



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**

**ZAQUEU ELEUTÉRIO LINHARES**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS  
INTERFACES NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS ZONADAS**

**FORTALEZA**  
**2021**

ZAQUEU ELEUTÉRIO LINHARES

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS  
INTERFACES NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS ZONADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Departamento de Engenharia Hidráulica e  
Ambiental da Universidade Federal do Ceará,  
como requisito à obtenção do título de  
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas  
Neto.

FORTALEZA

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

- L728a Linhares, Zaqueu Eleutério.  
Avaliação da influência da resistência ao cisalhamento das interfaces na estabilidade de barragens zonadas / Zaqueu Eleutério Linhares. – 2021.  
70 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2021.  
Orientação: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto.
1. Estabilidade de taludes. 2. Resistência ao cisalhamento. 3. Interface. 4. Solo arenoso. 5. Solo argiloso. I. Título.

CDD 620

---

ZAQUEU ELEUTÉRIO LINHARES

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS  
INTERFACES NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS ZONADAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Departamento de Engenharia Hidráulica e  
Ambiental da Universidade Federal do Ceará,  
como requisito à obtenção do título de  
Engenheiro Civil.

Aprovado em: 26/03/2021.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dra. Mariana Vela Silveira  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Eng. Ma. Ammanda Aragão Abreu  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus.

Aos meus pais, Ivan e Lucigleide, à minha  
irmã, Sarah, e à minha namorada, Nayla.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, por cuidar de tudo nos mínimos detalhes ao longo da graduação e da minha vida, mostrando sua infinita graça comigo.

Ao Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto, pela excelente orientação, ideias e ensinamentos, não apenas como orientador, mas também como excelente professor.

Aos profissionais participantes da banca examinadora pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

À empresa Cerâmica Assunção LTDA, pela doação do material argiloso utilizado no trabalho.

Ao meu pai Ivan e à minha mãe Lucigleide, por me ajudarem em tudo no período acadêmico e se dedicarem para me assegurar a melhor formação.

À minha irmã Sarah e à minha namorada Nayla, pelo apoio, incentivo e oração pela minha caminhada.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LMSP) da UFC, em especial ao Anselmo, por todo o apoio, paciência, atenção e disponibilidade durante a realização dos ensaios.

A todos os familiares, amigos, professores e colegas que colaboraram direta ou indiretamente para a realização dos meus objetivos.

“Como é feliz o homem que acha a sabedoria,  
o homem que obtém entendimento, pois a  
sabedoria é mais proveitosa do que a prata e  
rende mais do que o ouro.”

Rei Salomão

## RESUMO

Este estudo foi feito com o intuito de verificar as propriedades de resistência ao cisalhamento da interface entre um material arenoso e outro argiloso a fim de analisar sua influência na estabilidade de um talude de uma barragem zonada. Para isso, foram realizados ensaios de caracterização em ambos os materiais em laboratório; ensaios de compactação para obter as massas específicas aparentes secas máximas e as umidades ótimas; ensaios de permeabilidade a carga constante e variável nos solos arenoso e argiloso, respectivamente, para conhecer o comportamento hidráulico dos solos; e ensaios de cisalhamento direto nos materiais isoladamente e na interface entre os mesmos para obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto mostraram que o solo arenoso possui alto ângulo de atrito e baixa coesão, enquanto que o solo argiloso possui menor ângulo de atrito e maior coesão; a interface apresentou ângulo de atrito próximo ao obtido para o solo arenoso e valor de coesão inferior aos demais materiais. Em uma seção fictícia de uma barragem zonada foram realizadas análises de fluxo e de estabilidade. A análise de fluxo apontou baixos valores de gradientes hidráulicos no corpo do barramento. As análises de estabilidade de talude, considerando o método de Morgenstern e Price, foram realizadas adotando superfícies potenciais de ruptura circular e não circulares ao longo da camada de interface, levando em consideração nessa camada os parâmetros dos materiais arenoso, argiloso e da própria interface. Os resultados indicaram que dentre os casos envolvendo superfícies não circulares, o menor fator de segurança foi obtido considerando os parâmetros de resistência da interface, no entanto, o caso com superfície circular alcançou o menor fator de segurança geral. Todos os casos alcançaram fatores de segurança superiores ao mínimo exigido. Com isso, foi possível concluir que o comportamento de resistência ao cisalhamento da interface foi comandado principalmente pelas características do solo arenoso, perdendo a sua coesão; além disso, a resistência ao cisalhamento da interface entre o solo arenoso e argiloso exerceu maior influência na estabilidade do talude de jusante da barragem zonada se comparado aos demais materiais isolados em superfície não circular; por fim, o método mais favorável à segurança foi o que considerou uma superfície potencial de ruptura circular ao longo do corpo da barragem e, portanto, a resistência da interface não exerceu influência sobre a estabilidade da barragem zonada estudada.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes. Resistência ao cisalhamento. Interface. Solo arenoso. Solo argiloso.

