

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL - GUARAPUAVA  
ENGENHARIA CIVIL**

**ARTHUR SAUSEN NETTO**

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE TERRA:  
ABORDAGENS DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**GUARAPUAVA**

**2019**

**ARTHUR SAUSEN NETTO**

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UMA BARRAGEM DE TERRA:  
ABORDAGENS DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientadora: Marcela Maier Farias

Coorientadora: Mariane Kempka

**GUARAPUAVA**

**2019**

## ATA DA DEFESA

Realizou-se no dia **05**, de **dezembro** de 2019, às **15 h 50 min**, no Campus Guarapuava da UTFPR, a defesa Trabalho de Conclusão de Curso, como requisito parcial para aprovação do aluno **Arthur Sausen Netto**, na disciplina de TCC2 do Curso de Engenharia Civil intitulado: **Análise de Estabilidade de Uma Barragem de Terra: Abordagens Determinística e Probabilística**.

A Banca foi composta pelo Presidente:

**Marcela Maier Farias** (Orientador), e pelos seguintes membros:

**Mariane Kempka** (Coorientador)

**Jean Lucas dos Passos Belo**

**Isabela Volski**

Guarapuava, 05 de dezembro de 2019

“A folha de aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso”

Dedico este trabalho aos meus pais pelo  
apoio incondicional em todos os  
momentos.

## **AGRADECIMENTOS**

Certamente estes parágrafos não irão atender a todas as pessoas que fizeram parte dessa importante fase de minha vida. Portanto, desde já peço desculpas àquelas que não estão presentes entre essas palavras, mas elas podem estar certas que fazem parte do meu pensamento e de minha gratidão.

Agradeço à minha orientadora Prof. Msc. Marcela Maier Farias, e a minha coorientadora Prof. Dr<sup>a</sup>. Mariane Kempka pelo apoio e pela sabedoria com que me guiaram nesta trajetória.

A SANEPAR, empresa responsável pela barragem em estudo, pelo fornecimento dos dados necessários para a pesquisa.

Aos meus colegas de sala.

A Secretaria do Curso, pela cooperação.

A minha avó, que já não está mais entre nós, pelas orações nos momentos difíceis.

Gostaria de deixar registrado também, o meu reconhecimento à minha família, pois acredito que sem o apoio deles seria muito difícil vencer esse desafio.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

## RESUMO

NETTO, Arthur Sausen. **Análise de Estabilidade de Uma Barragem de Terra: Abordagens Determinística e Probabilística**. 2019. 89 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2019.

A preocupação com a segurança de barragens tem ganhado espaço no meio técnico, principalmente com a repercussão dos últimos acidentes. As barragens de terra caracterizam o método construtivo mais antigo documentado, sendo o tipo mais frequente nos casos de reservação de água para usos múltiplos. A variabilidade inerente aos materiais de construção utilizados, ou seja, os diversos tipos de solos e rochas, é refletida na problemática da segurança dessas estruturas no Brasil, uma vez que elas registraram o maior número de acidentes e incidentes no ano de 2017, segundo o Relatório Anual de Segurança de Barragens. Portanto, este trabalho tem como objetivo a análise de estabilidade de uma barragem de terra conforme critérios estabelecidos pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragens, com base nos métodos de Equilíbrio Limite e a partir uma abordagem determinística e probabilística utilizando o método de Monte Carlo. A metodologia consiste na modelagem computacional utilizando o *software* GeoStudio, onde foram realizadas a análise de percolação para definição da linha freática e as análises de estabilidade para os casos de final de construção, operação em regime permanente e rebaixamento rápido, obtendo-se os coeficientes de segurança dos taludes de montante e jusante, tanto determinísticos como probabilísticos. Os resultados das investigações mostraram que os fatores de segurança calculados estão de acordo com os estabelecidos nos manuais vigentes. Além disso, evidenciaram, a importância de se obter uma probabilidade de ruptura e um índice de confiabilidade como resultado de análises de estabilidade e segurança de uma barragem, através da comparação dos resultados determinísticos e probabilísticos. Conclui-se que a utilização de métodos probabilísticos traz avanços significativos no diagnóstico de segurança de uma barragem, uma vez que permite considerar a variabilidade das características dos materiais e fornece resultados associados a um nível de confiabilidade.

**Palavras-chave:** Barragem. Análise Probabilística. Monte Carlo.

## ABSTRACT

NETTO, Arthur Sausen. **Stability Analysis of an Earth Dam: Deterministic and Probabilistic Approaches**. 2019. 89 p. Work of Conclusion Course in Civil Engineering - Federal Technology University - Paraná. Guarapuava, 2019.

Concern about the safety of dams has gained space in the technical environment, especially with the repercussion of recent accidents. Earth dams characterize the oldest documented construction method, being the most frequent type in cases of multi-purpose water reservoir. The variability inherent in the building materials used, that is, the different types of soils and rocks, is reflected in the safety issue of these structures in Brazil, as they recorded the largest number of accidents and incidents in 2017, according to the Annual Dam Safety Report. Therefore, this work aims to analyze the stability of an earth dam according to criteria established by the Dam Safety and Inspection Manual, based on the Limit Balance methods and from a deterministic and probabilistic approach using the Monte Carlo method. The methodology consists of computational modeling using the GeoStudio software, where the percolation analysis was performed to define the water table and the stability analysis for the end of construction, steady state operation and fast lowering, obtaining the coefficients of safety of upstream and downstream slopes, both deterministic and probabilistic. The results of the investigations showed that the calculated safety factors are in accordance with those established in the current manuals. In addition, they highlighted the importance of obtaining a rupture probability and a reliability index as a result of dam stability and safety analyzes by comparing deterministic and probabilistic results. It is concluded that the use of probabilistic methods brings significant advances in the safety diagnosis of a dam, since it allows considering the variability of material characteristics and provides results associated with a level of reliability.

**Keywords:** Dam. Probabilistic analysis. Monte Carlo

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1 – Seções Típicas de Barragens de Terra/Enrocamento.....  | 20 |
| Figura 2 – Acidentes e Incidentes com Barragens .....   | 25 |
| Figura 3 – Gráfico Tensão Normal vs. Cisalhamento.....  | 30 |
| Figura 4 – Esforços na Fatia “i” .....  | 32 |
| Figura 5 – Esforços na Fatia de Fellenius .....   | 34 |
| Figura 6 – Esforços na Fatia de Bishop .....  | 35 |
| Figura 7 – Esforços na Fatia de Janbu.....  | 36 |
| Figura 8 – Esforços na Fatia de Morgenstern-Price .....   | 38 |
| Figura 9 – Esforços na Fatia de Spencer .....   | 39 |
| Figura 10 – Gráfico de resistência $R'$ pela solicitação $Q'$ .....   | 45 |
| Figura 11 – Vista Aérea da Barragem de Iraí.....  | 50 |
| Figura 12 – Seção Transversal do Perfil Típico da Barragem .....  | 51 |
| Figura 13 – Período de Construção da Barragem.....  | 52 |
| Figura 14 – Método de Grades e Raios .....  | 56 |
| Figura 15 – Distribuição de Poropressão na Barragem.....  | 59 |
| Figura 16 – Superfície Crítica de Montante: Final de Construção - Bishop.....   | 60 |
| Figura 17 – Superfície Crítica de Jusante: Final de Construção - Bishop .....   | 61 |
| Figura 18 – Superfície Crítica de Jusante: Percolação Permanente - Bishop.....  | 62 |
| Figura 19 – Superfície Crítica de Montante: Rebaixamento Rápido - Bishop .....  | 63 |
| Figura 20 – Comparação entre Valores Obtidos nas Análises Determinísticas .....   | 66 |
| Figura 21 – Resultados das análises para o talude de montante considerando caso de carregamento de final de construção. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações) .....          | 69 |
| Figura 22 – Resultados das análises para o talude de jusante considerando caso de carregamento de final de construção. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações) .....           | 70 |
| Figura 23 – Resultados das análises para o talude de jusante considerando caso de carregamento de operação em regime permanente. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações) ..... | 71 |
| Figura 24 – Resultados das análises para o talude de montante considerando caso de carregamento de rebaixamento rápido. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações) .....          | 72 |
| Figura 25 – Gráfico da Função Densidade de Probabilidade .....  | 75 |



## LISTA DE QUADROS

|   |    |
|---|----|
| Quadro 1 – Comparação Entre Métodos de Alçamento de Barragens de Rejeito ...                                  | 23 |
| Quadro 2 – Fatores de Segurança para Diferentes Condições.....  | 27 |
| Quadro 3 – Classificação do Tamanho das Partículas.....   | 28 |
| Quadro 4 – Considerações dos Diferentes Métodos de Equilíbrio Limite .....                                    | 33 |
| Quadro 5 – Classificação de Tipos de Solo Aplicados na Barragem .....   | 53 |
| Quadro 6 – Características Mecânicas dos Materiais .....  | 54 |
| Quadro 7 – Permeabilidade dos Materiais .....   | 54 |
| Quadro 8 – Desvio Padrão dos Materiais.....   | 57 |
| Quadro 9 – Comparação entre os Valores de FS Calculados.....  | 64 |
| Quadro 10 – Comparação de Resultados das Análises Determinísticas para<br>Diferentes Métodos de Cálculo ..... | 65 |
| Quadro 11 – Comparação dos FS's Calculados e dos Mínimos Exigidos.....  | 67 |
| Quadro 12 – Intervalo de Variação das Características dos Materiais.....                                      | 68 |
| Quadro 13 – Resultados Gerais das Análises Probabilísticas. (Método: Bishop, NMC<br>= 300.000) .....          | 73 |
| Quadro 14 – Classificação de Valores de IC e Prob. de Ruptura.....  | 74 |
| Quadro 15 – Principais Valores Obtidos da Função Densidade de Probabilidade....                               | 76 |

## SUMÁRIO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....   | <b>11</b> |
| 1.1 JUSTIFICATIVA .....   | 12        |
| 1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA .....   | 13        |
| 1.3 OBJETIVOS .....   | 13        |
| 1.3.1 Objetivo Principal .....  | 13        |
| 1.3.2 Objetivos Secundários .....   | 13        |
| 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO .....   | 14        |
| <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....                                      | <b>15</b> |
| 2.1 BARRAGENS: CONCEITOS GERAIS .....                                     | 15        |
| 2.1.1 Classificações Gerais de Barragens .....                            | 15        |
| 2.1.2 Barragens de Concreto .....   | 16        |
| 2.1.3 Barragens de Enrocamento .....                                      | 18        |
| 2.1.4 Barragens de Terra .....  | 19        |
| 2.1.5 Barragens de Rejeitos .....   | 21        |
| 2.2 SEGURANÇA DE BARRAGENS .....  | 24        |
| 2.3 CRITÉRIOS DE ESTABILIDADE PARA BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO ..... | 25        |
| 2.4 PARÂMETROS DOS SOLOS .....  | 27        |
| 2.4.1 Granulometria .....   | 28        |
| 2.4.2 Características Físicas .....                                       | 28        |
| 2.4.3 Resistência ao Cisalhamento .....                                   | 29        |
| 2.4.4 Permeabilidade e Percolação .....                                   | 30        |
| 2.5 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ESTABILIDADE .....                         | 31        |
| 2.5.1 Método Fellenius .....  | 33        |
| 2.5.2 Método de Bishop Simplificado .....                                 | 35        |
| 2.5.3 Método de Janbu .....   | 36        |
| 2.5.4 Método de Morgenstern-Price .....                                   | 38        |
| 2.5.5 Método de Spencer .....   | 39        |
| 2.6 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE ESTABILIDADE .....                         | 40        |
| 2.6.1 Método FOSM .....   | 43        |
| 2.6.2 Método FORM .....   | 44        |
| 2.6.3 Método Monte Carlo .....  | 45        |
| 2.7 SOFTWARES DE ANÁLISE .....  | 47        |
| 2.7.1 SLOPE/W .....   | 47        |
| 2.7.2 SEEP/W .....  | 48        |
| <b>3 METODOLOGIA</b> .....  | <b>50</b> |
| 3.1 CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM EM ESTUDO .....                           | 50        |
| 3.1.1 Características gerais .....  | 50        |
| 3.1.2 Características dos Materiais .....                                 | 52        |

|  |           |
|--|-----------|
| 3.2 ANÁLISES .....   | 54        |
| 3.2.1 Análises de Percolação .....   | 55        |
| 3.2.2 Análise de Estabilidade Determinística .....   | 55        |
| 3.2.3 Análise Probabilística .....   | 57        |
| <b>4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>  | <b>59</b> |
| 4.1 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO .....   | 59        |
| 4.2 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS .....   | 60        |
| 4.3 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS .....   | 67        |
| <b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>  | <b>77</b> |
| 5.1 CONCLUSÃO .....  | 77        |
| 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....   | 78        |
| <b>REFERÊNCIAS .....</b>   | <b>79</b> |
| <b>APÊNDICE A - Dados para cálculo do desvio padrão dos parâmetros dos materiais para análises probabilísticas .....</b> | <b>84</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

A engenharia de barragens é uma parte importante da história da civilização. Reservatórios para abastecimento de água estão dentre as primeiras estruturas desenvolvidas pela humanidade. Permitem o abastecimento humano, a irrigação, a geração de energia hidrelétrica e o lazer. Com isto, é inevitável esperar que as populações se aglomerem próximas à estas construções justificando-se a importância da preocupação com segurança e com os riscos associados a esse tipo de estrutura. (JANSEN, 1983)

Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens as barragens de terra correspondem a 65% do total de barragens cadastradas no Registro Mundial de Barragens. A exemplo de sua frequência e importância, no ranking mundial de altura de barragens, que engloba todos os métodos construtivos, a barragem mais alta do mundo é uma barragem de terra chamada *Rogun*, no Tajiquistão, com 335 m de altura (ICOLD, 2019).

Conforme Massad (2019), o projeto de uma barragem de terra deve pautar-se em dois princípios básicos: segurança e economia. Preponderante à economia, a segurança de uma barragem deve ser garantida quanto ao transbordamento, *piping*, ruptura dos taludes, efeito das ondas e da erosão.

Analisar a estabilidade das estruturas da terra é o tipo mais antigo de análise numérica em engenharia geotécnica. A ideia de discretizar uma massa deslizante potencial em fatias foi introduzida no início do século XX. Em 1916, Petterson (1955) apresentou a análise de estabilidade do cais de Stigberg em Gothenberg, na Suécia, onde a superfície de deslizamento foi considerada circular e a massa deslizante foi dividida em fatias. Nas décadas seguintes, Fellenius (1936) introduziu o método ordinário ou sueco de fatias. Em meados da década de 1950, Janbu (1954) e Bishop (1955) desenvolveram avanços no método. O advento de computadores eletrônicos na década de 1960 tornou possível uma rapidez maior com os procedimentos iterativos, que levou o método a formulações matematicamente mais rigorosas, como as desenvolvidas por Morgenstern e Price (1965) e por Spencer (1967). (GEO-SLOPE, 2012)

A estabilidade de taludes é uma das vertentes da engenharia geotécnica dominada pelas incertezas. Isso se deve principalmente a variabilidade espacial inerente das propriedades do solo, além de simplificações adotadas nos modelos

geotécnicos e erros durante as etapas de projeto e construção. (EL-RAMLY; MORGENSTERN; CRUDEN, 2002)

Neste cenário, a utilização de ferramentas estatísticas pode auxiliar nas decisões de projetos. A utilização de análises probabilísticas que, através da oscilação das propriedades geotécnicas em intervalos pré-definidos (intervalos com média, desvio padrão e distribuição conhecida), resulta em uma distribuição de Fator de Segurança e um Fator de Segurança médio com grau de confiabilidade conhecido. (CESTANI, 2018)

## 1.1 JUSTIFICATIVA

As barragens, para acúmulo de água, desempenham papel fundamental na produção de energia hidrelétrica, que segundo dados do Balanço Energético Nacional (2018), é responsável por 65,2% da oferta interna de eletricidade do país, além de outras atividades como dessedentação animal, agricultura e abastecimento humano. No último Relatório Anual de Segurança de Barragens, elaborado pela agência nacional de águas – ANA – foi relatado que aproximadamente 86% dos acidentes e incidentes ocorridos em 2017 foram em barragens de terra, sejam elas do tipo homogênea, zoneada ou ainda mistas com enrocamento.

No Brasil, há em média mais de três acidentes com barragens a cada ano, (ANA, 2017). Mesmo com esse dado alarmante, foi apenas com os rompimentos das barragens de rejeitos, ocorridas em Minas Gerais, Barragem de Fundão, na cidade de Mariana, no ano de 2015, e da Barragem de Rejeitos Mina do Córrego do Feijão, na cidade de Brumadinho, em janeiro de 2019, que a preocupação com a barragens tem tomado parte importante nos jornais e noticiários, além de discussões no meio técnico. No caso de Mariana, conforme o G1 (2019) o rompimento extravasou 43,7 milhões de m<sup>3</sup> de rejeitos, deixando 19 mortos e sendo considerado o maior desastre ambiental do país. Já em Brumadinho, Conforme Paes (2019), foram 9,7 milhões de m<sup>3</sup> de rejeitos extravasados, e 257 mortos. Nos dois casos citados, o prejuízo ambiental é inestimável e de difícil reversão.

## 1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

A pesquisa se limita a aplicação da análise de estabilidade de uma barragem de terra em condições estáticas e com características geométricas específicas. Quanto a abordagem probabilística, esta se limita a aplicação do método de amostragem de Monte Carlo.

## 1.3 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e serão apresentados nos próximos itens.

### 1.3.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é analisar a estabilidade de uma barragem de terra, através de métodos determinísticos e probabilísticos de estabilidade, quanto aos critérios de segurança estabelecidos pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragens, do Ministério de Integração Nacional (BRASIL, 2002).

### 1.3.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- Analisar o fluxo de água que percola através da barragem;
- Comparar os diferentes métodos de equilíbrio limite de análise de estabilidade de uma barragem de terra;
- Inserir uma abordagem probabilística na análise de estabilidade de uma barragem de terra;
- Comparar valores obtidos nas análises com os valores apresentados pela empresa responsável pelo projeto da barragem, na ocasião do relatório preliminar;
- Comparar os resultados das análises determinísticas e probabilísticas e discutir a respeito da confiabilidade dos dois métodos.

#### 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O capítulo 1 expõe uma introdução ao tema, a justificativa da abordagem escolhida, os objetivos do trabalho e a apresentação de sua estrutura.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica contendo os tipos de barragens e suas classificações; A descrição dos métodos determinísticos e probabilísticos utilizados nas análises realizadas e informações acerca dos *softwares* utilizados. No capítulo 3 faz-se a caracterização da barragem de Iraí, estudo de caso do presente trabalho, e as características de análise de sua estabilidade.

No capítulo 4 são apresentados os resultados e as discussões obtidos com a pesquisa. Por fim, no capítulo 5 tem-se as conclusões e algumas sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 BARRAGENS: CONCEITOS GERAIS

Conforme o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2019), as barragens são obstáculos artificiais com capacidade de reter água ou qualquer outro líquido, rejeitos ou detritos, para fins de armazenamento e/ou controle, podendo variar desde pequenos maciços de terra, a enormes estruturas de concreto ou de aterro. A construção dessas estruturas proporciona diversos benefícios, dentre os principais: abastecimento de água, irrigação, controle de cheias, regularização de vazões, geração de energia elétrica, contenção de rejeitos, navegação interior, piscicultura, paisagismo e urbanismo, dessedentação, entre outros.

Conforme Lei 12.334 (2010) uma barragem pode ser definida como qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

Uma barragem com uma altura de 15 metros ou maior, desde a mais baixa fundação até à crista, ou uma barragem entre 5 e 15 metros, cujo reservatório tenha capacidade de mais de 3 milhões de metros cúbicos, é considerada, pela Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 2019), uma grande barragem.

#### 2.1.1 Classificações Gerais de Barragens

Barragens podem ser classificadas em dois grandes grupos quanto ao objetivo a qual são construídas: regularização e contenção. Dependendo da finalidade específica da regularização, pode-se buscar o aumento do volume, a elevação do nível d'água ou simplesmente a criação de lagos. O aumento do volume de água é utilizado para fins de abastecimento, industrial ou doméstico e irrigação. A elevação do nível de água, ou seja, o aumento da diferença dos níveis de montante e jusante, destina-se à geração de energia elétrica, e ao melhoramento das condições de navegação fluvial. Já a criação de lagos é utilizada para aproveitamento turístico. Enquanto isso, as barragens de contenção, para o caso de retenção de água, têm função de amortecer a onda nos casos de enchente afim evitar inundações a jusante. Porém se o objetivo é a retenção de carga sólida ou mista, buscam evitar que os



sedimentos danifiquem o leito dos cursos d'água a jusante, tanto fisicamente, por assoreamento, quanto quimicamente, quando os materiais retidos contêm carga tóxica ou poluente. (COSTA, 2012)

Também podem ser classificadas quanto ao tipo de material de construção empregado. Novak (2007) afirma que pode ser feita uma classificação inicial em dois grupos genéricos: as barragens de aterro, que são construídas com terra e/ou rocha, cujas inclinações da face a montante e a jusante são semelhantes e de ângulo moderado, proporcionando uma seção larga e um alto volume de construção em relação à altura; e barragens de concreto, que são construídas com concreto maciço e cujas inclinações da face são diferentes, geralmente íngremes a jusante e quase vertical a montante, com perfis relativamente delgados, dependendo do tipo.

### 2.1.2 Barragens de Concreto

As barragens de concreto são subdivididas em concreto gravidade, gravidade aliviada, em contraforte, de concreto rolado ou compactado ou ainda barragens abóboda (COSTA, 2012). Segundo Pereira (2015), as barragens de gravidade são construídas de modo que o peso próprio é o responsável por resistir as forças horizontais, como a pressão da água que atua no sentido de fazer a barragem deslizar ao longo da fundação, quanto às forças no sentido vertical, como os esforços de subpressão. Novak (2007) afirma que, em geral, barragens de concreto apresentam como característica principal a não sensibilidade a transbordamento, mesmo em condições de inundação extrema, além de apresentarem alta capacidade de suportar distúrbios sísmicos sem sofrer colapso de forma catastrófica. Contudo, exigem condições específicas com relação a fundação, como uma base de rocha sólida e estável, além de materiais de qualidade como agregados por exemplo. Apresentam um custo muito maior com relação a barragens de aterro, além de uma construção tradicional lenta.

As barragens de gravidade são barragens maciças de concreto, com pouca armação, cuja característica física é ter sua estrutura trabalhando apenas a compressão (COSTA, 2012). Esse tipo de estrutura, avaliando-se todas as condições de carregamento, inclusive o reservatório vazio, deve demonstrar uma margem aceitável de segurança em relação a critérios de estabilidade estrutural como: rotação e tombamento; translação e deslizamento; além de uma margem de segurança com

relação a sobrecarga e falha de material (NOVAK, 2007). Para minimizar os efeitos provocados pelas tensões de origem térmica são constituídas por vários blocos de concreto separados entre si por juntas de contração. Quanto à forma, normalmente, utiliza-se na parte inferior um perfil transversal trapezoidal e na parte superior, no coroamento ou crista da barragem, uma seção retangular (POSSAN, 2013).

Comparativamente, existem as barragens de gravidade aliviada que, segundo Possan (2013), são simplificações das barragens de gravidade convencionais, as quais admitem espaços vazios em seu núcleo com a finalidade de reduzir do volume de concreto empregado. Contudo, segundo Costa (2012), devido aos esforços de tração exigem uma taxa maior de armadura. Existem ainda as barragens de concreto rolado ou compactado a rolo. Trata-se, segundo Novak (2007) de uma barragem de gravidade em que o concreto é espalhado com esteira e depois compactado. Como não é vibrado, sua estanqueidade é garantida por uma camada de concreto convencional construída à montante.

