B/Maria%20Jos%C3%A9%20Introdu%C3%A7%C3%A3o%20ao%20estudo%20das%20barragens%20de%20terra%20parte%202.pdf>> . Acesso em Junho de 2015

MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Londres: The Institution of Civil Engineers, 1965, 18p.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos, 2006, Capítulo seis.

Serra do Facão Energia S.A. Disponível em < <http://www.sefac.com.br/>> Acesso em junho de 2015.

TALHACOLO, F.B. & ABRAHIM, I.A. Análise tensão-deformação da interface de uma barragem de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila com uma barragem de concreto. Monografia de Profeta Final – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2011, 55p.

U.S. Army Corps of Engineers. General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams. Washington, Estados Unidos, 2004, 130p.

VOLKMER, M.V. Análise de subpressão em fundações rochosas e seus efeitos na estabilidade de barragens do tipo gravidade. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2011, 132 p.