## ABSTRACT

This study was carried out in order to verify the shear strength properties of the interface between a sandy and a clayey material in order to analyze its influence on stability of a slope of a zoned dam. For that, characterization tests were carried out on both materials in the laboratory; compaction tests to obtain the maximum apparent dry masses and optimum humidity; permeability tests at constant and variable load in sandy and clayey soils, respectively, to know the hydraulic behavior of the soils; and direct shear tests on the materials alone and at the interface between them to obtain the shear strength parameters. The results obtained in the direct shear tests showed that the sandy soil has a high friction angle and low cohesion, while the clay soil has a lower friction angle and greater cohesion; the interface showed a friction angle close to that obtained for the sandy soil and a lower cohesion value than the other materials. In a fictitious section of a zoned dam, flow and stability analyzes were performed. The flow analysis showed low values of hydraulic gradients in the dam body. The slope stability analyzes, considering the method of Morgenstern and Price, were carried out adopting circular and non-circular potential rupture surfaces along the interface layer, taking into account in this layer the parameters of the sandy, clayey and interface materials. The results indicated that among the cases involving non-circular surfaces, the lowest safety factor was obtained considering the resistance parameters of the interface, however, the case with circular surface reached the lowest overall safety factor. All cases achieved safety factors in excess of the minimum required. Thus, it was possible to conclude that the shear resistance behavior of the interface was mainly driven by the characteristics of the sandy soil, losing its cohesion; in addition, the shear strength of the interface between sandy and clayey soil exerted a greater influence on the stability of the downstream slope of the zoned dam compared to the others materials isolated on non-circular surface; finally, the most favorable method for safety was the one that considered a circular potential rupture surface along the body of the dam and, therefore, the resistance of the interface did not influence the stability of the studied zoned dam.

**Keywords:** Slope stability. Shear strength. Interface. Sandy soil. Clayey soil.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Barragem de concreto .....	16
Figura 2 – Construção da Barragem de Kölnbrein, Suíça .....	16
Figura 3 – Barragem de terra homogênea .....	17
Figura 4 – Barragem de terra zonada .....	18
Figura 5 – Barragem de enrocamento com núcleo argiloso .....	19
Figura 6 – Barragem de enrocamento com face de concreto .....	20
Figura 7 – Análise de percolação em uma barragem .....	20
Figura 8 – Ruptura de barragem resultante do <i>piping</i> .....	22
Figura 9 – Situação de areia movediça .....	22
Figura 10 – Tensões e resistências atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura ...	25
Figura 11 – Superfície circular de ruptura no Método das Fatias .....	27
Figura 12 – Forças atuantes em uma fatia típica .....	28
Figura 13 – Função adotada pelo método de Morgenstern e Price .....	30
Figura 14 – Localização da área de coleta das amostras .....	33
Figura 15 – Curvas de distribuição granulométrica dos solos utilizados .....	35
Figura 16 – Curva de compactação da Amostra 1 .....	36
Figura 17 – Curva de compactação da Amostra 2 .....	37
Figura 18 – Seção fictícia da barragem zonada adotada .....	39
Figura 19 – Núcleo da barragem zonada adotada .....	40
Figura 20 – Detalhe do filtro da barragem zonada adotada .....	40
Figura 21 – Detalhe da camada de interface da barragem zonada adotada .....	41
Figura 22 – Curvas de tensão de cisalhamento em função do deslocamento horizontal .....	43
Figura 23 – Envoltórias de tensão cisalhante na ruptura em função da tensão normal .....	44
Figura 24 – Distribuição de poropressões na barragem .....	46

Figura 25 – Superfície potencial de ruptura circular com FS de 1,75 .....	46
Figura 26 – Superfície potencial de ruptura não circular ao longo da camada de interface	47