Outro tipo de estrutura de barramento de concreto são as barragens em contraforte. Barragens em contraforte constituem um tipo de barragem onde o esforço no paramento montante é transmitido à fundação através de uma série de contrafortes, perpendiculares ao eixo do paramento de montante. Os contrafortes são estruturas tipo “pilares” que recebem o esforço do empuxo do paramento de montante descarregando-o para as fundações. A parede vedante é formada por lajes de concreto armado apoiadas nos contrafortes, ou por abóbodas cilíndricas, em geral, em forma de semicírculo. (POSSAN, 2013)

Por fim, tem-se as barragens abóbada ou em arco. Conforme Costa (2012), pode-se dizer que são denominadas de barragens de dupla curvatura, já que esta ocorre no sentido vertical e horizontal. Os arcos podem ainda ser simples ou múltiplos. Nesse tipo de obra parte das pressões hidráulicas é transmitida as ombreiras devido ao efeito de arco. Do ponto de vista estrutural, Novak (2007) afirma que as barragens abóbada funcionam como um arco horizontal. Sendo assim, transmitem a maior parte da carga da água para os lados do vale ao invés do chão como as outras estruturas. É a mais sofisticada das estruturas de concreto, e o pilar de estabilidade é fundamental para a integridade estrutural dessa configuração. Em função da esbeltez, o volume de concreto por metro de comprimento de uma barragem em arco é duas a quatro vezes menor (PEREIRA, 2015).

### 2.1.3 Barragens de Enrocamento

As barragens de enrocamento têm suas origens em 1870 durante a corrida do ouro na Califórnia. Até 1930 foram amplamente difundidas nos EUA, quando houve uma redução do uso desse tipo de estrutura devido aumento dos custos de exploração e transporte de materiais rochosos. A construção dessas barragens foi retomada em 1960 devido as novas técnicas de exploração de pedreiras. Dentre os fatores que condicionam a escolha de barragens de enrocamento destacam-se: as condições topográficas e geológico-geotécnicas, ou seja, locais com disponibilidade abundante de materiais rochosos; a escassez de materiais terrosos no local; o curto período de tempo disponível para construção da barragem; e as condições climáticas excessivamente úmidas que possam limitar o lançamento de grandes quantidades de materiais terrosos. (PEREIRA, 2015)

Nas barragens de enrocamento o material rochoso é predominante e estas subdividem-se de acordo com o sistema de impermeabilização. Em barragens com núcleo impermeável a vedação da água é feita por um núcleo argiloso, que pode estar centralizado ou inclinado à montante, separado por zonas de transição, evitando carreamento do material fino para o interior da massa rochosa. Por outro lado, nas barragens de enrocamento com face impermeável, a vedação da água é mantida pela impermeabilização da face de montante, que pode ser por uma camada de asfalto, por uma placa de concreto ou ainda pela utilização de chapas de aço. (COSTA, 2012)

Com relação as vantagens, Novak (2007), afirma que o enrocamento proporciona uma resistência ao cisalhamento relativamente alta, além de alta permeabilidade, resultando em uma possível eliminação de problemas de pressão de água e permitindo inclinações mais íngremes. Massad (2010), afirma que não há registros de ruptura de taludes em barragens mistas de terra/enrocamento, sugerindo assim que esse seja o tipo mais estável dentre as barragens de aterro.

Na ausência de solos adequados, para aterros de enrocamento com centro impermeabilizante, pode ser utilizado concreto asfáltico, assim como nas barragens com face impermeabilizante. Uma membrana asfáltica pode aceitar um grau de deformação sem ruptura, contudo, a face de concreto deve ser subdividida em painéis ou em faixas retangulares para acomodar a deformação do enrocamento. (NOVAK, 2007)

#### 2.1.4 Barragens de Terra

Segundo Pereira (2015), as barragens de terra há muito têm sido usadas para armazenamento de água para consumo e irrigação, sendo até hoje o tipo mais comum de barramento. Sua construção envolve materiais em seu estado natural com um mínimo de processamento. Nos primórdios eram projetadas com base em métodos empíricos, porém, a partir de 1930 com o avanço da Mecânica dos Solos e dos equipamentos de construção o projeto desse tipo de barragem passou a ser elaborado com base em procedimentos de engenharia mais racionais. Conforme Novak (2007), em sua forma mais primitiva, as barragens de terra eram construídas com solos de baixa permeabilidade a um perfil homogêneo, sem presença de drenagem interna. Represas desse tipo provaram-se vulneráveis a problemas associados a infiltração descontrolada. Devido a isso constatou-se que barragens de aterro maiores exigiam um elemento de retenção de água que fosse impermeável ou um núcleo de permeabilidade muito baixa, além de ombros de apoio de aterro mais grosso ou enrocamento, para fornecer estabilidade estrutural.

Assim, Costa (2012) divide as barragens de terra em duas categorias: homogêneas e zonadas. São ditas homogêneas quando há predominância de um único material, e são denominadas zonadas quando há um zoneamento de materiais terrosos em função de suas características ou da permeabilidade. Gaioto (2003), considera ainda as barragens de aterro hidráulico, cuja construção é realizada através do transporte de materiais em forma de lama, que são lançados entre diques de contenção laterais. Como não há compactação, apresentam uma resistência baixa, de modo que os taludes devem ser mais suaves que as barragens de terra convencionais.

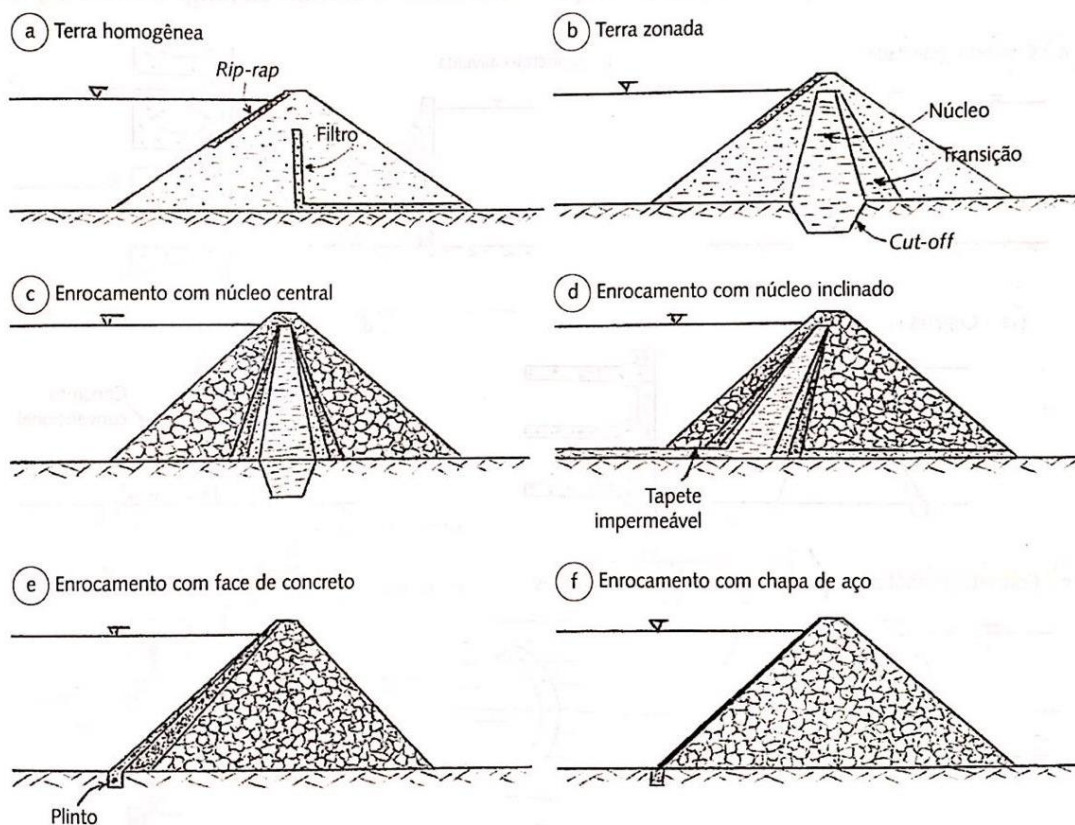
Massad (2010), afirma que as barragens de terra homogênea são as mais comuns devido a disponibilidade de materiais terrosos no Brasil. Toleram fundações mais deformáveis, permitindo a sua construção sobre solos moles. A inclinação dos taludes de montante e jusante é fixada de modo a garantir a estabilidade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

Já a barragem de terra zoneada é construída com um único solo de empréstimo, mas compactado em condições diferentes de umidade o que confere ao solo características geotécnicas diferentes. Trata-se de uma otimização da seção da

barragem, aproveitando-se das características do solo seco nas encostas, para maior resistência, e do solo úmido no núcleo, para maior estanqueidade. (MASSAD, 2010)

Na Figura 1 são apresentados, de forma esquemática, os perfis transversais de barragens convencionais de terra e enrocamento.

**Figura 1 – Seções Típicas de Barragens de Terra/Enrocamento**



**Fonte: COSTA (2012)**

Atualmente, a utilização de aterros homogêneos é geralmente restrita a represas menores, exigindo disponibilidade imediata e suficiente de solo de baixa permeabilidade além de um projeto cuidadoso e internamente detalhado é necessário para controle de infiltração e de pressões hidrostáticas. (NOVAK, 2007)

Novak (2007) afirma ainda que as barragens de aterro em geral (terra e enrocamento) apresentam como principal desvantagem a maior suscetibilidade ao fenômeno de galgamento ou transbordamento, o que cria necessidade de um vertedouro separado. Ademais, também são desvantagens desse tipo de estrutura a vulnerabilidade a vazamentos ocultos e erosão nas fundações.

### 2.1.5 Barragens de Rejeitos

Barragens de mineração são barramentos, diques ou reservatórios, utilizados para fins de contenção, acumulação ou decantação de rejeito de mineração ou descarga de sedimentos provenientes de atividades em mineração. Devem ser estruturas utilizadas para reter, de forma planejada, projetada e controlada, volumes de rejeitos oriundos do processo de mineração. Podem ser construídas de terra, enrocamento ou do próprio rejeito, desde que as características geotécnicas permitam que sejam utilizados para a construção ou alteamento da estrutura de contenção. (ASSOSSIÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017)

Conforme o Centro de Tecnologia Mineral, as barragens de contenção de rejeitos podem ser construídas por alteamentos sucessivos a partir da execução inicial de uma barragem piloto, constituída por um dique de pequena altura de terra compactada chamado de dique inicial (CETEM, 2010). Os alteamentos subsequentes acompanham o nível de rejeitos depositados no reservatório, até mesmo com uma borda livre que possibilita o armazenamento de água para reaproveitamento no processo de beneficiamento, além de minimizar os efeitos de inundações. A ABNT (2017), afirma que quaisquer incrementos de altura no maciço de barragens a partir de um maciço inicial existente, projetados para aumento de capacidade volumétrica ou elevação de lâmina d'água é considerado alteamento de barragem. O alteamento da barragem a partir do eixo do maciço inicial existente, pode ser projetado e construído por meio de três formas: métodos de alteamento a jusante, linha de centro e montante.

Conforme o CETEM (2010), neste primeiro método a obra se desloca para a montante aproveitando-se os rejeitos já depositados como parte da estrutura de contenção. Os rejeitos são lançados à montante desde a crista do dique inicial, formando uma praia a qual servirá como fundação para a construção de um novo alteamento. Araújo (2006) afirma que o método de montante é o mais antigo, simples e econômico método de construção de barragens. Embora seja o mais utilizado pela maioria das mineradoras apresenta um baixo controle construtivo tornando-se crítico principalmente em relação à segurança. Conforme a CETEM (2010), durante o lançamento dos rejeitos, ocorre segregação granulométrica, ficando a fração mais grossa depositada próxima ao maciço, enquanto frações mais finas (lamas) fluem em direção ao lago de decantação. Para que o material lançado sirva de base para um

novo alteamento, é necessário que os rejeitos contenham de 40 a 60% de areia e baixa densidade de polpa, favorecendo a segregação granulométrica.

Conforme Albuquerque Filho (2004), o principal agravante relacionado à adoção do método de montante consiste no fato de que os alteamentos são realizados sobre materiais depositados em curto intervalo de tempo que, conseqüentemente, encontram-se pouco consolidados. Ademais, a CETEM (2010) afirma que este método apresenta vantagens econômicas, como um menor custo de construção. Além disso, apresenta uma maior velocidade de alteamento, menores volumes na etapa de alteamento e pouco uso de equipamentos de terraplenagem. Contudo, esse tipo de barragem exibe desvantagens com relação à segurança. Dentre elas um menor coeficiente de segurança em função da linha freática que se situa muito próxima ao talude de jusante. Além disso, a superfície de ruptura do talude encontra-se, parte, entre os rejeitos não compactados.

No método de jusante, o eixo da barragem se desloca a jusante durante os processos de alteamentos. Neste método se faz necessária a construção de um dique inicial, impermeável, empregando-se normalmente material argiloso compactado. Somente rejeitos grossos são utilizados no alteamento, e a barragem pode ser projetada para grandes alturas, incorporando sempre o sistema de impermeabilização e drenagem (CETEM, 2010). Conforme Albuquerque Filho (2004), a construção de barragens de rejeitos pelo método de jusante surgiu da necessidade de que os alteamentos não fossem executados sobre o rejeito previamente depositado e pouco consolidado.

Assim, a adoção dessa técnica de alteamento possibilitou a execução de barragens de rejeitos de maior porte e com fatores de segurança mais satisfatórios. Contudo, como a principal desvantagem deste modelo construtivo, destaca-se a necessidade de grandes volumes de material e conseqüentemente o alto custo envolvido na execução destas estruturas. Além disto, Araújo (2006), destaca que a área ocupada pelo sistema de contenção de rejeitos é muito maior, devido à extensão da estrutura para jusante conforme o acréscimo da altura. Todavia, em conseqüência disso, esse método garante maior estabilidade do corpo da barragem, pois a compactação pode ser adequada à medida que a barragem sofre os sucessivos alteamentos.

Por fim, construção de barragens de rejeitos pelo método da linha de centro representa basicamente uma variação do método de jusante em que o alteamento da

crista é realizado de forma vertical, (ALBUQUERQUE FILHO, 2004). Conforme a CETEM (2010), trata-se de um método intermediário entre o método da linha de montante e o da linha de jusante, até mesmo em termos de custo. O comportamento estrutural parece-se mais ao método de jusante. Inicialmente é construído um dique de partida (dique inicial), e os rejeitos são lançados perifericamente a montante, formando uma praia. No alteamento seguinte os rejeitos são lançados sobre a praia anteriormente formada e sobre o talude de jusante do dique de partida. Neste processo, o eixo da crista do dique inicial e dos diques resultantes dos sucessivos alteamentos são coincidentes.

Conforme ARAÚJO (2006), barragens alteadas pelo método de linha de centro apresentam uma solução intermediária entre os métodos de alteamento à montante e à jusante, apresentando vantagens de ambos, e a tentativa de minimizar suas desvantagens. Cardozo, Pimenta & Zingano (2016), apresentam um resumo comparativo entre os principais métodos construtivos de barragens de rejeitos, destacando suas vantagens, desvantagens, características, propriedades, entre outros, conforme mostra o Quadro 1.

**Quadro 1 – Comparação Entre Métodos de Alteamento de Barragens de Rejeito**

|                               | Montante   | Jusante   | Linha de centro                              |
|-------------------------------|--|---|--|
| Tipo de rejeito               | Baixa densidade para que ocorra segregação                   | Qualquer tipo   | Areias de lamas de baixa plasticidade        |
| Descarga de rejeitos          | Periférica   | Independente  | Periférica                                   |
| Armazenamento de água         | Não recomendável para grandes volumes                        | Bom   | Aceitável                                    |
| Resistência a abalos sísmicos | Baixa  | Boa   | Aceitável                                    |
| Alteamentos                   | Ideal menos 10 m/ano   | Nenhuma restrição   | Pouca restrição                              |
| Vantagens                     | Menor custo, utilizado onde há restrição de área             | Maior segurança   | Flexibilidade construtiva                    |
| Desvantagens                  | Baixa segurança suscetibilidade a liquefação e <i>piping</i> | Grande quantidade de material requerido proteção do talude a jusante apenas na configuração final | Necessidade de eficiente sistema de drenagem |

Fonte: CARDOZO, PIMENTA & ZINGANO (2016)



## 2.2 SEGURANÇA DE BARRAGENS

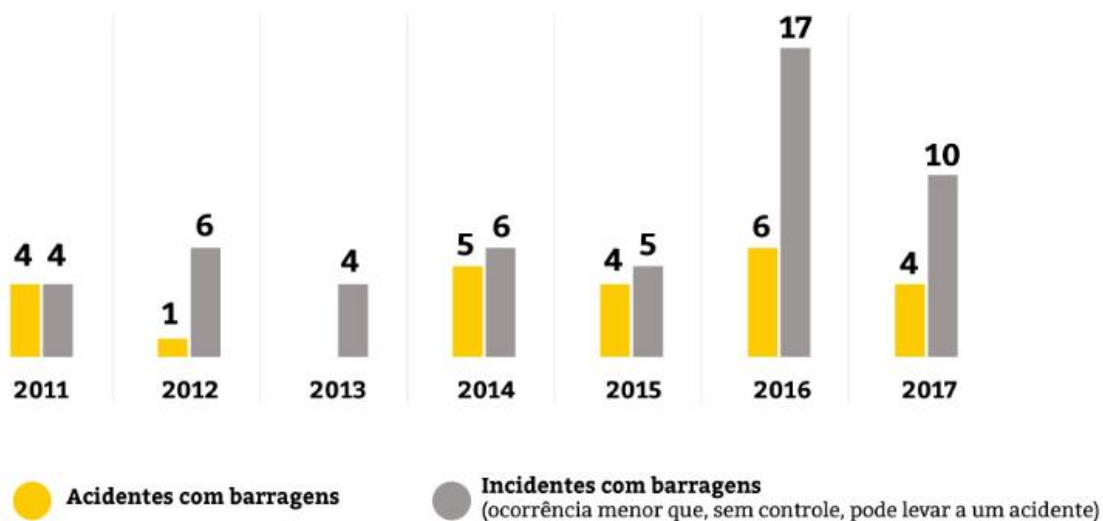
O Relatório de Segurança de Barragens (RSB, 2018), realizado anualmente pela Agência Nacional de Águas (ANA), informou a existência de 24.092 barragens cadastradas pelos órgãos fiscalizadores. Segundo o RSB (2018), destas 58% apresentam algum tipo de documento que comprovam a sua regularização (outorga, concessão, autorização ou licença). Com relação aos empreendedores, em mais de 97% das barragens o empreendedor é conhecido, demonstrando que a questão “barragens órfãs”, pelo menos em relação ao universo de barragens cadastradas, é um problema localizado, concentrado principalmente nos estados da Paraíba, Rio Grande do Norte e Bahia.

No ano de 2010 foi estabelecida a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) a partir da lei 12.334/2010, com o principal objetivo de regulamentar ações de segurança e monitoramento, além da criação de um Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), cuja função tem a coleta, tratamento, armazenamento e recuperação de informações sobre barragens, sendo estas em construção, operação ou desativadas.

Segundo o RSB 2017 (2018), no Brasil, há 43 órgãos potencialmente fiscalizadores da segurança de barragens, em âmbito federal e estadual. A partir das informações enviadas pelos órgãos fiscalizadores é possível constatar que apenas 18,7% das barragens cadastradas submetem-se à PNSB, número que cresceu para 28%, conforme o RSB 2018 (2019), apresentando pelo menos uma das características estabelecidos no art. 1º da Lei nº 12.334/2010. Além disso 76% das barragens cadastradas, não possuem informações suficientes para dizer se estão ou não submetidas à PNSB. Das barragens cadastradas 18.446 não possuem informação de altura, 9.584 não possuem informação de capacidade e 18.663 barragens não foram classificadas quanto ao Dano Potencial Associado.

No Brasil, há em média mais de três acidentes com barragens a cada ano. Contudo, no período de abrangência do RSB 2017, foram relatados 4 acidentes e 10 incidentes desse tipo de estrutura. A Figura 2 mostra o número de acidentes e incidentes ocorridos nos últimos sete anos até a elaboração do último relatório.

Figura 2 – Acidentes e Incidentes com Barragens



Fonte: FONSECA (2019).

O último relatório anual de segurança de barragens RSB 2018 (2019), informa que 68 barragens em 17 estados brasileiros, foram identificadas com algum comprometimento estrutural importante.

### 2.3 CRITÉRIOS DE ESTABILIDADE PARA BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO

Para verificação da estabilidade, as barragens de terra e enrocamento deve-se verificar a resistência dos taludes quanto ao escorregamento. A avaliação da estabilidade de uma encosta requer estabelecer as condições, chamadas "condições de projeto" ou "condições de carregamento", nas quais um talude pode ser submetido durante sua vida, e análises de estabilidade para cada uma dessas condições. Existem quatro situações que devem ser consideradas para as barragens: (1) durante e no final da construção, (2) infiltração em estado estacionário, (3) rebaixamento repentino e (4) carregamento de terremotos. As três primeiras condições são estáticas; o quarto envolve cargas dinâmicas. (U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003)

Segundo Brasil (2002), os taludes de montante e jusante de barragens e as ombreiras deverão ser estáveis sob todos os níveis de reservatório, bem como sob todas as condições de operação. Os carregamentos provenientes da barragem e a

distribuição desses esforços sobre as fundações não devem causar deformações totais ou diferenciais excessivas ou ainda a ruptura da fundação por cisalhamento.

Conforme a ELETROBRÁS (2003), a condição de carregamento de final de construção corresponde ao estágio anterior ao enchimento do reservatório e logo após o término da construção do aterro da barragem. Esta condição é crítica principalmente para a seção de fechamento da barragem, que, construída em um curto período desenvolve pressões neutras devidas ao adensamento do aterro não dissipadas totalmente devido a velocidade de construção (GAIOTO, 2003).

No que tange a condição de rebaixamento rápido, esta corresponde a uma situação crítica para o talude de montante da barragem. A análise do rebaixamento rápido considera a manutenção das condições de pressão intersticial (ou poropressão) na condição de reservatório em operação, diminuindo a carga estabilizadora sobre o talude de montante. A simulação do rebaixamento pode ser de dois tipos básicos, o primeiro variando o nível do reservatório da cota máxima de operação até o nível mínimo de operação, e o segundo, variando do nível máximo até o nível mais baixo que este reservatório possa atingir. A estabilidade estará assegurada sempre que fatores de segurança obtidos nas análises forem iguais ou superiores a valores referenciais definidos com base em estudos de situações reais. (MEIRELLES, 2013)

No caso de percolação em regime permanente é representativo da condição de operação na qual o nível do reservatório permanece em seu valor máximo por um período de tempo suficientemente longo para a saturação do maciço nas zonas submetidas a percolação (ELETROBRÁS, 2003). Após o enchimento do reservatório admite-se que a barragem e a fundação já sofreram o adensamento provocado pela construção do aterro e que a rede de fluxo para o reservatório cheio está estabelecida. O talude de jusante é o mais crítico neste caso, já que o de montante é beneficiado pela pressão hidrostática do reservatório sobre ele. (GAIOTO, 2003)

As diretrizes estabelecidas pela ELETROBRÁS (2003) impõem que as análises de estabilidade devem ser feitas por tensões efetivas considerando os parâmetros de pressão neutra, exceto em casos de solos que tendem a contrair durante o cisalhamento (neste caso a análise deverá ser feita por tensões totais). Os parâmetros de pressão neutra e de resistência ao cisalhamento dos diversos materiais envolvidos nas análises de estabilidade, deverão ser obtidos de ensaios de laboratório afim de representar, o mais proximamente possível, as condições de carregamento

de campo. Além disso, conforme Brasil (2002), os taludes do reservatório devem se apresentar estáveis sob condições de carregamento sísmico, precipitações pluviométricas severas, rebaixamento rápido do lençol e qualquer outra condição na qual a ruptura possa induzir à formação de ondas que ameacem a segurança pública, a barragem ou suas estruturas associadas.

O Quadro 2 resume os fatores mínimos de segurança que são normalmente aceitáveis para os cálculos de estabilidade de taludes. Valores inferiores podem ser eventualmente admissíveis em certos casos, desde que justificados. Os valores obtidos e aceitos para os taludes devem levar em conta a confiabilidade dos dados utilizados, a adequabilidade e as limitações das análises selecionadas, as magnitudes das deformações e as consequências da ruptura em potencial. (BRASIL, 2002)

**Quadro 2 – Fatores de Segurança para Diferentes Condições**

| CASO   | COEFICIENTE DE SEGURANÇA | TALUDE             |
|--|--------------------------|--------------------|
| Percolação permanente com o reservatório na cota máxima normal | 1,5                      | Jusante            |
| Esvaziamento rápido  | De 1,2 a 1,3             | Montante           |
| Término da construção antes do enchimento do reservatório      | De 1,25 a 1,3            | Jusante e montante |

**Fonte: adaptado de BRASIL (2002)**

Por fim, análise perante abalos sísmicos tem sido recomendada mesmo em zonas historicamente assísmicas. Isto, em virtude da possibilidade de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem, especialmente no caso de barragens de porte e reservatórios importantes. Para análise sísmica os coeficientes de segurança devem ser superiores a 1 em ambos os taludes de montante e jusante. Para barragens acima de 15 metros de altura sobre fundações relativamente fracas, deve levar em consideração um fator de segurança mínimo de 1,4. Ademais, nos casos em que o rebaixamento ocorre com frequência, considerar o coeficiente 1,3. (ELETROBRÁS, 2003)

## 2.4 PARÂMETROS DOS SOLOS

As propriedades geotécnicas do solo estão ligadas ao estado em que estes se encontram, ou seja, o arranjo relativo de suas partículas, mantidas em

determinadas posições pela ação de forças gravitacionais, elétricas e pela forma que a água e o ar penetram seus vazios. (CRUZ, 2004)

#### 2.4.1 Granulometria

O tamanho das partículas que compõe o solo varia muito, estas geralmente recebem a denominação de: pedregulho, areia, silte ou argila dependendo do tamanho predominante das partículas presentes. (DAS, 2014)

O Quadro 3 apresenta uma relação entre o tamanho das partículas.

**Quadro 3 – Classificação do Tamanho das Partículas**

| Organização        | Tamanho do grão [mm] |              |                       |         |
|--------------------|----------------------|--------------|-----------------------|---------|
|                    | Pedregulho           | Areia        | Silte                 | Argila  |
| MIT <sup>1</sup>   | > 2                  | 2 a 0,06     | 0,06 a 0,002          | < 0,002 |
| USDA <sup>2</sup>  | > 2                  | 2 a 0,05     | 0,05 a 0,002          | < 0,002 |
| AASHTO             | 76,2 a 2             | 2 a 0,075    | 0,075 a 0,002         | < 0,002 |
| Corps of Engineers | 76,2 a 4,75          | 4,75 a 0,075 | Grãos finos (< 0,075) |         |

Fonte: DAS (2014)

#### 2.4.2 Características Físicas

Conforme Pinto (2006), em um solo, somente parte do volume total é ocupado por partículas sólidas, o restante é ocupado por água ou ar. O comportamento de um solo é relativo à quantidade de cada uma das três fases (sólidos, água, ar). Segundo Das (2014), o peso específico de um solo é o peso de solo por unidade de volume, expresso pela Equação 1.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$\gamma$  é o peso específico de solo;

$W$  é o peso de solo;

$V$  é o volume de solo.

<sup>1</sup> Instituto de Tecnologia de Massachussets

<sup>2</sup> Departamento de Agricultura dos Estados Unidos

Se a amostra de solo é saturada, ou seja, seus vazios totalmente preenchidos com água o peso específico é calculado pela mesma relação, em que o peso de solo será o peso das partículas sólidas juntamente com o peso da água.

#### 2.4.3 Resistência ao Cisalhamento

Conforme Das (2014), a resistência ao cisalhamento interna de uma massa de solo é a “resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior”. Mohr apresentou a teoria de ruptura materiais afirmando que um material se rompe devido a combinação de forças normal e de cisalhamento e não devido as suas ações isoladas. Portanto a relação entre a força de cisalhamento e a força normal é dada pela Equação 2.

$$\tau = f(\sigma) \quad \text{(Equação 2)}$$

Cruz (2010), afirma que a resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela Equação 3.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

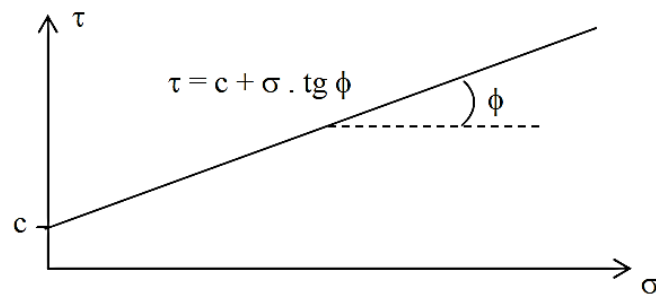
$c'$  é a coesão efetiva do solo;

$\phi'$  é o ângulo de atrito;

$\sigma'$  é tensão normal efetiva na superfície potencial de ruptura.

O ângulo de atrito é obtido do gráfico de Mohr-Coulomb, de relação entre  $\sigma$  e  $\tau$ , como mostra Figura 3.

**Figura 3 – Gráfico Tensão Normal vs. Cisalhamento**



Fonte: LISTO (2015)

#### 2.4.4 Permeabilidade e Percolação

Conforme Pinto (2006), a água no solo intervém em um grande número de problemas, como, por exemplo, no cálculo de vazões, na análise de recalques e nos estudos de estabilidade, por isso seu estudo é extremamente importante. Segundo Pereira (2015), o escoamento laminar em meio poroso é orientado pela Lei de Darcy, expressa pela Equação 4.

$$Q = kiA \quad (\text{Equação 4})$$

Em que:

$Q$  é a vazão;

$A$  é a área de seção transversal;

$i$  é o gradiente hidráulico dado pela relação  $h/L$  ou seja, carga a ser dissipada (altura de coluna d'água) por distância no qual a carga se dissipa e;

$k$  é o constante de permeabilidade, dada pela velocidade de percolação ( $V_s$ ) através de uma área unitária por um gradiente unitário.

A velocidade média de percolação de uma massa de água fluindo através dos poros do solo é igual a velocidade de descarga ( $V_d = ki$ ) multiplicada pelo inverso da porosidade efetiva  $n_e = (1 + e)/e$ , em que  $e$  é o índice de vazios do solo. Assim a constante de permeabilidade é expressa pela Equação 5. (PEREIRA, 2015)

$$k = V_s \times \frac{n_e}{i} \quad (\text{Equação 5})$$

## 2.5 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DE ESTABILIDADE

A estabilidade de uma barragem é avaliada através do cálculo da estabilidade dos taludes de montante e jusante. Segundo Das (2014), a função do engenheiro responsável pela análise da estabilidade do talude é determinar o fator de segurança definido, conforme Silva (2019), pela Equação 6.

$$FS = \frac{\tau_{res}}{\tau_{mob}} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

$FS$  é o fator de segurança em relação a resistência;

$\tau_{res}$  é a tensão cisalhante resistente;

$\tau_{mob}$  é a tensão cisalhante mobilizada;

Conforme Telles (2015), existem dois tipos de abordagem para determinar o fator de segurança do ponto de vista determinístico: teoria do equilíbrio limite e análise de tensões. Barbosa (2014) afirma que o método mais utilizado é o do equilíbrio limite devido a sua simplicidade. Seu mecanismo de análise procura a resistência máxima suportada pelo talude antes da ruptura, de modo que as tensões aplicadas sejam inferiores às tensões resistentes. Este método leva em consideração as incertezas através de um coeficiente global de segurança admitindo que a estabilidade dar-se-á desde que o fator de segurança seja superior a 1.

As hipóteses simplificadoras do método do equilíbrio limite são (MASSAD, 2010):

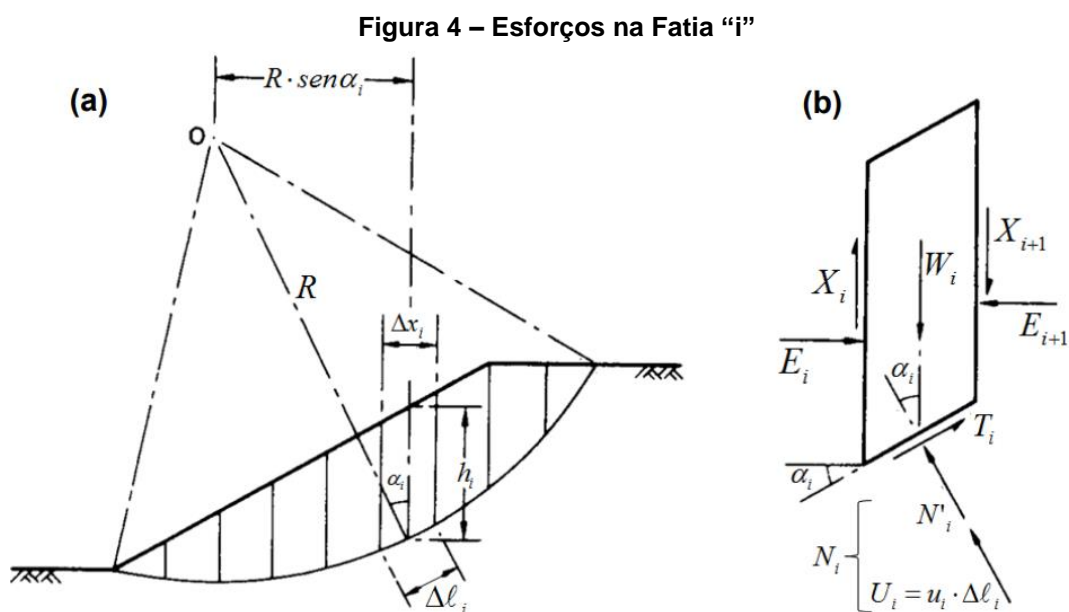
1. O solo comporta-se como material rígido-plástico, rompendo-se bruscamente sem se deformar;
2. As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando o processo se torna dinâmico;
3. O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, ignorando-se eventuais fenômenos de progressão.

Existem diversos métodos de equilíbrio limite que consideram a divisão da massa de solo em fatias, variando apenas as hipóteses básicas sobre os esforços



entre lamelas. Em função da hipótese adotada por cada método, é maior ou menor o atendimento às condições de equilíbrio dos esforços e dos momentos. A escolha do método a aplicar deve ser função da forma de ruptura esperada. (ELETROBRÁS, 2003).

Conforme Ferreira (2012), a aplicação do método das fatias consiste em arbitrar uma superfície de deslizamento, e efetuar o cálculo do equilíbrio da massa de solo através das equações da estática<sup>3</sup> mediante a divisão do solo acima da linha de ruptura em fatias de faces verticais. A Figura 4 apresenta uma massa de solo dividida em fatias (a) e uma fatia “i” genérica, e as respectivas forças atuantes nela consideradas (b). Onde  $W_i$  é o peso da fatia;  $N'_i$  a resultante das tensões efetivas normais à base da fatia;  $U_i$  a resultante das poropressões na base da fatia;  $T_i$  a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia;  $E_i$  e  $X_i$  as componentes normal e tangencial, respectivamente, das forças de interação entre as fatias na face esquerda; e  $E_{i+1}$  e  $X_{i+1}$  as componente das forças de interação entre as fatias na face direita.



Fonte: TELLES (2015)

O método das fatias não apresenta restrições quanto a homogeneidade do solo, geometria do talude e consideração de tensões. Dessa forma, permite que a heterogeneidade do solo e a irregularidade da superfície possa ser considerada. Além

<sup>3</sup> Somatório de forças (horizontais e verticais) e momentos igual a zero.

há ainda a possibilidade de incluir a distribuição da poropressão, de modo que análise possa ser realizada na condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo. No método das fatias o número de incógnitas é superior ao número de equações, e o problema é estaticamente indeterminado. Diversos métodos de análise de estabilidade de taludes foram desenvolvidos tendo como base o método das fatias, e cada um adota hipóteses simplificadoras que tornem o problema determinado. (GERSCOVICH, 2009)

No Quadro 4 são apresentadas algumas características de alguns métodos de Equilíbrio Limite de autores diferentes.

**Quadro 4 – Considerações dos Diferentes Métodos de Equilíbrio Limite**

| Métodos                    | Hipóteses   | Tipo de superfície equilíbrio de forças.  |
|----------------------------|---|---|
| Fellenius (1927)           | Não considera forças entre fatias   | (Circular)  |
| Bishop simplificado (1955) | Resultante das forças entre fatias é horizontal   | (Circular) – FS é determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos. |
| Janbu Simplificado (1968)  | Resultante das forças entre fatias é horizontal.  | (Qualquer) – FS é determinado a partir do equilíbrio de forças.                   |
| Janbu Generalizado (1968)  | Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.   | (Qualquer) – FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.       |
| Morgenstern-Price (1965)   | Direção das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$ .         | (Qualquer) – Fatias são de espessura infinitesimal                                |
| Spencer (1973)             | Resultante das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo. | (Qualquer) – método semelhante ao de Morgenstern-Price com $f(x)=1$               |

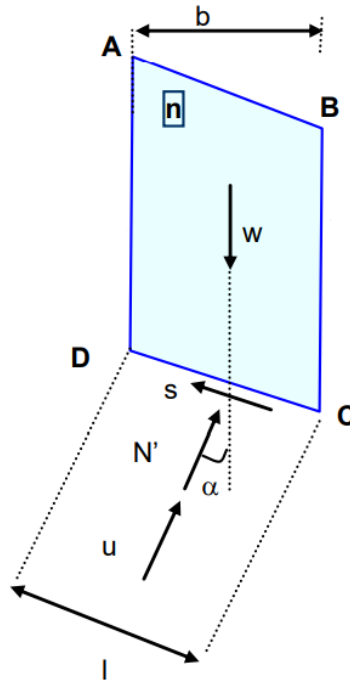
Fonte: adaptado de RIBEIRO (2015)

### 2.5.1 Método Fellenius

Conforme Telles (2015), o método de Fellenius é considerado um método de análise de estabilidade bastante simplificado já que não atende às três equações do equilíbrio estático. Para a determinação do fator de segurança, o método considera

apenas o equilíbrio de forças na direção normal à superfície de deslizamento e o equilíbrio de momentos. A Figura 5 mostra os esforços considerados na fatia por Fellenius.

Figura 5 – Esforços na Fatia de Fellenius



Fonte: adaptado de GERSCOVICH (2009)

Assim o fator de segurança (FS) é dado pela Equação 7.

$$FS = \frac{\sum(c'l + (W\cos\alpha - ul)\operatorname{tg}\phi')}{\sum W_i \operatorname{sena}} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

$FS$  é o fator de segurança (adimensional);

$c'$  é a coesão do solo [kPa];

$\phi'$  é o ângulo de atrito;

$l$  é o comprimento da base da fatia [m];

$\alpha$  é inclinação da base da fatia;

$W_i$  é o peso da  $n$ -ésima fatia [kN];

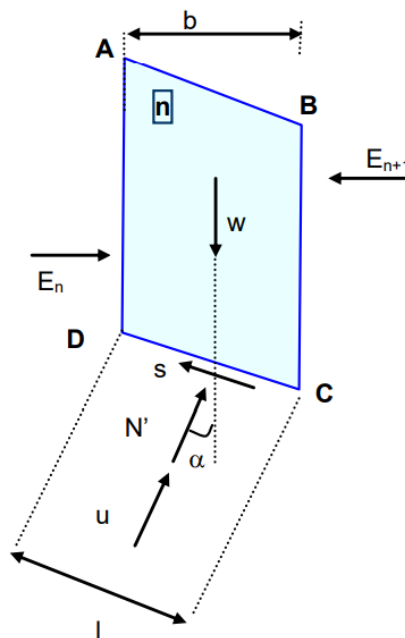
$u$  é a força de percolação [kN].

Em superfícies muito profundas, e quando os valores de poropressão são elevados, este método tende a fornecer valores pouco confiáveis. (GERSCOVICH, 2016)

### 2.5.2 Método de Bishop Simplificado

Conforme Silva (2019), Bishop (1955) propôs um método simplificado que consiste em desprezar a componente tangencial das forças entre as fatias de modo que a resultante entre elas é horizontal.

Figura 6 – Esforços na Fatia de Bishop



Fonte: adaptado de GERSCOVICH (2009)

A Equação 8 mostra a expressão para o cálculo do fator de segurança segundo Bishop (1955).

$$FS = \frac{\sum (c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m_\alpha}}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde  $m_\alpha$  é expresso pela Equação 9.

$$m_\alpha = \cos\alpha \frac{\text{sen}\phi' \text{tg}\alpha}{FS} \quad (\text{Equação 9})$$

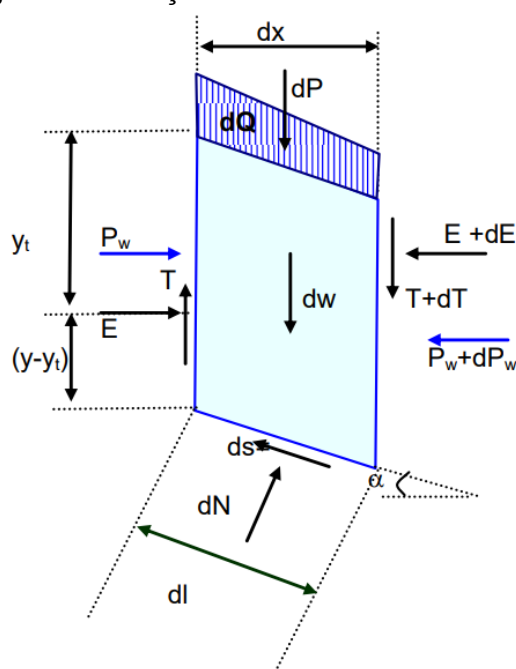
A expressão final do FS pelo método de Bishop Simplificado é não linear e deve ser resolvida iterativamente, uma vez que o FS está presente em ambos os lados da igualdade. (TELLES, 2015)

### 2.5.3 Método de Janbu

Janbu desenvolveu um método rigoroso e generalizado no qual a massa de solo é subdividida em fatias infinitesimais e é feito o equilíbrio de forças e momentos (GERSCOVICH, 2016). Conforme Ferreira (2012), o procedimento baseia-se em equações diferenciais, as quais comandam o equilíbrio das equações de equilíbrio estático da massa de solo acima da superfície adotada.

A Figura 7 mostra os esforços considerados por Janbu na fatia.

**Figura 7 – Esforços na Fatia de Janbu**



**Fonte: GERSCOVICH (2009)**

O equilíbrio de momentos é considerado em relação ao ponto médio da base de cada fatia, tornando desde logo as contribuições do peso ( $dW$ ), e força normal ( $dN$ ) nulas uma vez que atuam nesse mesmo ponto (FERREIRA, 2012). Sendo assim, o fator de segurança é dado pela Equação 10.

$$FS = \frac{\sum b \left[ c' + \left( \frac{W + dX}{b} - u \right) tg\phi' \right]}{dE + \sum [dX(W + dX)tg\alpha]} \times \frac{1}{n_\alpha} \quad (\text{Equação 10})$$

Onde as forças entre fatias  $dE$ ,  $X$  podem ser calculadas pela Equação 11 e 12, respectivamente.

$$dE = (W + dX)tg\alpha - (c' + (W + dX - u)tg\phi') \frac{b}{n_\alpha FS} \quad (\text{Equação 11})$$

$$X = -Etg\theta + (y - y_t) \frac{dE}{b} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

$y - y_t$  é a posição da linha de empuxo;

$\theta$  é a inclinação da resultante de forças horizontais e tangenciais interlamelares;

$n_\alpha$  é o coeficiente dado pela Equação 13.

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left( 1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg\alpha \right) \quad (\text{Equação 13})$$

O método Jambu generalizado, conforme Gerscovich (2016), satisfaz todas as equações de equilíbrio, porém introduz hipóteses diferentes com relação a forças interlamelares requerendo o uso de computador. Assim, com o objetivo de reduzir o esforço computacional exigido pelo método rigoroso foi desenvolvido o método simplificado expresso pela Equação 14.

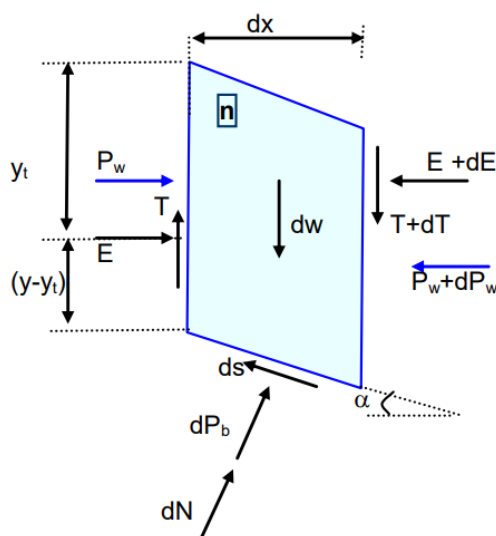
$$FS = f_o \frac{\sum \frac{c'b + (p - u)tg\phi'}{n_\alpha}}{\sum Wtg\alpha + E_T} \quad (\text{Equação 14})$$

No qual  $f_o$  é o fator de correção, definido em função da relação entre a profundidade e o comprimento da superfície de ruptura.

### 2.5.4 Método de Morgenstern-Price

Segundo Silva (2019), o método de Morgenstern-Price é o método mais geral do equilíbrio limite para uma superfície qualquer. As forças atuantes nas fatias são mostradas na Figura 8, onde  $P_w$  é a poropressão no contorno entre fatias e  $dP_b$  é a resultante da poropressão na base da fatia. Além disso, os esforços entre as fatias são  $E$  e  $T$ , o peso é  $dW$  e a resistência da base é  $ds$ .

**Figura 8 – Esforços na Fatia de Morgenstern-Price**



Fonte: GERSCOVICH (2009)

Conforme Telles (2015), o método elaborado por Morgenstern-Price assume fatias de largura infinitesimal. Silva (2019) afirma que, em busca de tornar o problema estaticamente determinado, assume-se que a inclinação da resultante  $\theta$  pode variar ao longo da superfície através da função dada pela Equação 15.

$$tg\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (\text{Equação 15})$$

Onde  $\lambda$  é um parâmetro escalar determinado a partir da solução de cálculo de um fator de segurança e  $f(x)$  uma função arbitrária. A escolha da função  $f(x)$  exige um julgamento de como a inclinação das forças entre fatias varia no talude. Assim, este método pode ainda ser representado pela Equação 16.