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Mecanismos desencadeadores de movimentos de massa .....	23
Tabela 2 – Fatores de segurança para os taludes das barragens de terra .....	26
Tabela 3 – Condições de equilíbrio consideradas nos métodos .....	29
Tabela 4 – Relações de forças interfatias consideradas em cada método .....	29
Tabela 5 – Porcentagem média de materiais em cada amostra .....	34
Tabela 6 – Valores de diâmetros específicos e coeficientes .....	35
Tabela 7 – Inclinação dos taludes em função dos materiais usados e da altura da barragem .....	39
Tabela 8 – Intercepto coesivo e ângulo de atrito dos solos ensaiados .....	44
Tabela 9 – Parâmetros dos materiais utilizados nas simulações do <i>software Slide</i> .....	45
Tabela 10 – Resultados das análises de estabilidade de taludes .....	47

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	12
<b>1.1</b>	<b>Objetivos da pesquisa</b> .....	13
<i>1.1.1</i>	<i>Objetivo geral</i> .....	13
<i>1.1.2</i>	<i>Objetivos específicos</i> .....	13
<b>1.2</b>	<b>Metodologia</b> .....	13
<b>1.3</b>	<b>Estrutura do trabalho</b> .....	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	15
<b>2.1</b>	<b>Tipos de barragens</b> .....	15
<i>2.1.1</i>	<i>Barragem de concreto</i> .....	15
<i>2.1.2</i>	<i>Barragem de terra</i> .....	16
<i>2.1.3</i>	<i>Barragem de enrocamento</i> .....	19
<b>2.2</b>	<b>Etapas do projeto de uma barragem</b> .....	20
<i>2.2.1</i>	<i>Análise de fluxo</i> .....	20
<i>2.2.2</i>	<i>Análise de estabilidade de talude</i> .....	22
<i>2.2.3</i>	<i>Análise de tensões e deformações</i> .....	24
<b>2.3</b>	<b>Método de análise de estabilidade de taludes</b> .....	25
<i>2.3.1</i>	<i>Fator de segurança</i> .....	25
<i>2.3.2</i>	<i>Hipóteses dos Métodos de Equilíbrio Limite</i> .....	26
<i>2.3.3</i>	<i>Método de Morgenstern e Price</i> .....	29
<b>2.4</b>	<b>Estado da Arte</b> .....	31
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	33
<b>3.1</b>	<b>Solo utilizado</b> .....	33
<b>3.2</b>	<b>Caracterização geotécnica dos solos e classificação no SUCS</b> .....	34
<b>3.3</b>	<b>Ensaio de permeabilidade</b> .....	37
<b>3.4</b>	<b>Ensaio de resistência ao cisalhamento</b> .....	38
<b>3.5</b>	<b>Escolha do <i>software</i> utilizado nas análises numéricas</b> .....	38
<b>3.6</b>	<b>Definição da geometria da barragem</b> .....	39
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS</b> .....	42
<b>4.1</b>	<b>Resultados dos ensaios de cisalhamento direto</b> .....	42
<b>4.2</b>	<b>Análise de fluxo e estabilidades de taludes</b> .....	45
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA</b> .....	48

<b>5.1</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>48</b>
<b>5.1.1</b>	<b><i>Ensaio de cisalhamento direto .....</i></b>	<b>48</b>
<b>5.1.2</b>	<b><i>Análises de estabilidade de taludes .....</i></b>	<b>48</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para futuras pesquisas .....</b>	<b>49</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>50</b>
	<b>APÊNDICE A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PENEIRAMENTO .....</b>	<b>56</b>
	<b>APÊNDICE B – PLANILHAS PARA OBTENÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS .....</b>	<b>58</b>
	<b>APÊNDICE C – PLANILHAS DOS DADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO .....</b>	<b>59</b>
	<b>APÊNDICE D – PLANILHAS COM OS DADOS DO ENSAIO DE PERMEABILIDADE .....</b>	<b>61</b>
	<b>APÊNDICE E – PLANILHAS COM OS DADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO .....</b>	<b>62</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Uma das maiores e mais importantes construções da engenharia são as barragens, pois armazenam grande quantidade de água para consumo humano, animal e industrial, controle de cheias, regularização de rios, piscicultura, irrigação, produção de energia elétrica, navegação, saneamento, contenção de rejeitos, dentre outros. No entanto, essas estruturas possuem elevados riscos potenciais de perdas humanas e materiais em caso de rompimento.

Tais obras podem ser executadas com concreto, solo e enrocamento. As barragens feitas com solo, denominadas barragens de terra, podem ser homogêneas, feitas com um único material; ou zonadas, compostas por diferentes materiais, com características diferentes e fins distintos. No caso das barragens zonadas, nas camadas externas (espaldares) são utilizados solos mais granulares e permeáveis, como, por exemplo, areias e solos pedregulhosos, enquanto no núcleo do barramento é empregado um solo com baixa permeabilidade, por exemplo, argila ou solos melhorados, impedindo a passagem da água de forma descontrolada pela barragem e evitando a erosão e o colapso da estrutura.

Uma das etapas de um projeto de barragem de terra é a análise de estabilidade dos seus taludes, verificando a segurança ao rompimento em função da resistência do solo ao cisalhamento e a tensão de cisalhamento mobilizada ao longo de uma provável superfície de ruptura. Tal segurança é quantificada por meio do fator de segurança (FS), definido pela razão entre a resistência do solo ao cisalhamento e a tensão de cisalhamento mobilizada ao longo da provável superfície de ruptura.

Dentre as hipóteses para a definição da superfície potencial de ruptura tem-se a escolha da sua geometria. Normalmente, as análises de estabilidades de barragens zonadas são feitas considerando superfícies circulares. Entretanto, a adoção de superfícies circulares pode não ser representativa no comportamento da barragem, cuja ruptura pode se dar ao longo de uma superfície composta, definida na interface entre os materiais constituintes do barramento.

No caso de haver materiais diferentes na superfície composta, na análise de estabilidade ao longo das interfaces, pode ser calculado o fator de segurança considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface, de modo que o resultado obtido seja mais realista, resultando em uma análise de estabilidade que reflita a segurança da barragem. No entanto, quando há dois materiais diferentes no talude, a interface entre os mesmos pode comportar-se de maneira atípica. Assim, ao se considerar não mais a superfície de ruptura circular, mas levando em conta uma ruptura de forma irregular ocorrer na interface, um novo

fator de segurança pode ser calculado baseado nos parâmetros da resistência da interface dos materiais.

A resistência ao cisalhamento das interfaces de solos podem comandar os mecanismos de ruptura previstos nas análises de estabilidade de taludes, e não a resistência individualizada dos diferentes materiais. Portanto, levando-se em consideração todos esses aspectos, a avaliação da influência da resistência das interfaces nas análises de estabilidade de taludes torna-se importante para a elaboração de projetos de barragens mais realistas, seguras e racionais.

## **1.1 Objetivos da pesquisa**

### ***1.1.1 Objetivo geral***

Avaliar a influência da resistência ao cisalhamento das interfaces entre os materiais na estabilidade de barragens zonadas.

### ***1.1.2 Objetivos específicos***

Os objetivos específicos podem ser elencados:

- a) Estudar a resistência ao cisalhamento das interfaces entre solos compactados;
- b) Comparar a resistência das interfaces com a dos materiais constituintes;
- c) Realizar análises de estabilidade de taludes em uma barragem zonada considerando superfícies não circulares ao longo das interfaces;
- d) Realizar análises de estabilidade em uma barragem zonada considerando a resistência das interfaces;
- e) Comparar os resultados de análises de estabilidade considerando superfícies circulares e não circulares.

## **1.2 Metodologia**

O presente trabalho utilizou-se do método de pesquisa descritiva, que busca descrever certos perfis de populações e ocorrências individuais, procurando discernir a relações entre diferentes variáveis (GIL, 2002). Com isso, foi desenvolvida uma pesquisa bibliográfica, a qual consiste em analisar as produções científicas descritas na literatura sobre

o tema abordado, permitindo a investigação sobre aspectos distintos e a dedução de conclusões (LAKATOS; MARCONI, 2003). Para isso foram examinados teses, dissertações, artigos, normas técnicas e outros.

Além disso, foi realizada uma pesquisa experimental envolvendo a execução de ensaios em laboratório para a caracterização dos solos, por meio de amostras coletadas, realizando também ensaios de compactação, permeabilidade e cisalhamento direto. Por fim, foram realizadas análises de estabilidade de taludes para verificar o grau de segurança de uma barragem zonada considerando diferentes superfícies potenciais de ruptura e a influência que a interface entre os materiais utilizados possa ter na estabilidade da barragem mencionada.