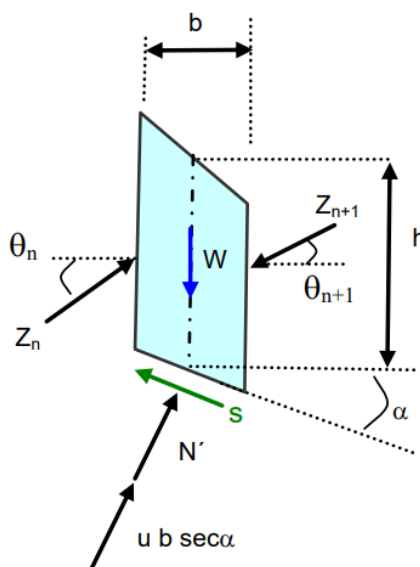
$$T = \lambda f(x)E \quad (\text{Equação 16})$$

Segundo Gerscovich (2016), para  $f(x)$  nula tem-se a solução de Bishop e para  $f(x)$  constante tem-se a solução de Spencer. Já o parâmetro  $\lambda$  corresponde a uma porcentagem, em forma decimal, da função utilizada, (GEO-SLOPE, 2012).

### 2.5.5 Método de Spencer

O método de Spencer, segundo Telles (2015), é considerado um método de análise de estabilidade rigoroso, visto que satisfaz as três equações de equilíbrio para um sistema bidimensional. A Figura 9 apresenta os esforços considerados por Spencer.

**Figura 9 – Esforços na Fatia de Spencer**



**Fonte: GERSCOVICH (2016)**

Conforme Gerscovich (2016), nesse método as forças entre fatias  $X$  e  $E$  podem ser representadas por suas resultantes  $Z_n$  e  $Z_{n+1}$ , cuja soma é dada pela resultante  $Q$  de inclinação  $\theta$ . Logo, a partir das equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia calcula-se a resultante  $Q$  pela Equação 17.



$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec\alpha + \frac{tg\phi'}{FS} (W\cos\alpha - ub \sec\alpha) - W\sen\alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{tg\phi'}{FS} tg(\alpha - \theta) \right\}} \quad (\text{Equação 17})$$

Assim, assume-se um valor de  $\theta$  e calcula-se o valor de  $Q$  para cada fatia mantendo-se  $FS$  como incógnita. Depois disso pode ser calculado o valor de  $FS$  pela equação do equilíbrio de forças (Equação 18) e de momentos (Equação 19) substituindo o valor de  $Q$  em ambas. Então para os diferentes valores de inclinação assumidos comparam-se os  $FS's$  até que sejam idênticos.

$$\sum Q \cos\theta = \sum Q \sen\theta = \sum Q = 0 \quad (\text{Equação 18})$$

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (\text{Equação 19})$$

## 2.6 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE ESTABILIDADE

Os solos são materiais formados naturalmente, conseqüentemente, suas propriedades físicas variam de ponto a ponto. Esta variação ocorre mesmo em uma camada aparentemente homogênea. A variabilidade no valor das propriedades do solo é um dos principais contribuintes para a incerteza na estabilidade de uma encosta. Resultados laboratoriais em solos naturais indicam que a maioria das propriedades do solo pode ser considerada como variável aleatória, com um comportamento de acordo com as condições de uma função de distribuição normal. Dito isto, a análise probabilística de estabilidade de taludes permite não somente considerar a variabilidade nos parâmetros de entrada, mas também de quantificar a probabilidade de falha de um talude. (GEO-SLOPE, 2012)

A consideração da variabilidade das variáveis envolvidas nas análises de segurança estrutural deu origem aos métodos probabilísticos, chamados de métodos de confiabilidade estrutural. A confiabilidade estrutural preocupa-se com o cálculo da probabilidade de violação do estado limite das estruturas de engenharia em qualquer fase da sua vida (MELCHERS, 1987). Conforme Teixeira (2012), em uma análise de confiabilidade, um sistema pode ser avaliado por diferentes métodos, cada um com um determinado nível de rigor. Normalmente, os níveis considerados são cinco:

- Nível zero: métodos determinísticos; refere-se à forma tradicional de dimensionamento, onde as variáveis aleatórias são consideradas como determinísticas e as incertezas são tidas em conta através de um coeficiente de segurança global;
- Nível I: métodos semiprobabilísticos, onde as fórmulas aplicadas são determinísticas e os valores representativos das variáveis aleatórias são multiplicados por coeficientes parciais de segurança calibrados através de análises de confiabilidade nível II ou III;
- Nível II: métodos probabilísticos aproximados, no qual as variáveis aleatórias são caracterizadas pela sua distribuição e parâmetros estatísticos e a avaliação probabilística da segurança é feita através de técnicas numéricas aproximadas, considerando a média e o desvio padrão das variáveis (por exemplo o método FORM);
- Nível III: análises probabilísticas puras, que têm em conta todas as características probabilísticas das variáveis aleatórias. Quando o problema é complexo, e a solução matemática é complicada de se determinar, são utilizados métodos de simulação (por exemplo simulação Monte Carlo);
- Nível IV: análises de risco, onde as consequências (custos materiais e não materiais) do fracasso ou rotura são tidas em conta; aqui o risco é usado como medida de fiabilidade (consequências multiplicadas pela probabilidade de rotura).

Conforme Laranja e Brito (2003), em geral, não é possível reduzir um problema de confiabilidade estrutural às formulações simplificadas que relacionam a probabilidade de falha apenas considerando variáveis aleatórias independentes, como a resistência ( $R$ ) e a solicitação ( $Q$ ), conforme a Equação 20. Assim, a resistência é normalmente em função das propriedades dos materiais e das dimensões dos elementos estruturais, enquanto a solicitação é função das ações, das densidades dos materiais e, eventualmente, das dimensões da estrutura, sendo todas elas, em geral, variáveis aleatórias. Há, também, situações em que não é possível considerar a resistência e a solicitação independentes. Por exemplo, quando o efeito de determinada ação é favorável (opõe-se aos efeitos que conduzem à ruptura), ou quando as dimensões da estrutura ou dos elementos estruturais condicionam, simultaneamente, o valor das cargas e da resistência da estrutura.

$$P_f = P(R \leq Q) = P\left(\frac{R}{Q} \leq 1\right) \quad (\text{Equação 20})$$

Considerando  $X$  o vetor aleatório composto pelas variáveis fundamentais que definem e caracterizam o comportamento e a segurança da estrutura, e  $g(X)$  a função que define o estado limite, a Equação 21, estabelece a fronteira que divide o domínio numa região de segurança ( $g(X) > 0$ ) e numa região de falha ( $g(X) < 0$ ).

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (\text{Equação 21})$$

Assim, a probabilidade de falha será obtida através da integração múltipla sobre de todas as variáveis aleatórias, conforme mostra a Equação 22.

$$p_f = P[g(x) \leq 0] = \int \dots \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (\text{Equação 22})$$

Em que  $f_x(x)$  é a função densidade de probabilidade conjunta para o vetor  $X$ , de dimensão  $n$ , das variáveis básicas. Nesta formulação, não estão envolvidas as variáveis  $R$  e  $S$  e podem, inclusivamente, não aparecer de forma explícita, estando implícitas em  $X$ . Conforme Laranja e Brito (2003), a integração analítica da Equação 18 só é possível para casos muito raros. Geralmente, recorre-se a simplificações, métodos numéricos ou ainda, a ambos simultaneamente. A transformação de  $f_x(x)$  numa função densidade de probabilidade multinormal, e a utilização de processos de integração passo a passo para a obtenção de soluções aproximadas inserem-se nos chamados Métodos do Segundo Momento, uma vez que as funções normais e multinormais das variáveis básicas podem ser representadas apenas pelos seus dois primeiros momentos, isto é, a média e o desvio padrão. O recurso a aproximações numéricas, por meio de simulações que permitam obter a integração multi-dimensional definida é geralmente designado pelo Método de Monte Carlo.

### 2.6.1 Método FOSM

Conforme EL-RAMY et al. (2002), o método FOSM é uma abordagem aproximada baseada em Expansão em série de Taylor da função de desempenho em torno de seu valor médio. Segundo Krüger (2008), uma combinação linear de variáveis aleatórias gaussianas é também gaussiana. Assim, assumindo que  $R$  e  $Q$  sejam estatisticamente independentes e normalmente distribuídas,  $g(X)$  também será uma função normal. Portanto, como já definido anteriormente, a probabilidade de falha poderá ser definida a partir de que  $p = P[g(X) < 0]$  ou então pela Equação 23.

$$P_f = P \left[ \frac{g(X) + \mu_{g(X)}}{\sigma_{g(X)}} < 0 \right] = P \left[ \frac{Q - Q - \mu_{R-Q}}{\sigma_{R-Q}} < 0 \right] \quad (\text{Equação 23})$$

Assim, organizando a Equação 23 tem-se a Equação 24.

$$P_f = \Phi \left[ \frac{0 - \mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] = 1 - \Phi \left[ \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] \quad (\text{Equação 24})$$

Onde  $\Phi$  é a função distribuição acumulada da Normal Padrão. A probabilidade de falha depende da relação entre o valor médio de  $g(X)$  e seu desvio padrão. Esta razão é conhecida como índice de confiabilidade, geralmente denotado por  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\mu_{g(X)}}{\sigma_{g(X)}} = \frac{\mu_{R-Q}}{\sigma_{R-Q}} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (\text{Equação 25})$$

Comparando-se a Equação 24 com a Equação 25 pode-se definir a probabilidade de falha pela Equação 26.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (\text{Equação 26})$$

### 2.6.2 Método FORM

Conforme Baecher e Christian (2003), o primeiro passo na abordagem FORM ou de Hasofer-Lind é reformular o problema com variáveis sem dimensão. Existem  $n$  variáveis incertas e cada variável  $x_i$  é definida em termos de sua média  $\mu_{x_i}$  e seu desvio padrão  $\sigma_{x_i}$ . Define-se então uma variável preparada pela Equação 27.

$$x'_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (\text{Equação 27})$$

Aplicando a equação 27 ao problema de confiabilidade inicialmente definido de carregamento  $Q$  e resistência  $R$  obtém-se as seguintes expressões:

$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (\text{Equação 28})$$

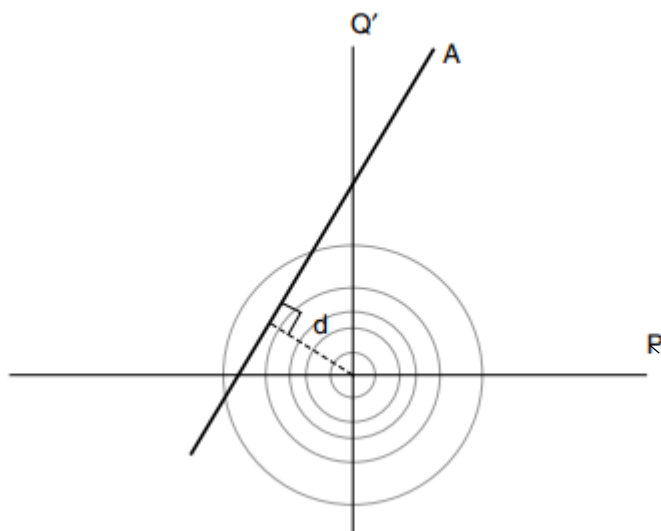
$$Q' = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \quad (\text{Equação 29})$$

Conforme Mafioletti (2016), a função do estado limite pode ser expressa pela margem de segurança  $M$  (Equação 1), sendo essa, como função de variáveis aleatórias, também é uma variável aleatória. Logo, a expressão para margem de segurança é definida pela Equação 30.

$$M = R - Q = \sigma_R R' - \sigma_Q Q' + \mu_R - \mu_Q \quad (\text{Equação 30})$$

A Figura 10 é um gráfico do critério de falha usando as variáveis reduzidas como os eixos. A origem é o ponto em que  $R$  e  $Q$  são iguais aos seus valores médios, ou seja, o ponto em qual cada variável tem seu valor esperado.

Figura 10 – Gráfico de resistência R' pela solicitação Q'



Fonte: BAECHER e CHRISTIAN (2003)

Assim,  $d$  será expresso pela Equação 31.

$$d = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (\text{Equação 31})$$

Baecher e Christian (2003), afirmam que a distância  $d$  entre a origem e a linha  $M = 0$  é idêntica à definição do índice de confiabilidade  $\beta$ . Esse resultado sugere que o índice de confiabilidade pode ser interpretado geometricamente como a distância entre o ponto definido pelos valores esperados das variáveis e o ponto mais próximo do critério de falha.

### 2.6.3 Método Monte Carlo

No método de Monte Carlo, se cria um grande número de conjuntos de valores gerados aleatoriamente para os parâmetros incertos e calcula-se a função de desempenho para cada conjunto. As estatísticas do conjunto de valores resultantes da função podem ser computadas e  $\beta$  ou  $P_f$  calculado diretamente. O método tem a vantagem da simplicidade conceitual, mas pode exigir um grande conjunto de valores da função de desempenho para obter precisão adequada. (BAECHER e CHRISTIAN, 2003)

Conforme Laranja e Brito (2003), para obter a estimativa da probabilidade de falha associada a um estado limite definido por uma função,  $g(X)$ , a simulação pelo método de Monte Carlo consiste na aplicação da seguinte metodologia:

- i) Geração de valores para as variáveis básicas de entrada de acordo com as respectivas funções de distribuição;
- ii) Realização da análise determinística do modelo do sistema e verificação da eventual ocorrência ou violação do estado limite ( $g(X) \leq 0$ );
- iii) Repetição de i e ii  $N$  vezes e contagem do número de experiências em que é atingido ou ultrapassado o estado limite,  $N[g(X) \leq 0]$ ;

Assim, a estimativa da probabilidade de ruptura média é apresentada pela Equação 32.

$$\bar{P}_f = \frac{N[g(x) \leq 0]}{N} \quad (\text{Equação 32})$$

A análise probabilística de estabilidade de taludes usando o método de Monte Carlo envolve muitas execuções de teste. Teoricamente, conforme a Geo-Slope (2012), quanto mais testes forem usados em uma análise, mais precisa será a solução. É sugerido que o número de ensaios de Monte Carlo necessários depende do nível de confiança desejado na solução, bem como do número de variáveis sendo consideradas. Estatisticamente, a Equação 33 pode ser utilizada para estimar o número de simulações necessárias.

$$N_{mc} = \left[ \frac{d^2}{4(1 - \varepsilon)^2} \right]^m \quad (\text{Equação 33})$$

Onde:

$N_{mc}$  é o número de ensaios em Monte Carlo;

$\varepsilon$  é o nível de confiança desejado (0 a 100%) expresso em forma decimal;

$d$  é o desvio padrão normal correspondente ao nível de confiança;

$m$  é o número de variáveis.

## 2.7 SOFTWARES DE ANÁLISE

Os programas são ferramentas importantes na análise de estabilidade de taludes. Além de facilitar o processo de cálculo por métodos mais complexos permitem economizar tempo, possibilitando a obtenção de resultados mais rigorosos. Nas análises de estabilidade de taludes são usados vários programas de cálculo tanto para proceder ao cálculo determinístico como probabilístico. Dentre os softwares de análise baseados na teoria do Equilíbrio Limite tem-se o Slope/W e o Slide 2D. Além disso, há outros programas que utilizam método dos elementos finitos como o Plaxis e o Phase2. (BARBOSA, 2014)

### 2.7.1 SLOPE/W

Conforme Barbosa (2014), o Slope/W é um programa desenvolvido pela Geo-Slope que utiliza a teoria de equilíbrio limite para calcular o FS de taludes em rocha ou solo. Este programa veio facilitar a análise de estabilidade de taludes complexos, usando simultaneamente vários métodos de análise, tais como, Bishop, Janbu, Corp of Engineers 1 e 2, Spencer, Morgenstern-Price, GLE e Lowe-karafiath.

Para análise de estabilidade a partir do software Slope/W, três estágios diferentes estão envolvidos na computação dos vários fatores de segurança. Para a primeira iteração, as forças normal e cisalhamento entre fatias são definidas como zero. O fator de segurança de equilíbrio é o fator de segurança comum ou de Fellenius. Os primeiros fatores de segurança da iteração são usados como aproximações para iniciar o segundo estágio. No estágio 2 inicia-se a solução não linear das equações do fator de segurança. As forças de cisalhamento interlamelares são definidas como zero. Geralmente são necessárias de 4 a 6 iterações para garantir convergência do momento e fator de equilíbrio de força das equações de segurança. A resposta para a equação do momento corresponde ao método simplificado de Bishop. Já a resposta para equação do equilíbrio da força corresponde ao método simplificado de Jambu, sem nenhuma correção empírica. Assim, a solução do estágio 3 é necessária para todos os métodos que consideram forças entre cortes. Nesta fase, os valores são selecionados e os fatores de segurança de momento e/ou força de equilíbrio são resolvidos. O estágio 3 fornece uma compreensão completa da relação entre o momento e o equilíbrio da força fatores de segurança para uma função específica da



força entre cortes. Pode ser usado para simular essencialmente todas as inclinações métodos de estabilidade que consideram a função de força entre cortes. (GEO-SLOPE, 2012)

Conforme a Geo-Slope (2012), as análises determinísticas da estabilidade de um talude calculam o fator de segurança com base em um conjunto fixo de condições e parâmetros de material. Se o fator de segurança for maior que a unidade, a o talude é considerado estável. Contudo, análises determinísticas sofrem limitações, tal que a variabilidade dos parâmetros de entrada não é considerada. O Slope/W pode executar análises probabilísticas da estabilidade da inclinação usando o método Monte Carlo. No *software*, uma ou mais superfícies de escorregamento mais críticas são determinadas primeiro com base no valor médio dos parâmetros de entrada usando qualquer um dos métodos de equilíbrio limite e a tensão por elementos finitos. A análise probabilística é então realizada nessas superfícies críticas de escorregamento, levando em consideração a variabilidade dos parâmetros de entrada. O número de simulações de Monte Carlo em uma análise depende do número de parâmetros de entrada das variáveis e da probabilidade esperada de falha. Em geral, o número de tentativas necessárias aumenta à medida que o número de entradas das variáveis aumenta ou a probabilidade esperada de falha se torna menor. É comum a realização de milhares de amostragens, a fim de alcançar um nível aceitável de confiança em uma análise de estabilidade de taludes por meio deste método. Em geral, no Slope/W, a variabilidade dos seguintes parâmetros de entrada pode ser considerada:

- Parâmetros do material para os vários modelos de resistência do material, incluindo peso específico, coesão e ângulo de atrito;
- Condições de poropressão da água,
- A magnitude das cargas pontuais aplicadas;
- Coeficientes sísmicos horizontais e verticais.

### 2.7.2 SEEP/W

Conforme a OSB (2019), o Seep/W analisa o fluxo de águas subterrâneas em material poroso. Segundo Ribeiro (2015), o programa utiliza o método de elementos finitos para a modelagem do movimento da água no maciço e fundação. A formulação rigorosa das relações saturado/não saturado feita pelo *software* permite que até os

mais complicados problemas de fluxo, como infiltração em solos secos ou via complexos de barragens de rejeitos podem ser analisados com facilidade. A integração do SEEP/W com SLOPE/W torna possível a análise da estabilidade de qualquer declive, tanto natural como artificial, sujeito a mudanças transitórias na poropressão.

### 3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consiste na modelagem computacional do perfil típico da barragem de Iraí, a partir do *software GeoStudio 2019*, para análise da estabilidade dos taludes de montante e de jusante submetidas a diferentes condições de carregamento conforme estabelecido pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragens, do Ministério de Integração Nacional (2002).

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM EM ESTUDO

A barragem analisada é a Represa de Iraí, construída entre os Municípios de Pinhais e Piraquara, Paraná, a 19 km de Curitiba no Rio Iraí. A Figura 11 apresenta uma visão ampla da barragem.

**Figura 11 – Vista Aérea da Barragem de Iraí**



Fonte: adaptado de CESBE (2019)

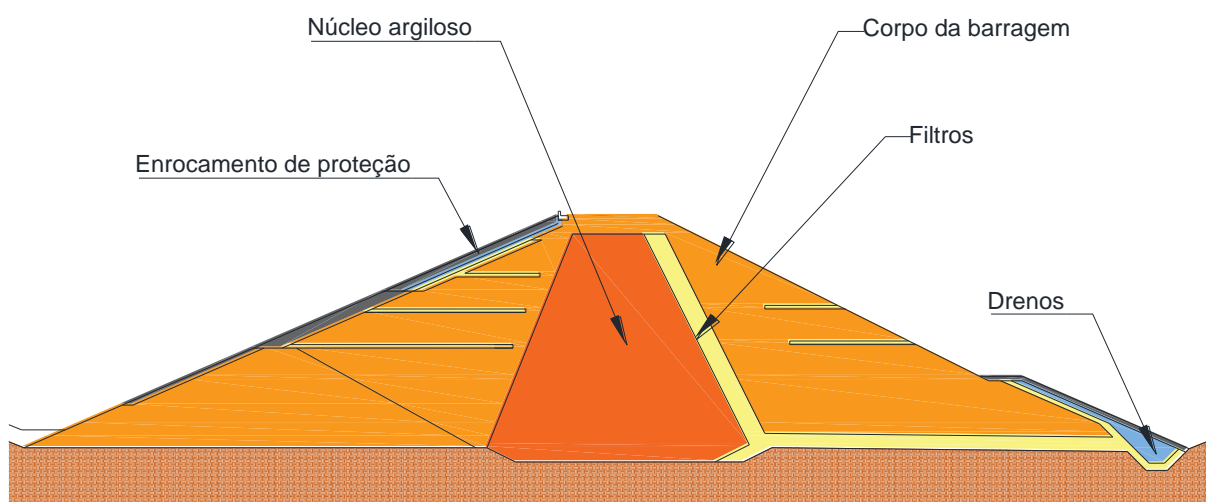
##### 3.1.1 Características gerais

A represa tem como principal função o abastecimento de água da região metropolitana de Curitiba. Todavia, em função de sua localização, contribui

significativamente para redução da intensidade das enchentes em diversas áreas de Pinhais, Colombo e de Curitiba. A barragem foi executada em argila selecionada, possuindo 1.215 metros de extensão, 800.000 m<sup>3</sup> de aterro e uma área de reservatório de 15 km<sup>2</sup>. (CESBE, 2019)

É uma barragem mista de terra zoneada com núcleo argiloso e enrocamento para proteção dos taludes. Possui uma altura total de 17,3 m desde sua fundação até a crista e uma inclinação de 2,3:1 no talude de montante e 2:1 no talude de jusante. A Figura 12 mostra a seção transversal do perfil típico da barragem.

**Figura 12 – Seção Transversal do Perfil Típico da Barragem**



**Fonte: adaptado de COBA (1996)**

O perfil típico é predominante na extensão da barragem, contudo há variações na geometria do perfil próximas as ombreiras da barragem. A Figura 13 mostra o período de final de construção da barragem antes do enchimento do reservatório, onde é possível identificar as diferentes regiões indicadas na Figura 12.

Figura 13 – Período de Construção da Barragem



Fonte: adaptado de CESBE (2019)

### 3.1.2 Características dos Materiais

A barragem é constituída de diferentes tipos de solo alocados nas regiões mostradas na Figura 12 no perfil típico da barragem. O Quadro 5 mostra a classificação geral dos tipos de material constituintes da barragem.