### **1.3 Estrutura do trabalho**

Este trabalho foi dividido em cinco capítulos e os conteúdos expostos em cada um deles serão brevemente descritos a seguir.

O Capítulo 1 apresenta a introdução do tema, apresentando a justificativa, os objetivos da pesquisa, a metodologia e a estrutura do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, na qual são mostrados os estudos feitos, com conceitos e classificações significativas para o tema.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia adotada no desenrolar da pesquisa, detalhando os materiais e ensaios empregados de caracterização, de compactação, de permeabilidade e de cisalhamento direto. Os índices físicos e os resultados dos ensaios de compactação também são apresentados nesta seção. Além disso, expõe o método usado para definição da geometria da barragem.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto, assim como as análises de fluxo e de estabilidade de taludes, que são fundamentais para obter a conclusão da pesquisa.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões alcançadas com a pesquisa, assim como sugestões de pesquisas posteriores que possam ser somadas.

Por último, são mostradas as Referências Bibliográficas tomadas por base e os Apêndices.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo visa apresentar uma revisão da literatura sobre os conceitos necessários e abranger estudos relacionados à resistência ao cisalhamento em interfaces de materiais. Serão expostos os conceitos básicos necessários sobre os tipos de barragens, as fases de projetos de uma barragem e os métodos de análise de estabilidade de taludes. Além disso, serão abordadas pesquisas desenvolvidas correlatas.

### 2.1 Tipos de barragens

Segundo Marangon (2004), a definição de uma barragem é uma estrutura edificada de maneira transversal ao fluxo de um curso d'água a fim de criar um reservatório de água artificial, tendo como objetivos a irrigação, o abastecimento doméstico e industrial, geração de energia hidrelétrica, controle de inundações e regularização de vazões para navegação.

As barragens podem ser classificadas quanto ao tipo do material, entre elas destacam-se as barragens de concreto, de terra e de enrocamento.

#### 2.1.1 Barragem de concreto

Barragens de concreto são obras feitas completamente em concreto simples, compactado ou armado, exigindo cuidados específicos, como no lançamento e cura do concreto. As barragens de concreto podem ser de gravidade e em arco.

Nas barragens de concreto por gravidade o peso próprio do bloco monolítico de concreto, sem armaduras, é responsável por assegurar a estabilidade do barramento, sendo geralmente edificadas em rios situados em vales estreitos ou *canyons* (FERNANDES, 2007). De acordo com Fernandes (2007), para resistir às cargas verticais e garantir estabilidade quanto ao deslizamento e cisalhamento, essas obras devem estar assentes em solos com adequadas características mecânicas.

Segundo Marangon (2004), as barragens de concreto por gravidade são o tipo com maior resistência e menor custo de manutenção, porém, apresentam maior custo em relação às barragens de terra ou de enrocamento.

A Figura 1 apresenta uma barragem de concreto.

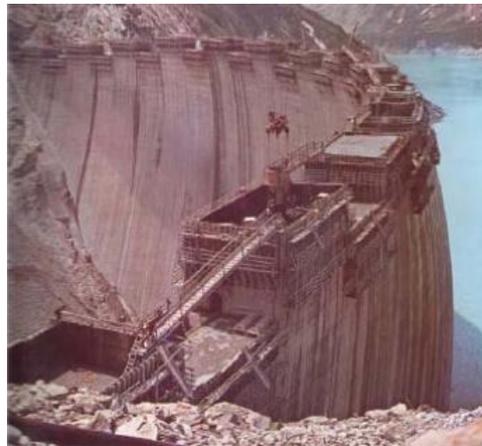
Figura 1 – Barragem de concreto.



Fonte: <http://geocontract.com.br>.

As barragens de concreto em arco, simples ou duplo, também conhecida como barragem do tipo abóbada, possuem curvatura em planta voltada para montante, como pode ser visto na Figura 2. Fernandes (2007) afirma que este tipo de barramento é ideal para vales estreitos que possuam boas condições do solo de fundação na região das ombreiras e, em virtude dos aspectos técnicos, apresenta uma redução de volume de concreto da ordem de 50% a 55% quando comparadas às barragens de concreto de gravidade.

Figura 2 – Construção da Barragem de Kölnbrein, Suíça.



Fonte: Fernandes (2007).

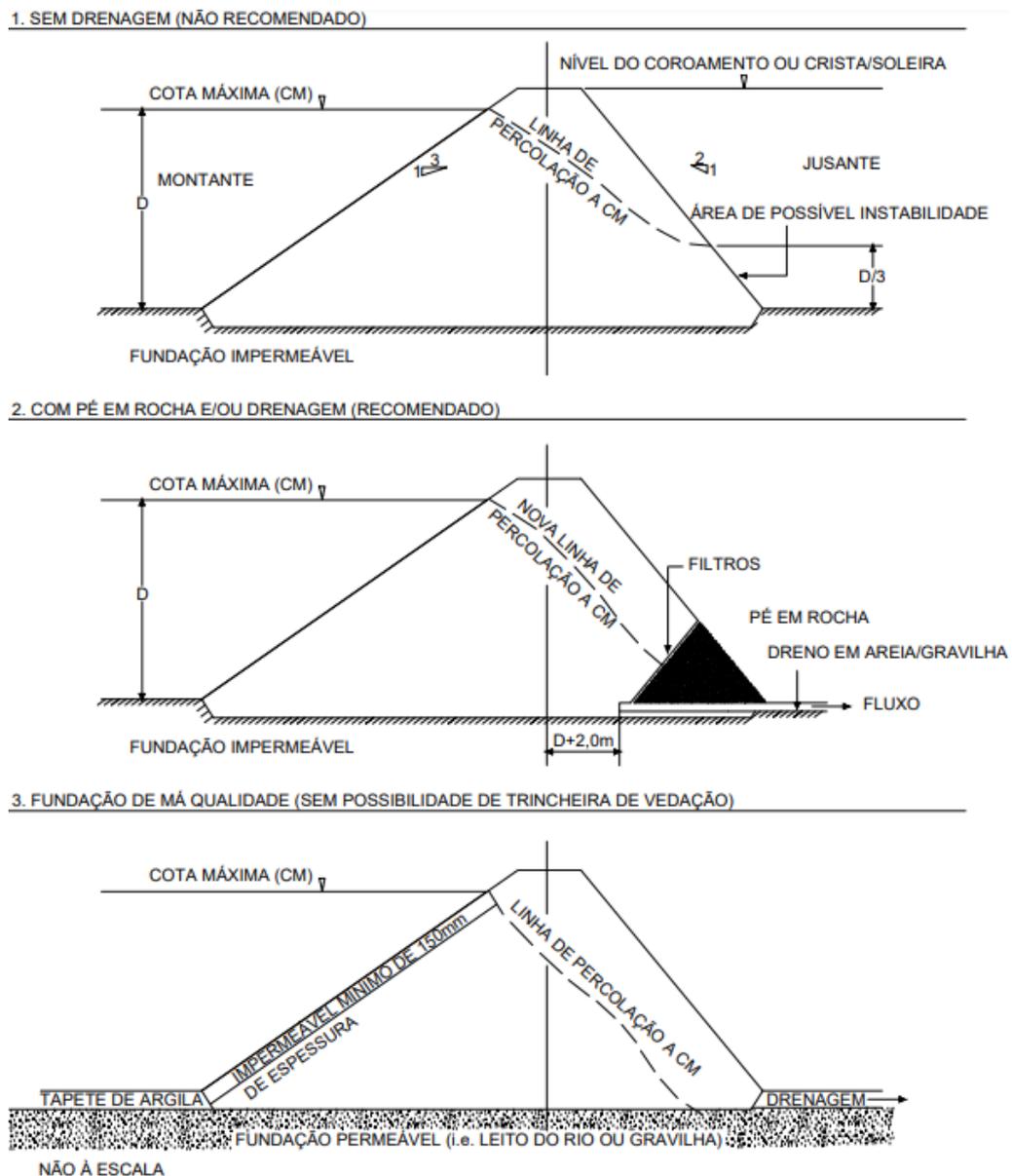
### ***2.1.2 Barragem de terra***

Barragens de terra são obras construídas em aterro compactado com solo, podendo ser areia, silte e/ou argila. De acordo com Hradilek (2002), essa é a alternativa mais adequada no caso de haver nas proximidades do canteiro de obras solos argilosos ou arenosiltosos e espaço favorável à construção do vertedouro em uma das margens. Para Eletrobrás

(2000), é a opção propícia em vales pouco encaixados, com relevo suavemente ondulado e região que apresente solos argilosos e arenosos para a construção da barragem.