**Quadro 5 – Classificação de Tipos de Solo Aplicados na Barragem**

| Material |  | Aplicação na barragem                                      |
|----------|--|--|
| 1 e 1'   | Argilo-siltosos e argilo-siltosos selecionados | Maçiços de montante e jusante (corpo da barragem) e núcleo |
| 2        | Materiais de filtro                            | Filtros  |
| 3        | Arenosiltosos <sup>4</sup>                     | Proteção de taludes naturais                               |
| 4        | Materiais de dreno (pedreiras)                 | Drenos   |
| 5, 6 e 7 | Enrocamento de proteção (pedreiras)            | Proteção de talude de montante e pé de jusante             |

**Fonte: COBA (1996)**

Conforme COBA (1996), a exploração dos materiais argilosos separadamente, proporcionou a utilização do zoneamento da barragem, com um centro impermeável e maciços estabilizantes (montante e jusante) de materiais argilo-silto-arenosos. Assim, os materiais de empréstimo definidas na fase de estudos foram essencialmente materiais coluvionares e pertencentes às formações Guabirotuba e Tinguis. Trata-se de solos com uma variação ampla da granulometria, alternando solos finos muito impermeáveis provenientes da alteração dos argilitos, com solos mais grossos formados a partir dos arcósios. O índice de plasticidade destes materiais é moderado (na sua maioria entre 12 e 25%), o limite de liquidez moderado a alto (na sua maioria entre 40 e 65%) e a porcentagem passante na peneira 200 exibindo valores entre 40 e 80%.

No que se refere aos materiais de filtro e zonas de areia, conforme a dados de projeto, foram utilizadas as areias escavadas na fundação e provenientes de uma área de empréstimo localizada a cerca de 1 km a montante do eixo da barragem. Já os materiais de dreno e enrocamento de proteção do paramento de montante e pé de jusante são provenientes de pedreiras da região de Piraquara e Quatro Barras, devendo conter as mesmas características dos materiais de filtro. (COBA, 1996)

Os matérias de construção da barragem foram definidos de acordo com os valores apresentados por COBA (1996), seguindo o modelo constitutivo geomecânico de Mohr-Coulomb. O Quadro 6 mostra as características mecânicas dos materiais necessárias para as análises.

---

<sup>4</sup> Os materiais arenosiltosos são utilizados apenas nas seções de ombreiras da barragem, o que foge ao escopo do trabalho, já que será abordado apenas o perfil tipo.

**Quadro 6 – Características Mecânicas dos Materiais**

| Material |   | Peso específico<br>seco<br>( $\gamma$ )<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Coesão<br>( $c'$ )<br>[kPa] | Ângulo de<br>atrito<br>( $\phi'$ )<br>[°] |
|----------|---|---|-----------------------------|---|
| 1        | Maciço de montante  | 19  | 10                          | 30  |
| 1        | Maciço de Jusante   | 19  | 10                          | 30  |
| 1'       | Zona central ou núcleo da<br>barragem                                     | 19  | 10                          | 30  |
| 2        | Filtros (areias)  | 19  | 0                           | 35  |
| 4        | Drenos  | 19  | 0                           | 36  |
| 4        | Dreno de pé de jusante  | 20  | 0                           | 36  |
| 5 e 6    | Enrocamento de proteção de<br>montante                                    | 20  | 0                           | 40  |
| 7        | Zona exterior do maciço de<br>montante e inferior do<br>maciço de jusante | 19  | 0                           | 35  |

Fonte: adaptado de COBA (1996)

Os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal dos materiais constituintes do corpo da barragem são apresentados no Quadro 7.

**Quadro 7 – Permeabilidade dos Materiais**

| Material |  | $k_v$ [m/s]        | $k_h$ [m/s]        |
|----------|--|--------------------|--------------------|
| 1 e 1'   | Maciços e zona central da<br>barragem  | $2 \times 10^8$    | $1 \times 10^{-7}$ |
| 2        | Veias drenantes e filtros              | $1 \times 10^{-4}$ | $1 \times 10^{-4}$ |
| 4        | Dreno de pé de jusante                 | $1 \times 10^{-2}$ | $1 \times 10^{-2}$ |
| 5 e 6    | Enrocamento de proteção de<br>montante | $1 \times 10^{-1}$ | $1 \times 10^{-1}$ |

Fonte: adaptado de COBA (1996)

### 3.2 ANÁLISES

Foram feitas retroanálises a respeito da percolação de água na barragem e da estabilidade dos taludes em diferentes condições por meio dos métodos de Equilíbrio Limite ou método das fatias, recorrendo-se a análises com os parâmetros

dos materiais constantes (abordagem determinística) e com as características dos materiais variáveis (abordagem probabilística).

### 3.2.1 Análises de Percolação

As análises de percolação foram efetuadas afim de determinar a linha freática para os diferentes casos de operação da barragem. Foi utilizado o programa computacional SEEP/W e os níveis de reservatório para os diferentes casos de análise foram definidos tais quais:

- Nível 0: para reservatório em condição de final de construção, portanto é considerado nível d'água a montante e a jusante como na cota 0,0.
- Nível máximo: para a condição de operação em regime permanente, portanto é considerado nível d'água a montante na cota 14,6 m.

### 3.2.2 Análise de Estabilidade Determinística

Para análise determinística da barragem foram efetuadas as análises de estabilidade por meio dos métodos de Equilíbrio Limite ou das fatias com as variáveis características dos materiais consideradas constantes e para os seguintes casos de carregamento:

- Final de construção, talude de montante;
- Final de construção, talude de jusante;
- Operação em regime permanente, talude de jusante;
- Rebaixamento rápido, talude de montante.

Para os casos de final de construção, considerou-se o nível freático na base da barragem e os materiais secos, ou seja, seus pesos específicos naturais. Já para operação em regime permanente a linha freática foi traçada conforme a análise de percolação decorrente do programa SEEP/W. Por fim, no caso do rebaixamento rápido, considera-se a mesma linha freática da condição de operação em regime permanente, porém com nível d'água do reservatório à montante na cota mínima. Para as análises determinísticas foram utilizados os métodos:

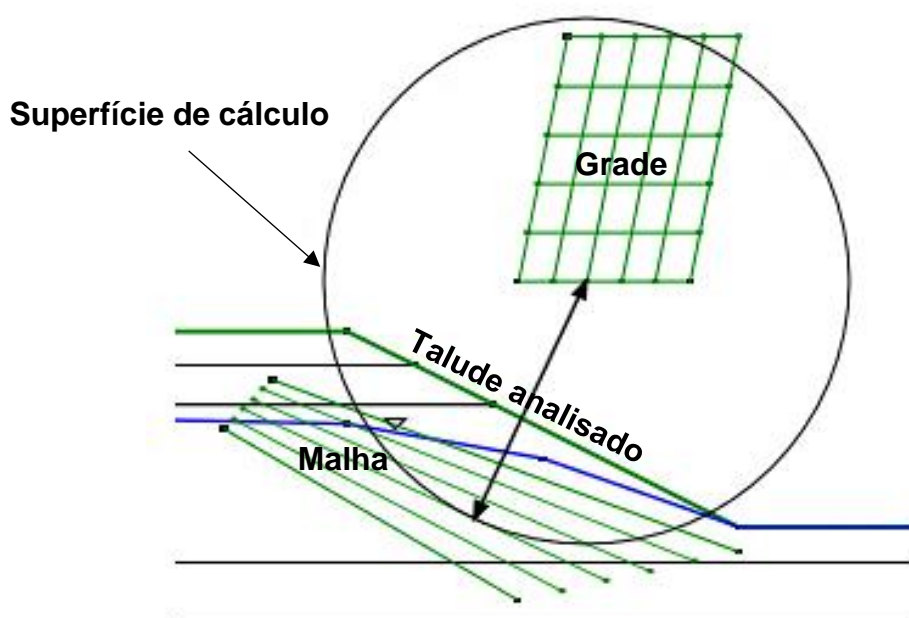
- Bishop (1955);
- Fellenius (1927);
- Janbu Simplificado (1968);



- Mongenstern-Price (1965);
- Spencer (1973).

Para análise no software foi utilizada a opção “grades e raios” que permite um refinamento manual da malha, além de permitir a consideração superfícies localizadas em pontos extremos específicos da barragem, como no topo ou no pé dos taludes, por exemplo. Neste método é desenhada uma malha sobre talude a ser analisado, onde as superfícies de análise serão tangentes. Além disso, define-se também, uma grade que englobará o centro das superfícies circulares potenciais de ruptura conforme mostra a Figura 14.

Figura 14 – Método de Grades e Raios



Fonte: adaptado de GEO-SLOPE (2012)

Ademais, para as análises determinísticas foi aplicada uma de grade de pesquisa um número de incrementos igual a 50, gerando uma grade com um refinamento de 50x50. Além disso, adotou-se uma malha com 50 incrementos de raios. Estes valores foram arbitrados, visto que não foram encontradas recomendações na literatura. Quanto ao número de divisões da massa de solo considerada nas superfícies de pesquisa, foi adotado que a massa potencial deslizante localizada acima da superfície de pesquisa analisada seria dividida em 30 fatias.

### 3.2.3 Análise Probabilística

Para a análise de estabilidade com abordagem probabilística, é necessário um banco de informações a respeito das variáveis aleatórias de entrada. No caso de barragens de terra é importante conhecer desvio padrão e média dos seguintes parâmetros geotécnicos: peso específico, coesão e ângulo de atrito. Sugere-se que essas informações sejam retiradas de sondagens exploratórias e ensaios laboratoriais, sejam eles dos estudos preliminares ou investigações posteriores à construção.

Para este trabalho foram adotados como valores médios os valores já utilizados nas análises determinísticas. Foram calculados o desvio padrão dos parâmetros que constituem as características físicas e mecânicas, para os diferentes tipos de solo, que compõem a barragem (coesão, ângulo de atrito e peso específico). Em todos os casos considerou-se que a variação desses parâmetros segue uma distribuição normal de probabilidade.

Para cálculo do desvio padrão das propriedades das argilas (materiais 1 e 1') foram utilizados valores obtidos dos ensaios das amostras da formação Guabirotuba, estudada por Kormann (2002), presentes na Tabela A.3 e A.4 do Apêndice A deste trabalho. Já para os demais materiais foram utilizadas as tabelas de Cruz (1996), sendo que os materiais de filtro (material 2) utilizaram como base as características dos ensaios triaxiais para solos lateríticos (Tabela A.2), e para os drenos e enrocamentos de proteção (materiais 5, 6 e 7) utilizou-se os resultados de ensaios para enrocamentos de basalto (Tabela A.1). A partir dos valores das amostras calculou-se desvio padrão dos parâmetros dos diferentes solos que compõe a barragem. Os resultados são mostrados no Quadro 8.

**Quadro 8 – Desvio Padrão dos Materiais**

| Material  | Peso específico<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Coesão efetiva<br>[kPa] | Ângulo de atrito<br>[°] |
|---|---|-------------------------|-------------------------|
| Argilas constituintes do maciço (1 e 1')        | ± 0,65                                  | ± 8,90                  | ± 2,62                  |
| Areias correspondentes aos filtros (2)          | ± 1,79                                  | ± 0,74                  | ± 4,61                  |
| Enrocamentos de proteção e drenos (4, 5, 6 e 7) | ± 1,79                                  | ± 0,57                  | ± 6,17                  |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

Para as análises probabilísticas foi adotado o método de Bishop, com o objetivo de comparar os resultados obtidos com os resultados obtidos a partir da análise determinística.

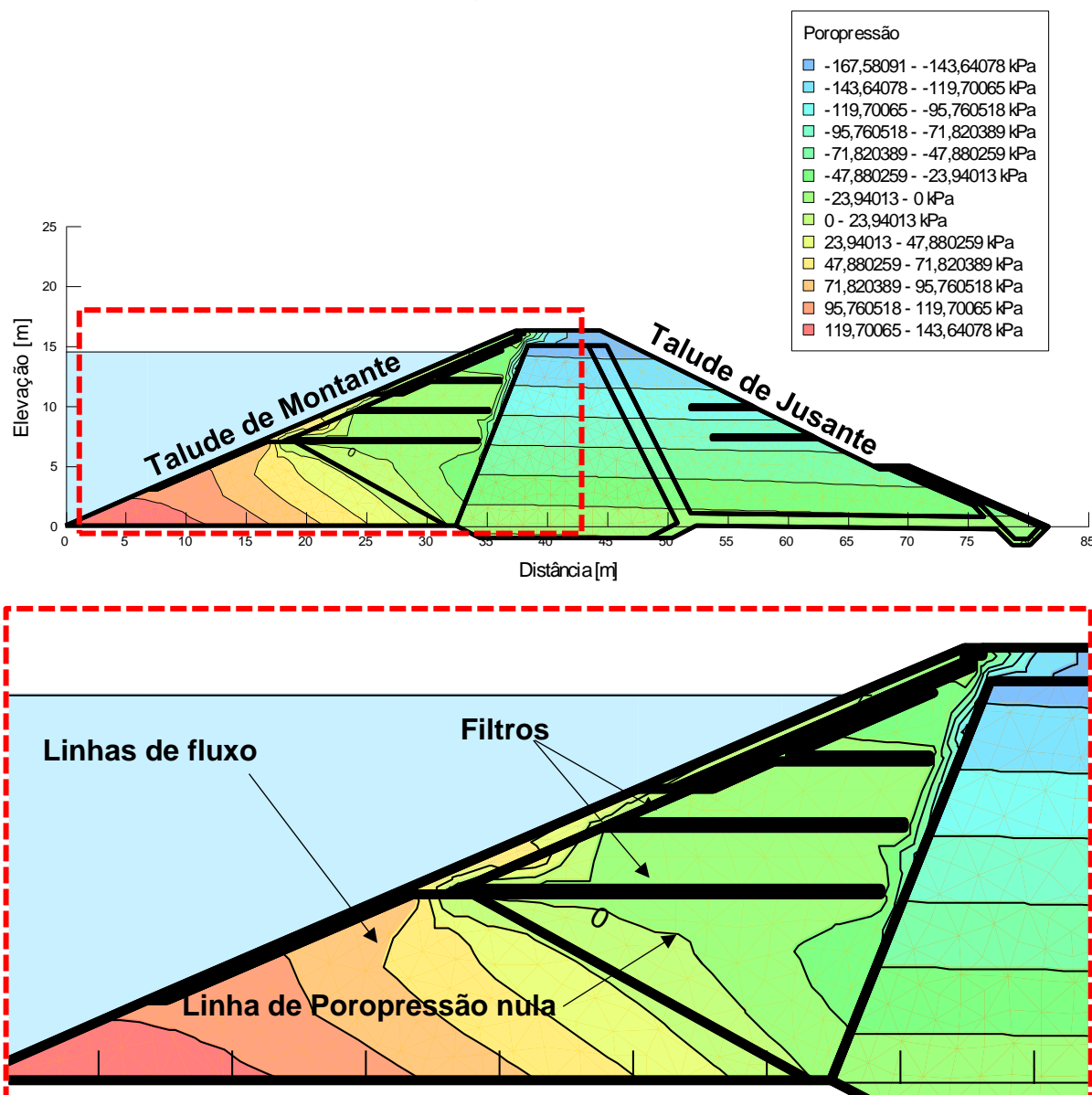
Adotou-se um número de simulações de Monte Carlo (NMC) de 300.000 como padrão para todos os casos, conforme exemplo sugerido no manual de instruções do programa. A configuração de análise de estabilidade foi mantida em grades e raios, contudo foi utilizada uma grade 30x30 e uma malha com 30 incrementos de raio.

## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 ANALISES DE PERCOLAÇÃO

A análise de percolação permitiu identificar que, para a condição de reservatório cheio, boa parte da água que penetra o maciço da barragem é conduzida pelos filtros à parte inferior adjacente às fundações. A Figura 15 mostra as linhas de poropressão na barragem próximas ao talude de montante.

Figura 15 – Distribuição de Poropressão na Barragem

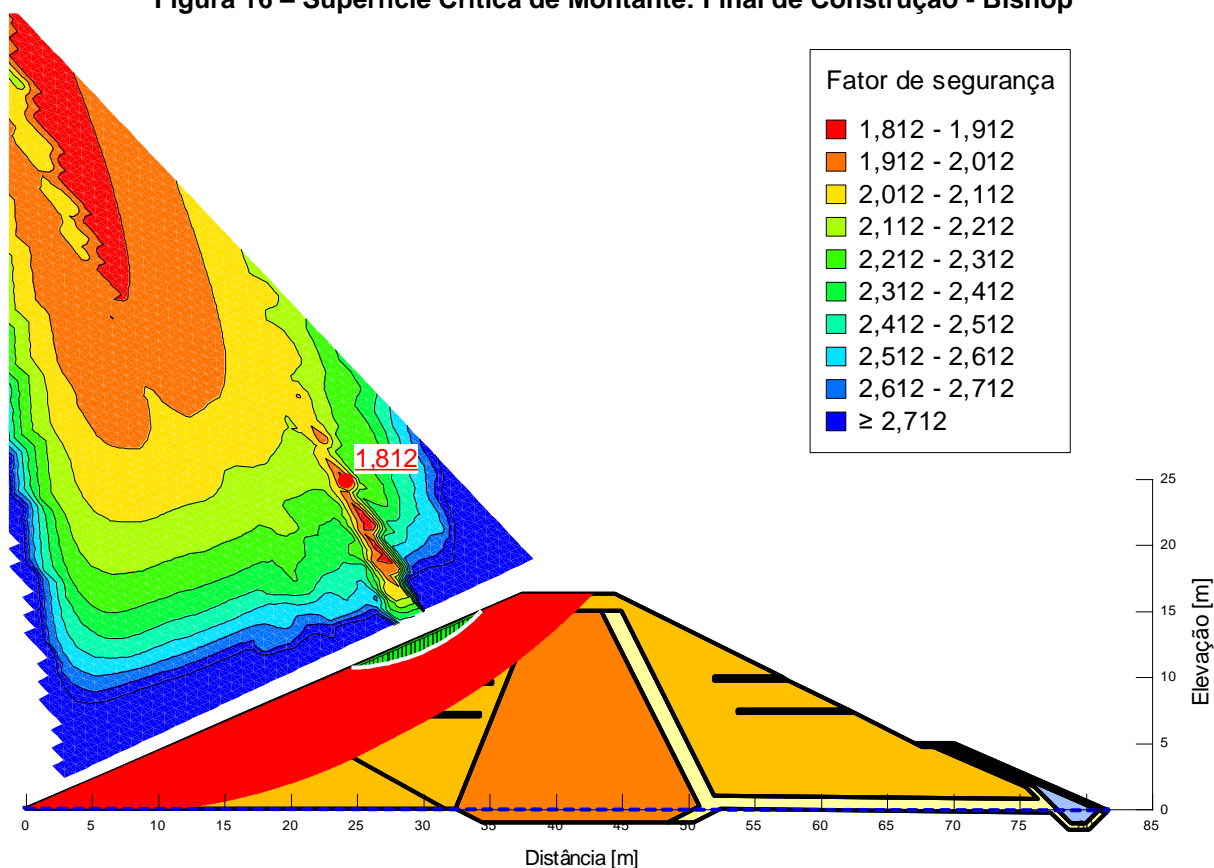


As linhas de fluxo na barragem mostraram que a água que percola pelo maciço de montante é conduzida através dos filtros até o dreno no pé do talude de jusante. A análise foi realizada com nível d'água (NA) em seu valor máximo.

#### 4.2 ANALISES DETERMINÍSTICAS

A Figura 16 e a Figura 17 exibem os resultados das análises para os taludes de montante e jusante, respectivamente, segundo o Método de Bishop, para a condição de final de construção, ou seja, com nível freático ainda adjacente as fundações.

**Figura 16 – Superfície Crítica de Montante: Final de Construção - Bishop**



Fonte: Elaborado pelo autor

O talude a esquerda, para esta e para as demais figuras apresentadas nos resultados das análises da barragem, apresenta o talude de montante da barragem, enquanto o talude da direita o talude de jusante, de modo que o esquema da barragem seja sempre montante-jusante (esquerda-direita).

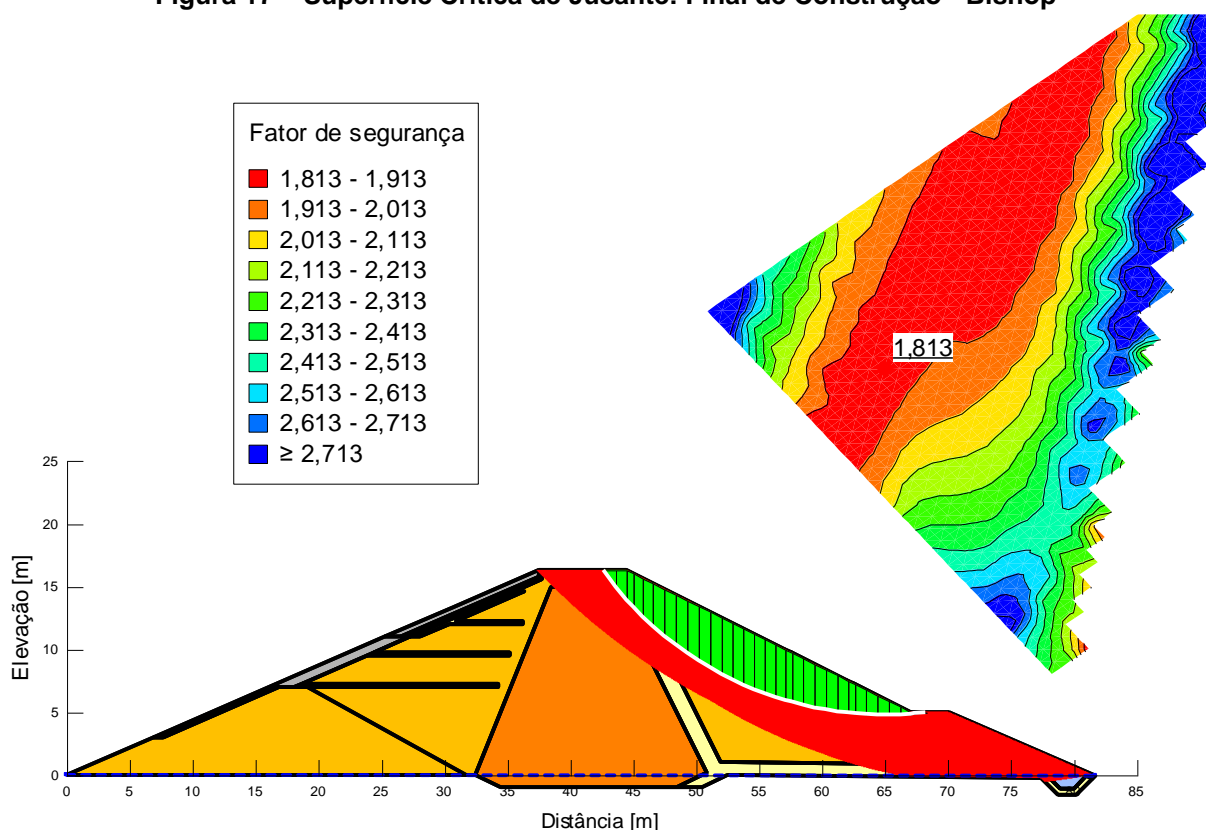
A linha tracejada em azul, aparente na cota zero para esse caso de carregamento, mostra a altura do nível d'água considerado.

A superfície crítica é indicada pela superfície circular destacada em branco cuja região representada na cor verde, acima dela, apresenta a massa de solo potencialmente instável com a divisão, em fatias, considerada. Observa-se ainda uma faixa em vermelho, presente nas proximidades da superfície crítica, que indica outras potenciais superfícies de ruptura cujo coeficiente de segurança (FS) é próximo do menor calculado. Cabe ressaltar que a superfície crítica de ruptura é caracterizada pelo menor FS encontrado na análise.

A malha de cores apresenta outros valores de FS posicionados conforme a localização, na grade, do centro das superfícies a qual eles pertencem. Os valores são indicados na legenda.

Nota-se que no talude de montante a superfície potencial de ruptura se deu bastante superficial, permanecendo entre o enrocamento de proteção e também próximo aos filtros. Isso evidencia que a área potencial de ruptura já está devidamente protegida através do enrocamento.

**Figura 17 – Superfície Crítica de Jusante: Final de Construção - Bishop**



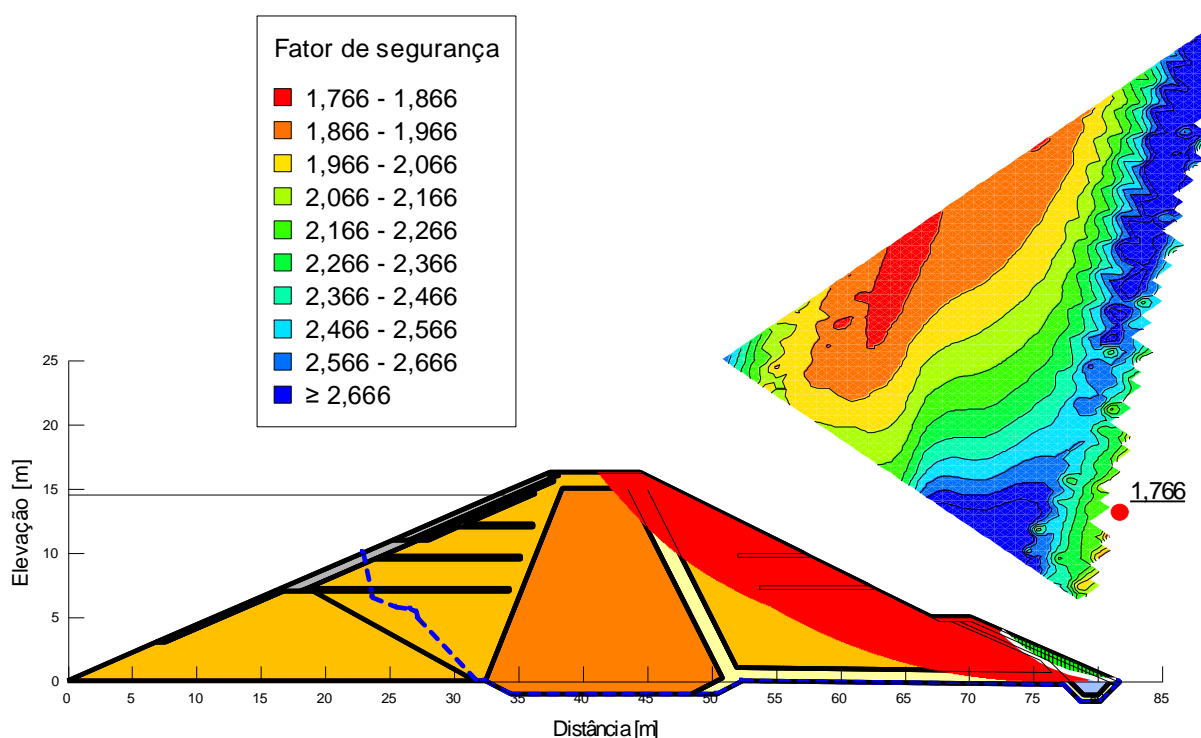
Fonte: Elaborado pelo autor

Já para o talude de jusante a superfície localiza-se mais profundamente, chegando a incluir o núcleo da barragem. Evidenciando que a localidade da superfície crítica é mais significativa do ponto de vista da integridade da barragem, porém o FS de 1,813 demonstra que os esforços resistentes superam em 81,3% os solicitantes, não apresentando risco de ruptura.

A Figura 18 que mostra a superfície crítica para o caso de carregamento operação em regime permanente, percebe-se que a superfície com menor fator de segurança, segundo método de Bishop permaneceu entre os drenos da barragem, no pé do talude de jusante. Esta superfície apresenta pouca profundidade, e está localizada em uma região que já é protegida pelo enrocamento, ademais, o FS alto demonstra que não há risco de ruptura nessa superfície crítica.

Destaca-se também, na Figura 18, a linha tracejada em azul, que representa o nível de poropressão nula, ou seja, o nível que a água percolada na barragem alcança.

**Figura 18 – Superfície Crítica de Jusante: Percolação Permanente - Bishop**

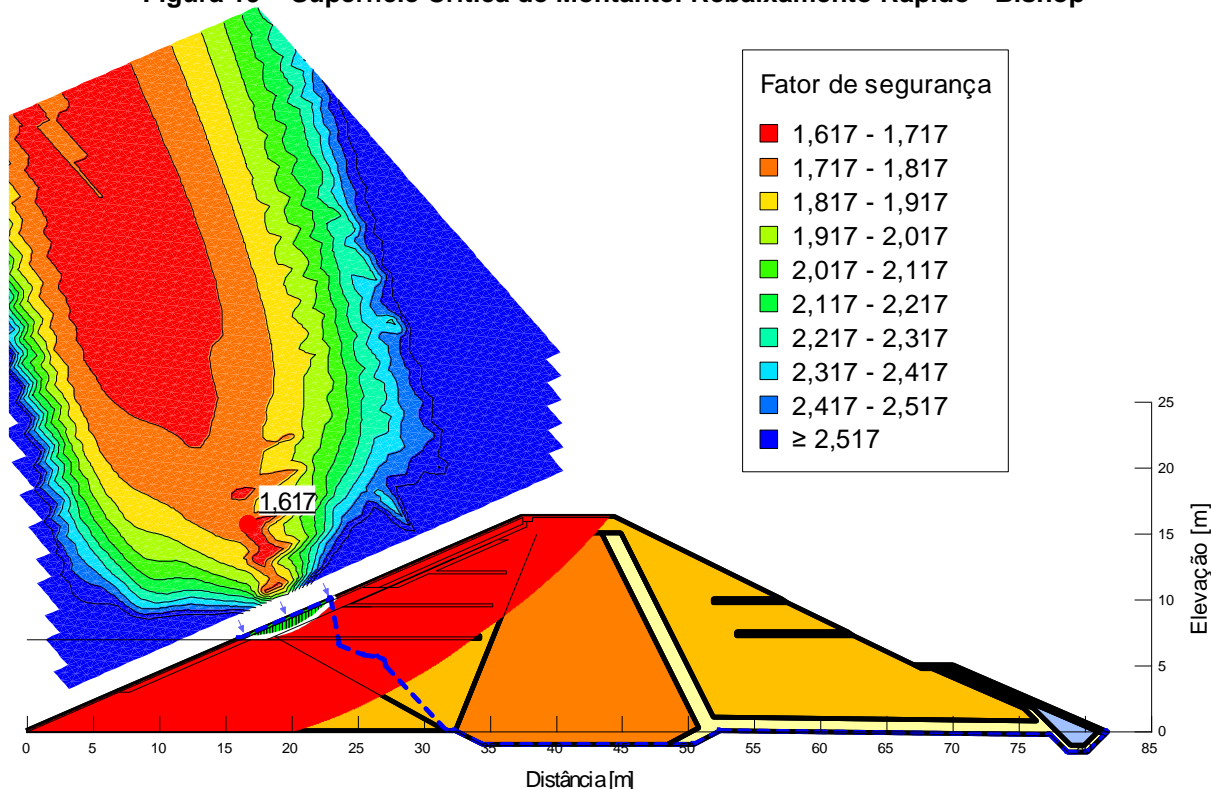


Fonte: Elaborado pelo autor

O resultado da análise determinística da condição de rebaixamento rápido é indicado na Figura 19, onde a superfície de ruptura com menor coeficiente de

segurança ocorreu na área de rebaixamento de reservatório, na localidade onde o solo encontra-se saturado, apesar de a pressão hidrostática resultante do nível de água do reservatório já não estar mais presente.

**Figura 19 – Superfície Crítica de Montante: Rebaixamento Rápido - Bishop**



**Fonte: Elaborado pelo autor**

Outro ponto que pode ser observado nos resultados das análises de estabilidade, é a área de cor vermelha que aparece no diagrama de raios. Essa área representa os menores FS encontrados na análise, e a extensão da cor vermelha representa a frequência desses FS. Ou seja, quanto maior for a área que apresenta cor vermelha, mais frequente são os valores de FS próximos ao mínimo, representando um maior número de superfícies que também podem ser consideradas críticas.

A exemplo disso, a Figura 18 e Figura 19, apresentam resultados de FS, cujo raio da superfície crítica é pontual e isolado da área vermelha. Isto significa que a superfície em questão não representa bem a área de superfícies potenciais de ruptura, e sim regiões de fragilidades construtivas, que devem ser protegidas, como já acontece na Barragem do Iraí.



Para essas duas figuras (Figura 18 e Figura 19), o exposto acima é evidenciado na área vermelha que circunda a superfície crítica evidenciada pelo segmento de circunferência em branco, que, como já evidenciado, melhor representa as superfícies potenciais de ruptura, ou superfícies com os menores FS encontrados. Cabe, aqui, ressaltar que, somente quando o FS encontrado for menor que 1,0, é que há o indicativo de ruptura da superfície crítica. Não sendo este o caso das figuras referidas.

Como o método de Bishop foi escolhido para as análises desse trabalho com o objetivo de comparar os resultados obtidos com os resultados de COBA (1996)<sup>5</sup> que apresenta valores determinísticos obtidos com base neste método. Os resultados de ambas análises são mostrados no Quadro 9.

**Quadro 9 – Comparação entre os Valores de FS Calculados**

| Caso de carregamento            | FS Calculado | FS (COBA, 1996) |
|---------------------------------|--------------|-----------------|
| Final de construção (montante)  | 1,813        | 1,630           |
| Final de construção (jusante)   | 1,812        | 1,460           |
| Percolação permanente (jusante) | 1,766        | 1,520           |
| Rebaixamento rápido (montante)  | 1,617        | 1,500           |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

O quadro acima permite identificar que há diferenças significativas entre os valores calculados. Em todas as análises, os valores de FS obtidos se apresentaram maiores do que os obtidos por COBA (1996). Como a geometria e as características dos materiais utilizados são as mesmas, algumas hipóteses podem ser elaboradas como justificativa para essas alterações. A primeira é que pode haver diferença no modo de arbitragem da superfície de pesquisa, já que o software Slope/W permite outras formas além da opção “grades e raios” como a opção “entrada e saída” por exemplo, em que o refinamento da malha para arbitragem das superfícies de cálculo é feita automaticamente pelo *software*, não sendo delimitada por uma grade. A segunda hipótese é fundamentada na precisão das duas análises. Com a evolução dos computadores e as atualizações do programa espera-se um aumento na precisão dos resultados, assim, como as análises de COBA (1996) foram geradas há 23 anos, espera-se que a precisão entre as duas análises seja diferente.

---

<sup>5</sup> Empresa responsável pelo projeto da barragem.

É possível ainda comparar as análises determinísticas obtidas a partir do método de Bishop, com os outros métodos. O Quadro 10 apresenta um panorama geral com os fatores de segurança calculados a partir de diversos métodos e para os diferentes casos estabelecidos.

**Quadro 10 – Comparação de Resultados das Análises Determinísticas para Diferentes Métodos de Cálculo**

| Métodos \ Situações | Término de construção |         | Percolação Permanente | Rebaixamento Rápido |
|---------------------|-----------------------|---------|-----------------------|---------------------|
|                     | Montante              | Jusante | Jusante               | Montante            |
| Bishop              | 1,813                 | 1,812   | 1,766                 | 1,617               |
| Fellenius           | 1,741                 | 1,704   | 1,696                 | 1,690               |
| Janbu               | 1,744                 | 1,693   | 1,685                 | 1,441               |
| Mongenstern-Price   | 1,818                 | 1,808   | 1,768                 | 1,607               |
| Spencer             | 1,818                 | 1,806   | 1,767                 | 1,604               |

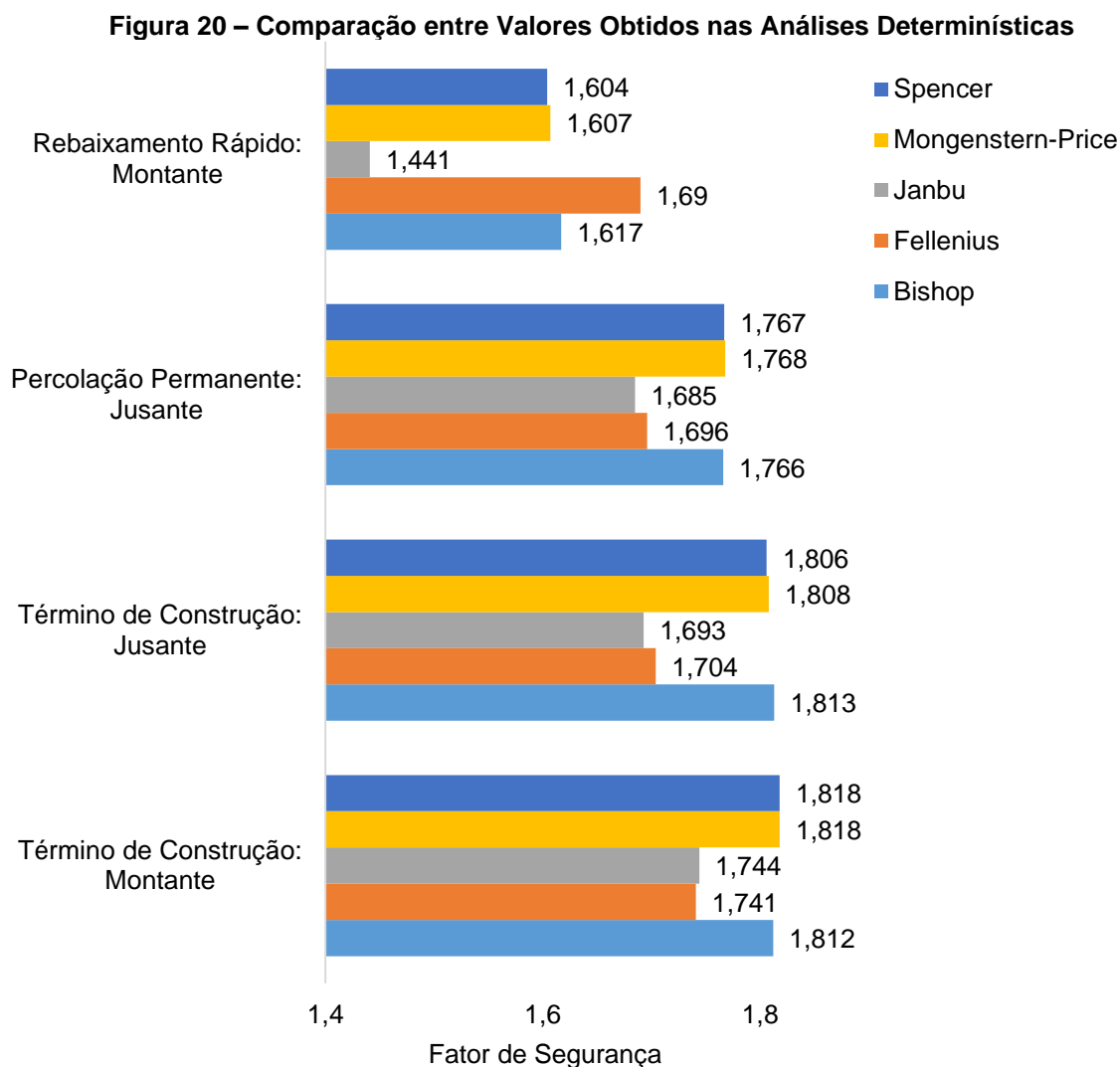
**Fonte: Elaborado pelo autor**

A análise do Quadro 10 permite afirmar que o menor valor de fator de segurança mínimo calculado não é obtido pelo método de Bishop em nenhum dos casos. Para as situações de carregamento de final de construção, o método Fellenius apresentou o menor valor de FS para o talude de montante, e o método de Janbu para o talude de jusante. Para os demais casos, o método de Janbu apresentou um coeficiente de segurança menor. Quanto aos maiores valores de FS calculados, estes são obtidos a partir do método de Fellenius, para o caso de rebaixamento rápido, e de Mongenstern-Price para os demais casos.

De acordo com Aguilera (2015), para superfícies circulares, o método de Bishop usualmente fornece valores maiores que os valores determinados pelo método de Janbu. Já com relação aos métodos mais rigorosos, o erro dos valores determinados pelo método de Bishop simplificado é geralmente de 5% em relação aos métodos mais rigorosos como o de Mongenstern-Price (AGUILERA, 2015). Para a barragem em estudo, em todos os casos de carregamento, os valores obtidos pelo método de Bishop simplificado apresentaram variações menores que 1% em relação ao método de rigoroso de Mongenstern-Price. Além disso, como pode ser observado

no Quadro 10, os valores de FS de calculados a partir do método de Bishop foram maiores que os resultados para Janbu.

A Figura 20 apresenta um gráfico comparativo entre os valores para os diferentes métodos de Equilíbrio Limite.



**Fonte: Elaborado pelo autor**

As variações entre os resultados podem refletir as diferentes hipóteses simplificadoras de cálculo adotadas por cada método. Enquanto os métodos Fellenius, Bishop e Janbu são métodos simplificados, os métodos de Spencer e Mongenstern-Price são considerados métodos rigorosos. As diferenças estão nos esforços considerados para cada método e as relações entre eles.

O Quadro 11 apresenta a comparação entre valores os calculados e os valores mínimos exigidos de modo a verificar se estes estão de acordo com os

parâmetros estabelecidos pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002).

**Quadro 11 – Comparação dos FS's Calculados e dos Mínimos Exigidos**

| CASO   | FS Mínimo (Eletrobras, 2003) | FS Crítico (Mínimo) |
|--|------------------------------|---------------------|
| Término da construção antes do enchimento do reservatório (Talude de Montante) | 1,250                        | 1,812               |
| Término da construção antes do enchimento do reservatório (Talude de Justante) | 1,250                        | 1,813               |
| Percolação permanente reservatório na cota máxima normal (Talude de Jusante)   | 1,500                        | 1,766               |
| Esvaziamento rápido (Talude de Montante)                                       | 1,200                        | 1,617               |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

A avaliação do Quadro 11 permite constatar que a barragem é estável para condições estáticas de carregamento, atendendo aos requisitos mínimos recomendados para condições estáticas. Contudo, como a investigação determinística não traz informações sobre a confiabilidade de seus resultados nem quanto a variabilidade dos parâmetros envolvidos na análise opta-se ainda pela utilização de recursos probabilísticos.

#### 4.3 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

O Quadro 12 apresenta o intervalo de variação das propriedades mecânicas dos materiais. Este, tem como limite inferior a média (valor determinístico) menos um desvio padrão (Quadro 8) e como limite superior a média mais um desvio padrão. Para a coesão, o intervalo foi restringido apenas a valores positivos, tendo zero como limite inferior.

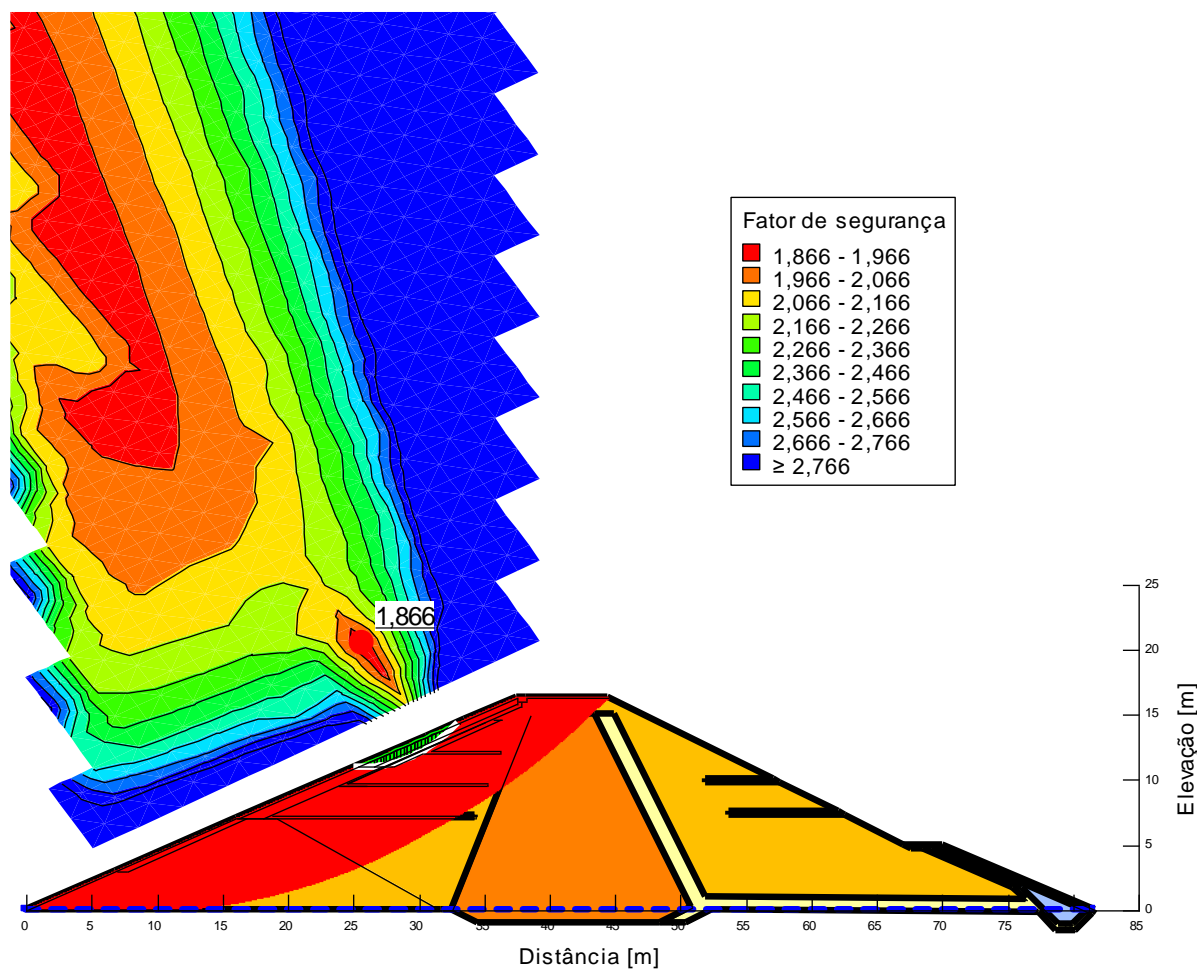
**Quadro 12 – Intervalo de Variação das Características dos Materiais**

| Material |   | Peso específico seco ( $\gamma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ] | Coesão ( $c'$ ) [kPa] | Ângulo de atrito ( $\phi'$ ) [°] |
|----------|---|--|-----------------------|----------------------------------|
| 1        | Maciço de Jusante e jusante   | 15,75 – 22,25  | 0 – 54,5              | 16,9 – 43,1                      |
| 1'       | Zona central ou núcleo da barragem                                  | 15,75 – 22,25  | 0 – 54,5              | 16,9 – 43,1                      |
| 2        | Filtros (areias)  | 10,05 – 27,95  | 0 – 3,70              | 11,95 – 58,05                    |
| 4        | Drenos de montante e de pé de jusante                               | 11,05 – 28,95  | 0 – 3,70              | 12,95 – 59,05                    |
| 5 e 6    | Enrocamento de proteção de montante                                 | 11,05 – 28,95  | 0 – 2,85              | 9,15 – 78,85                     |
| 7        | Zona exterior do maciço de montante e inferior do maciço de jusante | 10,05 – 27,95  | 0 – 2,85              | 4,15 – 65,85                     |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

A Figura 21 e a Figura 22 mostram as análises de estabilidade para os taludes de montante e jusante, respectivamente, considerando a condição de carregamento de final de construção. Da mesma forma que para as análises determinísticas, a escala de cores da legenda varia conforme os valores dos fatores de segurança e de acordo com a posição do centro da superfície analisada na grade (Figura 14). A superfície crítica, ou seja, a que apresentou menor fator de segurança calculado é destacada em branco no maciço da barragem e o valor do FS mínimo é apresentado no gráfico de cores, posicionado na grade, no centro da circunferência que representa a superfície crítica. A região preenchida na cor verde no maciço representa a massa de solo potencialmente instável acima da superfície analisada, dividida conforme as fatias consideradas para cálculo do FS. A região sombreada em vermelho, adjacente a região crítica apresenta as demais superfícies com FS próximos ao valor mínimo, representados pela cor vermelha na legenda. Por fim, a linha tracejada em azul indica a posição da linha freática considerada na análise, obtida a partir das análises de percolação por meio do programa Seep/W.