Dependendo da quantidade e qualidade do material utilizado a barragem de terra pode ser homogênea ou zonada. As barragens de terra homogêneas são feitas praticamente por um único material, à exceção dos drenos e da proteção dos taludes, que atenda aos requisitos de resistência e permeabilidade. Nesse caso, para Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO), os taludes são relativamente planos, da ordem de 1:3 a montante e 1:2 a jusante, para garantir a segurança e a estabilidade (FAO, 2011). A Figura 3 ilustra diferentes seções de uma barragem de terra homogênea.

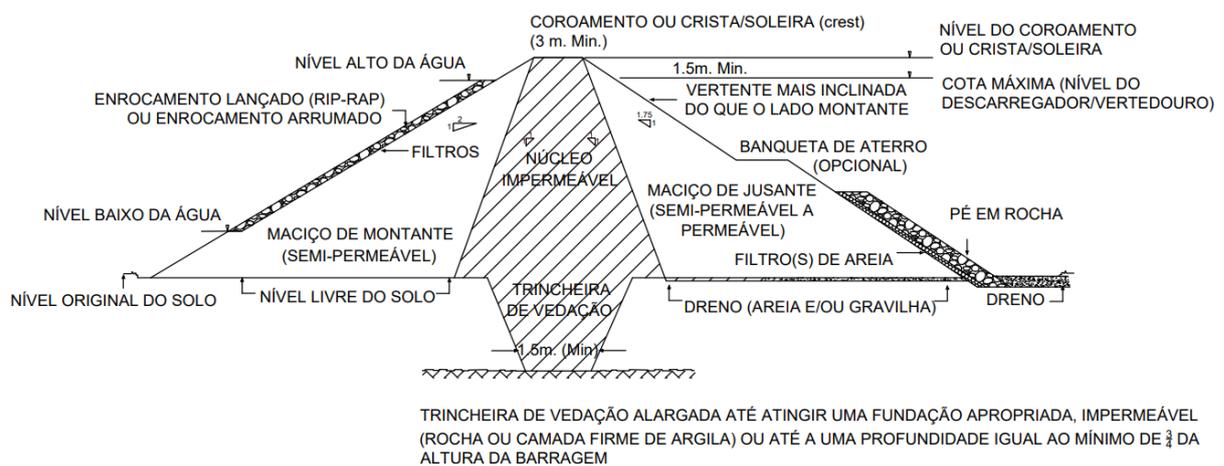
Figura 3 – Barragem de terra homogênea.



Fonte: Adaptado de FAO (2011).

Barragens de terra zonadas são constituídas por diferentes tipos de materiais, sendo os solos argilosos e menos permeáveis empregados no centro, ou núcleo, do barramento para impedir a percolação da água, enquanto que os solos granulares e mais permeáveis utilizados nas partes mais externas da seção, assegurando a resistência. Conforme FAO (2011), esse tipo de barragem apresenta custos maiores, pois a terraplanagem é feita com diferentes materiais e a escavação acontece em áreas de empréstimo distintas, e os taludes podem ter maiores inclinações, em torno de 1:2 a 1:2,25 a montante e 1:1,75 a 1:2 a jusante, dependendo da qualidade do solo. Uma seção tipo de uma barragem zonada é apresentada na Figura 4.

Figura 4 – Barragem de terra zonada.



Fonte: Adaptado de FAO (2011).

Pesquisas sugerem a possibilidade de utilização de solos melhorados por meio de sua estabilização, a qual, de acordo com Silva (2007), baseia-se no aperfeiçoamento do seu desempenho por meio da adição ou modificação de algum material e suas propriedades, assegurando que as exigências de uma obra de engenharia sejam satisfeitas pelas novas características do material. Tais estabilizações podem ser mecânicas, granulométricas e químicas. Considerando a estabilização química, Rebelo (2009) aponta que os produtos químicos mais usados são o cimento, a cal e a emulsão asfáltica.

Estudos recentes sobre a utilização de emulsão asfáltica para estabilização de solos a serem utilizados em barragens apresentaram resultados satisfatórios. Dantas Neto *et al.* (2016) concluíram que os mecanismos responsáveis pela compactação de misturas solo-emulsão diferem consideravelmente dos que comandam a compactação dos solos finos e granulares, além ser mais eficiente com o uso de elevadas energias de compactação.