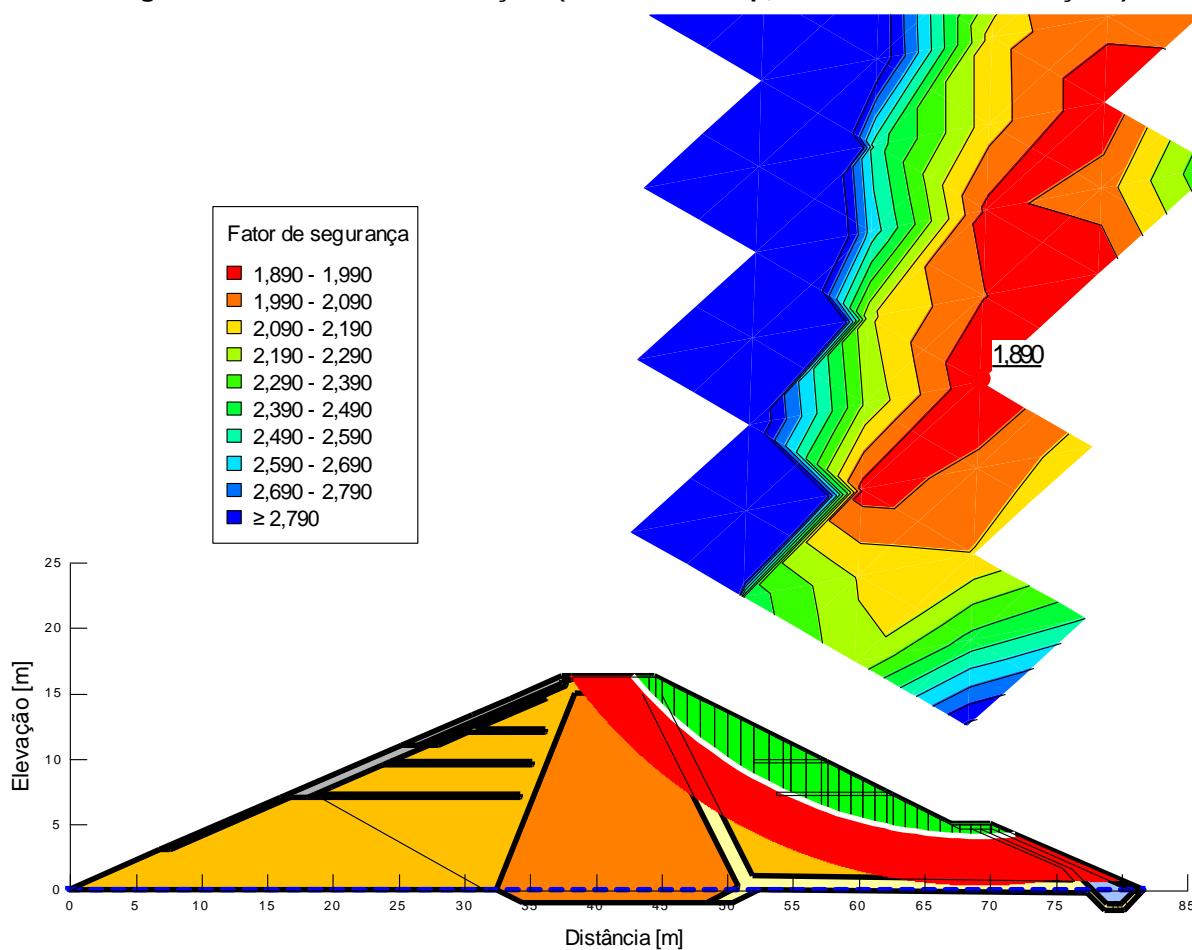
**Figura 21 – Resultados das análises para o talude de montante considerando caso de carregamento de final de construção. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações)**



**Fonte: Elaborado pelo autor**

O FS mínimo, para este caso, obtido a partir de 300.000 simulações de Monte Carlo apresentou um valor maior que o calculado para as análises determinísticas. A superfície de risco se deu sobre o enrocamento de proteção de montante, tal qual como na análise determinística (Figura 16). O aumento do FS se justifica nas combinações de variáveis de entrada, de modo que, o resultado obtido foi a favor da segurança.

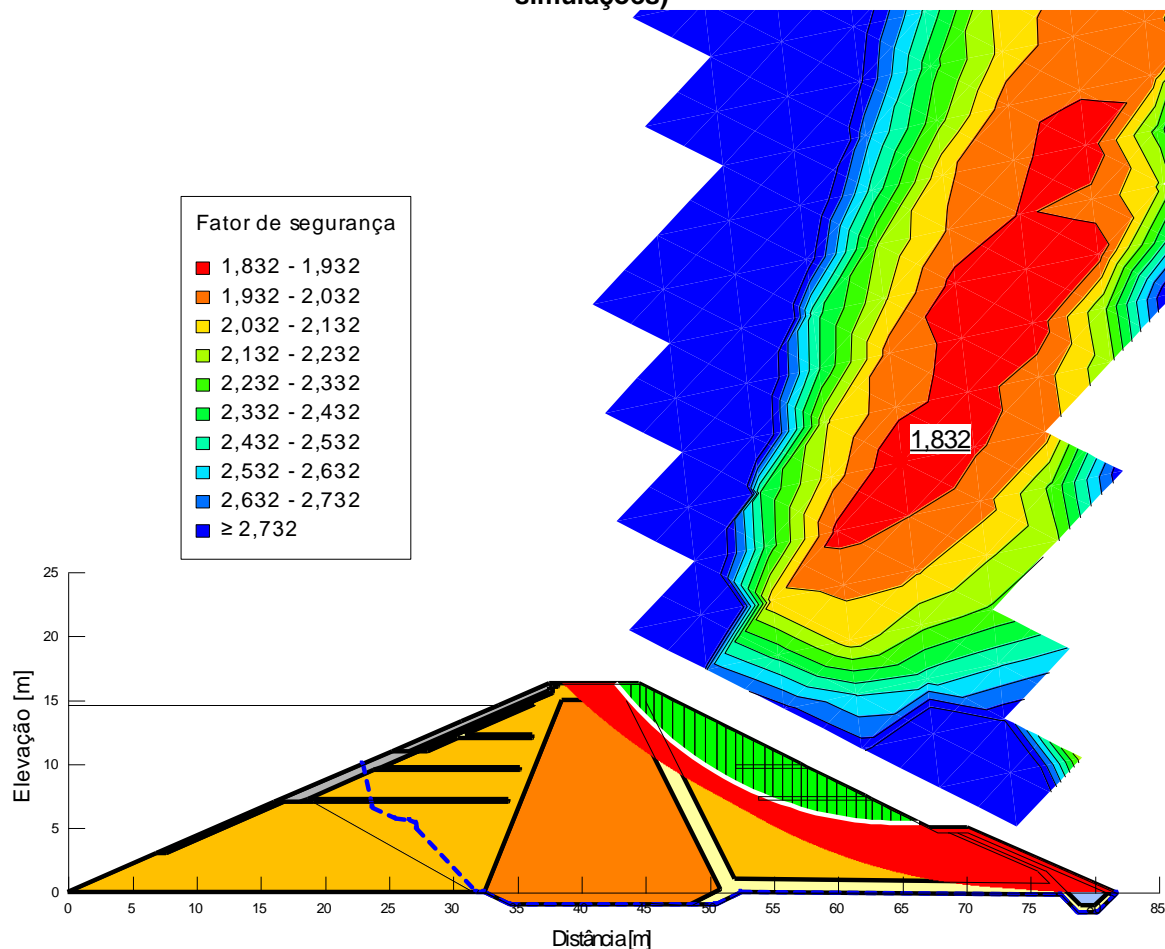
**Figura 22 – Resultados das análises para o talude de jusante considerando caso de carregamento de final de construção. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações)**



**Fonte: Elaborado pelo autor**

Assim como na análise anterior, a superfície crítica apresentou uma localização bastante próxima à obtida na análise determinística (Figura 17). Contudo apresentou um valor de FS maior, também justificado pela aleatoriedade do método de Monte Carlo, como no resultado anterior. A Figura 23 mostra os resultados para a condição de regime permanente.

**Figura 23 – Resultados das análises para o talude de jusante considerando caso de carregamento de operação em regime permanente. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações)**



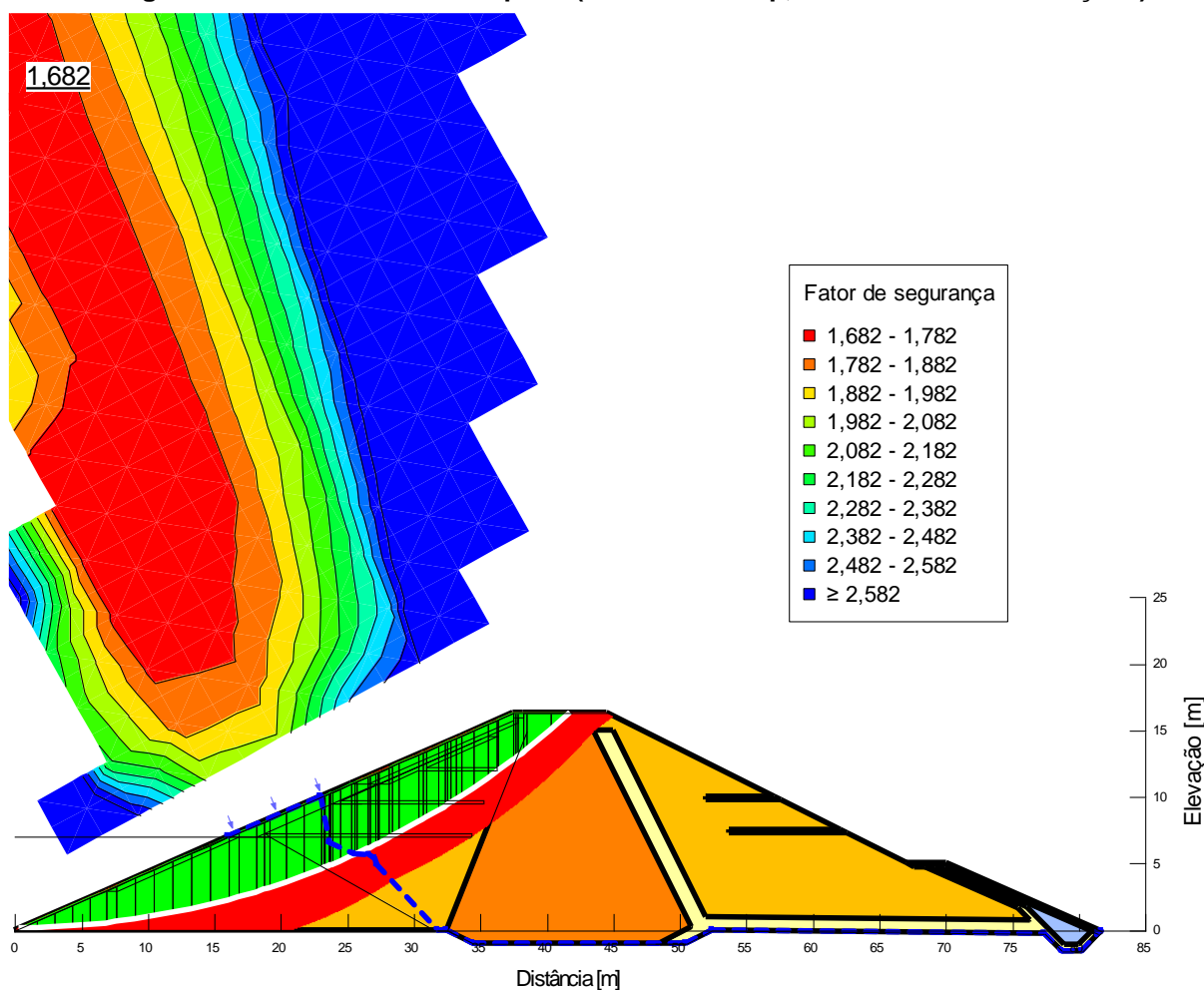
**Fonte: Elaborado pelo autor**

Diferentemente da superfície crítica obtida no processo com variáveis constantes, nesta condição, a interface com menor valor de FS está disposta sobre o maciço da barragem e não no dreno de pé de jusante (Figura 18). Desta maneira, o resultado, para este caso de carregamento, representa melhor a superfície potencial de ruptura. Destaca-se ainda que o FS alto revela que não há risco de ocorrência da ruptura.

A Figura 24 apresenta os resultados da análise probabilística da barragem na condição de rebaixamento rápido.



**Figura 24 – Resultados das análises para o talude de montante considerando caso de carregamento de rebaixamento rápido. (Método: Bishop, NMC = 300.000 simulações)**



**Fonte: Elaborado pelo autor**

O FS para análise probabilística apresentou um aumento com relação ao determinístico conforme os outros casos. Quanto a localização da superfície de deslizamento com menor FS, esta se apresentou mais profunda englobando o núcleo da barragem e representando uma superfície potencial de ruptura.

O Quadro 13 apresenta os resultados gerais obtidos para as análises probabilísticas para um número de 300 mil simulações de Monte Carlo.

**Quadro 13 – Resultados Gerais das Análises Probabilísticas. (Método: Bishop, NMC = 300.000)**

| Situções<br><br>Dados         | Término de construção |          | Percolação<br>Permanente | Rebaixamento<br>Rápido |
|-------------------------------|-----------------------|----------|--------------------------|------------------------|
|                               | Montante              | Jusante  | Jusante                  | Montante               |
| Menor FS                      | 1,866                 | 1,890    | 1,832                    | 1,682                  |
| Índice de confiabilidade (IC) | 4,2926                | 2,6050   | 2,5993                   | 2,5523                 |
| Probabilidade de ruptura (%)  | 0,001667              | 0,012667 | 0,014667                 | 0,034333               |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

A comparação dos resultados apresentados no Quadro 11 e no Quadro 13, permite concluir que, em geral, o Menor FS calculado para um número de 300.000 simulações de Monte Carlo, para os diferentes métodos teve resultados superiores ao FS Crítico, calculado por Bishop. Os aumentos numéricos nos FS variaram de 2,8%, no caso de final de construção, no talude de montante, a 4,1%, no mesmo caso de carregamento, no talude de jusante. Para o caso de percolação permanente, no talude de jusante, o aumento foi de 3,6% e para o caso de rebaixamento rápido este valor foi de 4,0%.

Diferentemente das análises determinísticas onde é calculado apenas um fator de segurança por superfície arbitrada, com base em valores fixos de variáveis de entrada (coesão, ângulo de atrito e peso específico) e o resultado é a superfície que obteve o menor valor de FS, nas análises probabilísticas são calculados  $n$  fatores de segurança para cada superfície arbitrada, com base em diferentes combinações de variações dos parâmetros de entrada e cujo resultado é o valor mais frequente, ou seja, o que aparece mais vezes.

Assim, comparando os resultados, apenas das superfícies potenciais de ruptura, de ambas as abordagens pode-se dizer que as diferentes combinações de variáveis de entrada geraram uma concentração maior FS com valores superiores ao obtido na análise determinística, fato este, que ocorreu, unanimemente, para todos os casos de carregamento. Isto, permite atribuir o aumento no valor numérico do FS nas análises probabilísticas à aleatoriedade do método de Monte Carlo.

Tendo em vista que este método escolhe ao acaso as variáveis de entrada dentro de um intervalo pré-definido, há a possibilidade de que com o aumento do número de simulações e as novas combinações geradas a partir dos parâmetros de

entrada ocorra a geração de uma quantidade maior de valores de FS menores para a superfície crítica de ruptura, ocasionando uma redução no valor mais frequente de FS. Isto sugere que há a necessidade de diferentes simulações com diferentes NMC, revelando que há a necessidade de um estudo maior acerca deste tema.

Portanto, para este caso, ou seja, para este intervalo pré-definido de variação dos parâmetros de entrada (Quadro 12), e para este número de simulações (NMC = 300.000) a aleatoriedade do método, ou seja, as diferentes combinações de valores de entrada contribuíram positivamente na condição de estabilidade da barragem, gerando, para a superfície crítica, valores de FS maiores que os encontrados no método determinístico.

Quanto ao Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura estes valores são equiparados com o Quadro 14.

**Quadro 14 – Classificação de Valores de IC e Prob. de Ruptura**

| Nível de desempenho | Índice de confiabilidade | Probabilidade de ruptura |
|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| Alto                | 5,0                      | $3,0 \times 10^{-7}$     |
| Bom                 | 4,0                      | $3,0 \times 10^{-5}$     |
| Acima da média      | 3,0                      | $1,3 \times 10^{-3}$     |
| Abaixo da média     | 2,5                      | $6,0 \times 10^{-3}$     |
| Pobre               | 2,0                      | 0,023                    |
| Insatisfatório      | 1,5                      | 0,07                     |
| Perigoso            | 1,0                      | 0,16                     |

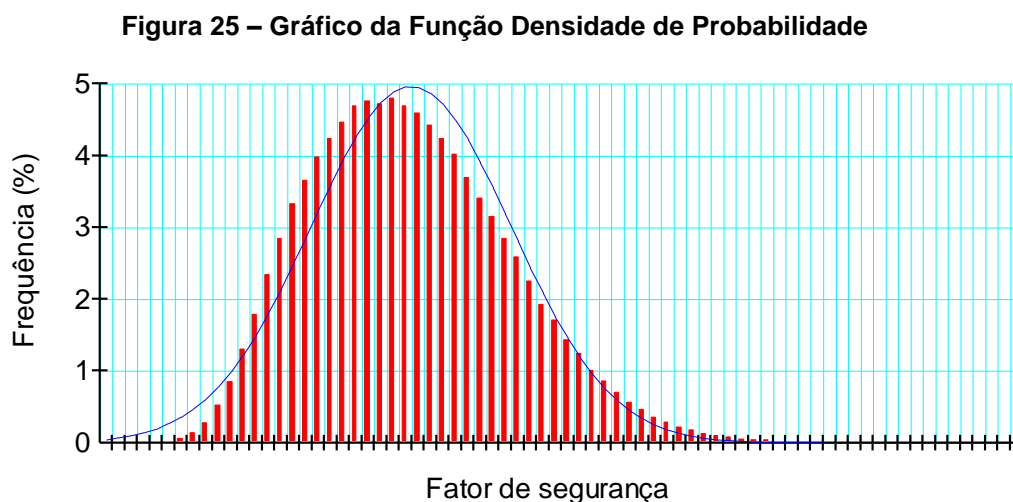
**Fonte: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1997).**

Assim, o talude de montante, para a condição de carregamento de final de construção, apresentou um valor FS obtido através da análise probabilística com um bom nível de desempenho segundo a classificação da U. S. Army Corps of Engineers. Quanto ao talude de jusante, para as condições de carregamento de término de construção e percolação em regime permanente, os FS calculados apresentaram um nível de desempenho abaixo da média, o que significa que seria necessário um número maior de simulações de Monte Carlo, para obtenção de um índice de confiabilidade maior.

Quanto a probabilidade de ruptura, podemos ponderar que os valores obtidos como resultado, são respectivamente, abaixo da média, pobre e pobre, segundo a classificação da U. S. Army Corps of Engineers. O que evidencia a necessidade de

um estudo maior a respeito do número de simulações de Monte Carlo e a relação com a probabilidade de ruptura.

Ademais, é disponível uma função densidade de probabilidade de aproximação dos fatores de segurança. A Figura 25 mostra o gráfico da função densidade de probabilidade para o caso de final de construção, utilizado como exemplo.



**Fonte: Elaborado pelo autor**

O programa reúne todos os Fatores de Segurança calculados para a cada superfície analisada em uma função densidade de probabilidade, que relaciona os fatores de segurança calculados com a frequência em que aparecem, e ajusta a uma função de distribuição normal que melhor represente o resultado obtido, gerando valores estimados de FS Médio, Desvio Padrão, FS Mínimo e Máximo.

Os resultados de FS críticos apresentados nas análises probabilísticas e que foram comparados com os padrões da U.S. Army Corps of Engineers, representam valor mais frequente para a superfície de crítica de ruptura, representado na figura pelo pico no gráfico de barras em vermelho.

Assim, o gráfico de barras em vermelho apresenta esses valores de FS e a frequência que aparecem, obtidos dos procedimentos de cálculo reais. Enquanto que a curva azul exibe uma função normal de aproximação desses valores. Cada simulação de Monte Carlo gera, como resultado, um FS, por isso a importância de um número alto de simulações, pois quanto mais FS forem obtidos como resultado, mais dados o software tem para aproximação de uma curva de distribuição de probabilidade

normal. O Quadro 15 mostra os valores obtidos pela função normal de aproximação para cada caso de carregamento.

**Quadro 15 – Principais Valores Obtidos da Função Densidade de Probabilidade**

| Situções<br><br>Dados | Término de construção |         | Percolação Permanente | Rebaixamento Rápido |
|-----------------------|-----------------------|---------|-----------------------|---------------------|
|                       | Montante              | Jusante | Jusante               | Montante            |
| FS Médio              | 1,99330               | 2,00830 | 1,94030               | 1,7737              |
| Desvio Padrão         | 0,23140               | 0,38707 | 0,36177               | 0,30314             |
| FS Mínimo             | 0,94251               | 0,83310 | 0,81928               | 0,74807             |
| FS Máximo             | 3,55970               | 4,64470 | 4,41480               | 3,8168              |

**Fonte: Elaborado pelo autor**

Contudo, como estes valores são valores aproximados, não são usualmente considerados nas análises já que representam aproximações dos resultados reais, como é possível perceber pela diferença de posição do pico entre as duas funções.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÃO

Tendo em vista que esse trabalho teve como objetivo a avaliação da estabilidade de uma barragem de terra através de métodos determinísticos e probabilísticos, com base nos resultados apresentados, estes revelaram que a barragem em estudo, Barragem do rio Iraí, é estável e não representa risco a população das proximidades.

O método de equilíbrio limite escolhido para as análises de estabilidade determinísticas realizadas nesse trabalho foi o de Bishop, para que a comparação direta com o relatório de COBA (1996) fosse possível, já que este foi o método utilizado pelo autor. Fato que revelou discrepâncias significativas nos valores finais de FS, sendo possível concluir que o avanço computacional dos últimos anos aliou agilidade e precisão nos métodos de cálculo utilizado nas referidas análises e que métodos diferentes de inserção dos parâmetros de entrada podem resultar em valores significativamente diferentes.

No que se refere as análises probabilísticas, pode-se concluir que a Equação 33, que auxilia na arbitragem do número de simulações de Monte Carlo, não foi eficiente para o caso deste trabalho. Isto mostra que há uma necessidade de um estudo maior sobre o índice de confiabilidade. É necessária a comparação do índice de confiabilidade gerado pelo GeoStudio com um índice de confiabilidade calculado a partir de outro método de programação, afim de atestar a veracidade do resultado obtido.

Quanto à comparação dos métodos determinísticos e probabilísticos, pode-se concluir que, há um ganho em volume de informações geradas nos resultados, já que, enquanto na análise determinística o FS representa um valor pontual, na análise probabilística este se torna uma função de distribuição de probabilidade. Ademais, o índice de confiabilidade permite a identificação da acurácia do processo de cálculo e fornece um parâmetro de avaliação da qualidade e precisão do resultado.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O autor deixa como sugestão os seguintes trabalhos futuros:

- As análises probabilísticas deste trabalho podem ser refeitas com a avaliação criteriosa do número de simulações necessárias para se obter um índice de confiabilidade aceitável, sugere-se que sejam utilizadas as recomendações de Melchers (1987);
- As análises de estabilidade podem ser realizadas utilizando o método de entrada e saída no GeoStudio;
- As análises deste trabalho podem ser aplicadas às outras seções transversais desta barragem;
- Os valores de desvio padrão arbitrados neste trabalho podem ser melhorados através da obtenção de relatórios técnicos de campanhas de investigação que forneçam um maior volume de dados geotécnicos;
- Como este trabalho é delimitado a análise estática, pode-se realizar a análise dinâmica da barragem perante a incidência de sismos;
- A barragem de Iraí pode ainda ser analisada quanto à deformação lenta;
- A metodologia utilizada neste trabalho pode ser replicada com outros tipos de barragens, como por exemplo, barragens de rejeito.

## REFERÊNCIAS

ABNT NBR 13028. Mineração — **Elaboração e Apresentação de Projeto de Barragens para Disposição de Rejeitos, Contenção de Sedimentos e Reservação de Água — Requisitos**. Rio de Janeiro, 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Relatório de Segurança de Barragens 2017**. Brasília, 2018.

\_\_\_\_\_. **Relatório de Segurança de Barragens 2018**. Brasília, 2019.

AGUILERA, Carlos Enrique Tristá. **Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica – RJ. Rio de Janeiro, 2009.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. **Análise do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone**. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2004.

ARAÚJO, C. B. **Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro**. Dissertação de Mestrado. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

BAECHER, G. B; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. The Atrium: John Wiley & Sons, 2003.

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

BRASIL. Ministério de Integração Nacional. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília, 2002.

CARDOZO F.A.C., PIMENTA, M.M., ZINGANO, A.C., **Métodos Construtivos de Barragens de Mineração: Uma revisão**. **Holos**, 2016.

CESBE S. A. Engenharia e empreendimentos. **Barragem de Iraí**. Disponível em: <http://www.cesbe.com.br/obras/barragem-do-rio-irai/>. Acesso em 27 out. 2019.



CESTANI, Bruno. **Análise Probabilística do Fator de Segurança de Taludes Através do Método de Monte Carlo**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2018.

CIGB-ICOLD. **General Synthesis: Dam Types**. [s.l.],2019. Disponível em: [https://www.icold-cigb.org/GB/world\\_register/general\\_synthesis.asp](https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp). Acesso em 21 nov. 2019.

CIGB-ICOLD. **Worlds's Highest Dams: Classification By Type**. 2019. Disponível em: [https://www.icold-cigb.org/article/GB/world\\_register/general\\_synthesis/classification-by-type](https://www.icold-cigb.org/article/GB/world_register/general_synthesis/classification-by-type)> Acesso em 21 nov. 2019.

COBA, Consultores para Obras Barragens e Planeamento S.A. **Estudos e Projectos Relativos à Construção da Barragem do Rio Iraí**. Curitiba, 1996.

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de Barragens**. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.

CRUZ, Paulo Teixeira da. **100 Barragens Brasileiras**. Oficina de Textos, São Paulo, 2004.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7 ed. Cenage Learning, São Paulo, 2012.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Brasília, 2003.

EL-RAMLY, H; MORGENSTERN, N. R; CRUDEN, D. M. **Probabilistic slope stability analysis for practice**. **Canadian Geotechnical Journal**, Canadá, v. 39, n. 3, p.665683, 2002.

FERREIRA. João Luís Ferrás. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2012.

FONSECA, Bruno. **Brasil Registra Mais de Três Acidentes em Barragens por Ano**. Agência Pública, 2019. Disponível em: <https://apublica.org/2019/01/brasil-registra-mais-de-tres-acidentes-em-barragens-por-ano/>. Acesso em 27 nov. 2019.

G1. **Há 3 anos, Rompimento de Barragem de Mariana Causou Maior Desastre Ambiental do País e Matou 19 pessoas**. São Paulo, 2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2019/01/25/ha-3-anos-rompimento-de-barragem-de-mariana-causou-maior-desastre-ambiental-do-pais-e-matou-19-pessoas.ghtml>. Acesso em 13 dez. 2019.

GAIOTO, Nélio. Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e Enrocamento. EESC – USP. São Carlos, 2003.

GEO-SLOPE International Ltd. **Stability Modeling with SLOPE/W**. Manual Técnico. Alberta, Canadá, 2012.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila estabilidade de taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

JANSEN, Robert B., **Dams and Public Safety**. Simetric, Whashington, 1983.

KORMANN, Alexander C. Morales. **Comportamento Geotécnico da Formação Guabirotuba**: Estudos de Campo e Laboratório. Tese de Doutorado. USP. São Paulo, 2002.

KRÜGER, C. M. **Análise de confiabilidade estrutural aplicada às barragens de concreto**. Tese de doutorado. PPGMNE. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2008.

LISTO, Fabrizio de Luiz Rosito. **Propriedades Geotécnicas dos Solos e Modelagem Matemática de Previsão a Escorregamentos Translacionais Rasos**. Tese de Doutorado. USP. São Paulo, 2015.

LUZ, Adão Benvindo, SAMPAIO, João Alves, FRANÇA, Silvia Cristina Alves, **Tratamento de Minérios**, CETEM/MCT, 2010.

LARANJA, R. BRITO, J. **Verificação Probabilística da Segurança das Estruturas**. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2003.

MAFIOLETI, T.R. **Proposta para análise probabilística de estabilidade de barragens de terra por método de confiabilidade estrutural aplicada aos fatores de segurança FS de Janbu e de Bishop**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2018.

MASSAD, Façal. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

MEIRELLES, Fernando Setembrino Cruz. **Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Socioambientais**: Barragens de Terra e Enrocamento. Curso Segurança de Barragens. ANA, 2013.

MELCHERS, R. E.. **Structural Reliability: Analysis and Prediction**. Chichester, New York: John Wiley & Sons, 1987.

NOVAK P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C., Narayanan. **Hydraulic Structures**. 4 ed., Taylor & Francis, Oxon, 2017.

OSB Software. **Descrição do software: GEO-SLOPE Seep/W**. Disponível em: <https://www.osbsoftware.com.br/produto/geo-slope-seep-w>. Acesso em 28 nov. 2019.

PAES, Cíntia. **Estudo Contratado pela Vale Confirma que Barragem em Brumadinho se Rompeu por Liquefação**. G1 Minas. Belo Horizonte, 2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2019/12/12/estudo-contratado-pela-vale-diz-que-barragem-em-brumadinho-se-rompeu-por-liquefacao.ghtml>. Acesso em 13 dez. 2019.

PEREIRA, Geraldo Mangela. **Projeto de Usinas Hidrelétricas**. Oficina de Textos, São Paulo, 2016.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

POSSAN, Edna. **Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Socioambientais: Barragens de Concreto**. Curso Segurança de Barragens. ANA, 2013.

RIBEIRO, Charles Roger. **Análise de Estabilidade Global de Barragens de Terra e Enrocamento Estudo de Caso: PCH Xavantina-SC**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2015.

SILVA, Danielle de Lima da. **Estudo Comparativo entre Análises Probabilísticas e determinísticas de Estabilidade de Talude de Um Depósito de Resíduos de Mineração**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2019.

TEIXEIRA, A., CORREIA, G. A., HENRIQUES, A. & HONJO, Y. **Dimensionamento e avaliação da segurança de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade**. Departamento de engenharia civil. Universidade do Minho, UMINHO, Guimarães, 2012.

TELLES, Ana Cláudia de Mattos. **Análise de Estabilidade de um Talude Rompido na Rodovia RJ 130, Teresópolis, RJ**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2015.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering.** Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. ETL 1110-2-547. Washington, DC. 1997.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Slope Stability.** Engineer Manual. EM 1110-2-1902. Washington, 2003.

U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams.** 3 ed., U.S. Government Printing Office Superintendent of Documents, Washington, 1987.

**APÊNDICE A** - Dados para cálculo do desvio padrão dos parâmetros dos materiais  
para análises probabilísticas

Tabela A.1 – Resultados de Ensaios de Procedimentos em Fragmentos de Enrocamentos de Basalto.

| Barragem      | Classificação do Material          | Tipo de Ensaio      | Parâmetros de Resistência               |                       |   |                       | Nível de Tensões do Ensaio<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Condição de Rocha no Ensaio | Parâmetro de Resistência |      |
|---------------|------------------------------------|---------------------|---|-----------------------|---|-----------------------|---|-----------------------------|--------------------------|------|
|               |                                    |                     | Iniciais (Baixas Pressões)              |                       | Médios                                  |                       |   |                             | a                        | b    |
|               |                                    |                     | C <sub>0</sub><br>(kg/cm <sup>3</sup> ) | φ <sub>0</sub><br>(°) | C <sub>m</sub><br>(kg/cm <sup>3</sup> ) | φ <sub>0</sub><br>(°) |   |                             |                          |      |
| Ilha Solteira | Brecha basáltica                   | triaxial S          | 0                                       | 45                    | 0                                       | 37                    | σ <sub>3máx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            | 1,03                     | 0,86 |
|               | Brecha basáltica                   | triaxial S          | 0                                       | 40,5                  | 0,90                                    | 38                    | σ <sub>3máx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            | 1,06                     | 0,83 |
|               | Brecha basáltica                   | C.D.100x100x30 (cm) | -                                       | -                     | 0                                       | 33                    | σ <sub>nmáx</sub> = 8                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Ves. e Comp.                  | C.D.                | -                                       | -                     | 0                                       | 42 a 44               | σ <sub>nmáx</sub> = 8                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Ves. e Brecha                 | C.D.200x200x80 (cm) | -                                       | -                     | 0,24                                    | 36                    | σ <sub>nmáx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Ves. e Brecha                 | C.D.100x100x40 (cm) | -                                       | -                     | 0,62                                    | 42                    | σ <sub>nmáx</sub> = 8                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
| Salto Osório  | Brecha basáltica                   | C.D.20x20x20 (cm)   | -                                       | -                     | 0                                       | 54 a 55               | σ <sub>nmáx</sub> = 10                              | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Vesicular                     | C.D.20x20x20 (cm)   | -                                       | -                     | 0                                       | 43 a 50               | σ <sub>nmáx</sub> = 10                              | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
| Capivara      | Bas. Comp. (A)                     | C.D.                | -                                       | -                     | 0                                       | 47,5                  | σ <sub>nmáx</sub> = 8                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Ves. Amig. (B)                | C.D.                | -                                       | -                     | 0                                       | 43                    | σ <sub>nmáx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Bas. Micro. Vesic. e/ou Amigd. (C) | C.D.                | -                                       | -                     | 0                                       | 48                    | σ <sub>nmáx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               | Basalto são                        | C.D.20x20x20 (cm)   | -                                       | -                     | 0                                       | 46                    | σ <sub>3máx</sub> = 11                              | <i>in natura</i>            | -                        | -    |
|               |                                    | C.D.100x100x40 (cm) | -                                       | -                     | 0                                       | 49                    | σ <sub>nmáx</sub> = 6                               | <i>in natura</i>            |                          |      |
|               | triaxial                           | 0                   | 53,5                                    | 2,00                  | 36                                      | σ <sub>3máx</sub> = 6 | <i>in natura</i>                                    |                             |                          |      |

Fonte: CRUZ (1996).

Tabela A.2 – Resultados de Ensaio Triaxiais para Solos Lateríticos

| Local             | Classificação   | Rocha de origem | S (%) | h (%) | e    | $\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\delta$ (g/cm <sup>3</sup> ) | c' (g/cm <sup>3</sup> ) | $\phi'$ (g/cm <sup>3</sup> ) | Tipo de ensaio |
|-------------------|-----------------|-----------------|-------|-------|------|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------|----------------|
| Porto Colombia    | SOLO RESIDUAL   | BASALTO         |       |       |      | 1,43 a 1,87                         | 2,93                          | 0,2 a 0,25              | 24 a 17                      | s R'sat        |
| Marin-bondo       |                 |                 |       |       |      | 2,62 a 2,92                         | 0,1                           | 15                      | R'sat                        |                |
| Tucuruí           |                 |                 | 91    | 40    | 1,24 | 1,79                                | 2,89                          | 1                       | 24                           |                |
| Tucuruí           |                 | Meta-basito     | 85    | 32    | 1,12 | 1,88                                | 2,86                          | 0,3                     | 25                           |                |
| Cana Brava        |                 | Meta-gabro      | 86    | 30    | 1,08 | 1,8                                 | 2,88                          | 0,4 a 0,8               | 20 a 22                      | S              |
| Corumbá           |                 | Clorita Xisto   | 54    | 12    | 0,67 | 1,86                                | 2,78                          | 1,2                     | 29 a 30                      | Q R'sat        |
| Corumbá           |                 |                 | 44    | 8     | 0,49 | 1,97                                | 2,72                          | 1                       | 35                           |                |
| Tucuruí           |                 | Filito          | 84    | 22    | 0,76 | 1,97                                | 2,82                          | 0,36                    | 24                           |                |
| Serra da Mesa     |                 | Micaxisto       | 16    | 2,9   | 0,4  | 2                                   | 2,73                          | 1,8                     | 30                           | S              |
| Serra da Mesa     |                 |                 | 39    | 4,3   | 0,29 | 2,2                                 | 2,73                          | 2,85                    | 30                           | Q              |
| Simplicio         |                 | Migmatito       | 62    | 31    | 1,36 | 1,5                                 | 2,71                          | 0,3                     | 23                           | S              |
| Simplicio         |                 |                 | 87    | 36    | 1,09 | 1,72                                | 2,65                          | 0,2                     | 27                           | R'sat          |
| Sapucaia          |                 | Gnaisse         | 50    | 14    | 0,75 | 1,71                                | 2,63                          | 0,9                     | 24                           | S              |
| Itaocara          |                 |                 | 54    | 16    | 0,79 | 1,71                                | 2,64                          | 0,3                     | 24                           | S              |
| Tucuruí           |                 | Quartzito       | 86    | 22    | 0,72 | 1,99                                | 2,78                          | 0,31                    | 22,5                         |                |
| Rio Grande do Sul | SOLO LATERÍTICO | Argilito        |       | 26    |      |                                     |                               | 0,1 a 0,14              | 24 a 28                      | Q              |

Fonte: CRUZ (1996).

Tabela A.3 – Propriedades de Sedimentos Não Intemperizados da Formação Guabirotuba

| Nº | DESCRIÇÃO DO MATERIAL   | COTA<br>(m) | w<br>(%) | LP<br>(%) | LL<br>(%) | IP<br>(%) | % <<br>2µm | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\delta$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | S<br>(%) | $e_0$ | c'<br>(kPa)      | $\phi'$<br>(c.dir.) | $\sigma'_{vm}$<br>(kPa) | $C_c$   |
|----|---|-------------|----------|-----------|-----------|-----------|------------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|-------|------------------|---------------------|-------------------------|---------|
| 1  | Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,6 m, São José dos Pinhais <sup>1</sup>        | 903,9       | 34,7     | 31        | 85        | 52        | 57         | 18,7                             | 13,9                               | 27,3                             | -        | 0,960 | 47,0<br>(c.dir.) | 28,0<br>(c.dir.)    | > 410                   | > 0,329 |
| 2  | Argila siltosa cinza, prof. 3,0 m, Araucária <sup>4</sup>                         | -           | 33,1     | 29        | 84        | 55        | 67         | 19,0                             | 14,3                               | 26,9                             | 98,6     | 0,917 | 18,4<br>(c.dir.) | 25,2<br>(c.dir.)    | 1000                    | 0,313   |
| 3  | Argila siltosa cinza, dura, prof. 2,0 m, Centro Politécnico <sup>3</sup>          | 907,8       | 27,0     | 35        | 65        | 30        | 64         | 19,1                             | 15,0                               | 26,6                             | 96,0     | 0,735 | 22,0<br>(c.dir.) | 23,9<br>(c.dir.)    | 1280                    | -       |
| 4  | Argila cinza clara, média a dura, prof. 2,0 m, Araucária <sup>6</sup>             | -           | 39,9     | 34        | 87        | 53        | 58         | 17,4                             | 12,4                               | 26,5                             | -        | 1,120 | 5,0<br>(triax.)  | 28,0<br>(triax.)    | 310                     | 0,47    |
| 5  | Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 11,5 m, Batel <sup>7</sup>              | 917,1       | 29,2     | 26        | 53        | 27        | -          | 19,0                             | 14,7                               | 26,0                             | 99,8     | 0,775 | -                | -                   | 500                     | 0,12    |
| 6  | Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 12,0 m, Batel <sup>7</sup>              | 917,1       | 33,5     | 26        | 53        | 27        | -          | 18,3                             | 13,7                               | 26,0                             | 100,0    | 0,873 | -                | -                   | 400                     | 0,08    |
| 7  | Argila silto-arenosa roxa e cinza, média, prof. 0,5 m, C. Industrial <sup>7</sup> | 945,2       | 27,0     | 27        | 59        | 32        | -          | 17,6                             | 13,9                               | 25,8                             | 81,6     | 0,871 | -                | -                   | -                       | -       |
| 8  | Argila siltosa cinza escura, média, prof. 0,5 m, C. Industrial <sup>7</sup>       | 945,2       | 27,4     | 24        | 43        | 19        | -          | 17,3                             | 13,6                               | 26,0                             | 79,1     | 0,917 | -                | -                   | -                       | -       |
| 9  | Argila siltosa cinza e marrom, rija, prof. 2,0 m, C. Industrial <sup>7</sup>      | 920,0       | 32,4     | 25        | 61        | 36        | -          | 18,6                             | 14,0                               | 26,5                             | 99,0     | 0,881 | -                | -                   | 490                     | 0,14    |
| 10 | Argila arenosa cinza, dura, prof. 1,0 m, C. Industrial Araucária <sup>7</sup>     | 880,0       | 22,6     | 24        | 58        | 34        | -          | 19,5                             | 15,9                               | 26,5                             | 99,5     | 0,608 | -                | -                   | 1000                    | 0,16    |
| 11 | Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel <sup>7</sup>              | 930,8       | 35,5     | 38        | 88        | 50        | -          | 18,3                             | 13,5                               | 27,4                             | 97,8     | 1,007 | -                | -                   | > 300                   | > 0,10  |
| 12 | Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel <sup>7</sup>              | 930,8       | 32,9     | 37        | 85        | 48        | -          | 18,1                             | 13,6                               | 27,4                             | 87,6     | 1,032 | -                | -                   | > 300                   | > 0,12  |
| 13 | Argila siltosa cinza e marrom, dura, prof. 2,5 m, Capanema <sup>7</sup>           | 903,0       | 34,8     | -         | -         | -         | -          | 18,3                             | 13,6                               | -                                | -        | -     | -                | -                   | -                       | -       |
| 14 | Argila siltoosa cinza, dura, prof. 4,0 m, Capanema <sup>7</sup>                   | 903,0       | 36,3     | -         | -         | -         | -          | 17,8                             | 13,1                               | -                                | -        | -     | -                | -                   | -                       | -       |
| 15 | Argila siltosa marrom, prof. 1,5 m, Batel <sup>7</sup>                            | 932,0       | 33,9     | -         | -         | -         | -          | 18,1                             | 13,5                               | -                                | -        | -     | -                | -                   | -                       | -       |
| 16 | Argila siltosa cinza, rija, prof. 4,0 m, Água Verde <sup>7</sup>                  | 914,1       | 28,2     | 27        | 58        | 31        | -          | 19,1                             | 14,9                               | 25,9                             | 100,0    | 0,730 | -                | -                   | 900                     | 0,08    |
| 17 | Argila siltosa cinza, rija, prof. 6,0 m, Água Verde <sup>7</sup>                  | 914,1       | 29,3     | 27        | 58        | 31        | -          | 19,2                             | 14,8                               | 25,9                             | 100,0    | 0,731 | -                | -                   | 1000                    | 0,16    |

Fonte: KORMANN (2002).



Tabela A.4 – Propriedades de Sedimentos Não Intemperizados da Formação Guabirotuba (Continuação)

| Nº            | DESCRIÇÃO DO MATERIAL   | COTA<br>(m) | w<br>(%) | LP<br>(%) | LL<br>(%) | IP<br>(%) | % <<br>2µm | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\delta$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | S<br>(%) | $e_0$ | c'<br>(kPa) | $\phi'$<br>(triax.) | $\sigma'_{vm}$<br>(kPa) | C <sub>c</sub> |
|---------------|---|-------------|----------|-----------|-----------|-----------|------------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------|-------|-------------|---------------------|-------------------------|----------------|
| 18            | Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,9 m, Centro Politécnico <sup>7</sup>        | 910,0       | 32,8     | -         | -         | -         | -          | 17,8                             | 13,4                               | 26,3                             | 89,3     | 0,985 | -           | -                   | 620                     | 0,41           |
| 19            | Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Alto da Glória <sup>7</sup> | 916,5       | 28,9     | 27        | 88        | 61        | -          | 18,2                             | 14,1                               | 25,8                             | 92,7     | 0,820 | -           | -                   | 480                     | 0,16           |
| 20            | Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 12,0 m, Cabral <sup>7</sup>         | 924,3       | -        | 34        | 94        | 60        | -          | -                                | -                                  | 26,2                             | -        | -     | -           | -                   | -                       | -              |
| 21            | Argila cinza e marrom, prof. 7,0 m, Centro <sup>7</sup>                         | 922,0       | 24,6     | -         | -         | -         | -          | 19,4                             | 15,6                               | 27,5                             | 90,1     | 0,751 | -           | -                   | >> 300                  | >> 0,09        |
| 22            | Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 7,5 m, Centro <sup>8</sup>           | -           | 37,5     | 37        | 96        | 59        | -          | -                                | -                                  | -                                | -        | 1,127 | 5,0         | 22,0                | 640                     | 0,23           |
| 23            | Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Centro <sup>8</sup>          | -           | 40,9     | 36        | 110       | 74        | -          | -                                | -                                  | -                                | -        | 1,170 | -           | -                   | -                       | -              |
| 24            | Argila marrom e cinza com areia fina, rija, prof. 9,4 m. <sup>9</sup>           | -           | 30,7     | 22        | 60        | 38        | -          | -                                | -                                  | -                                | -        | 0,830 | -           | -                   | > 708                   | > 0,217        |
| MÉDIA         |   | -           | 31,9     | 30        | 73        | 43        | -          | 18,4                             | 14,1                               | 26,5                             | 94,1     | 0,892 | -           | -                   | 646                     | 0,20           |
| DESVIO PADRÃO |   | -           | 4,6      | 5,1       | 18,3      | 14,6      | -          | 0,7                              | 0,8                                | 0,6                              | 6,8      | 0,147 | -           | -                   | 295                     | 0,12           |

Fonte: KORMANN (2002).