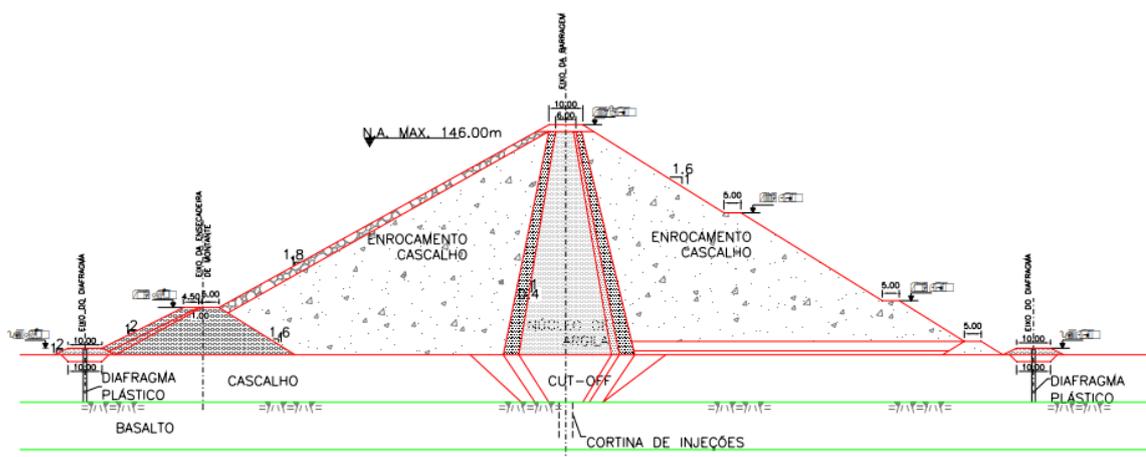
No quesito de propriedade hidráulica, Pereira *et al.* (2018) constataram que houve a redução do coeficiente de permeabilidade ao ser adicionada emulsão asfáltica ao solo, sendo o teor de emulsão na mistura inversamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade.

### 2.1.3 Barragem de enrocamento

Barragens de enrocamento são obras compostas por material rochoso de tamanho variável, sendo a construção considerada econômica apenas em regiões nas quais o concreto possui elevado valor financeiro ou haja insuficiência de solos para barragens de terra (MARANGON, 2004). Analogamente, de acordo com *United States Bureau of Reclamation – USBR* (1987), é uma solução mais aconselhável para lugares onde há material rochoso, não haja solos bons para construção de barragens de terra e a opção de construir uma barragem de concreto seja inviável financeiramente.

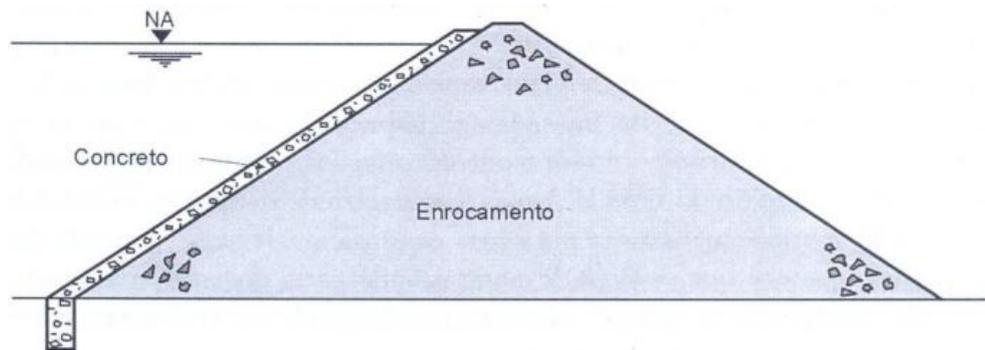
Apenas o material rochoso não atende aos requisitos de permeabilidade, permitindo a percolação da água. Para sanar esse problema, são adicionados outros materiais para essa função, podendo as barragens ter núcleo de argila, como mostrado na Figura 5, ou face de concreto, como esquematizado na Figura 6. As barragens de enrocamento com núcleo interno de argila têm princípios similares às barragens de terra zonadas, pois a argila no núcleo não permite o fluxo de água e o enrocamento nos taludes garante a estabilidade. Fernandes (2007) diz: “os taludes do núcleo argiloso podem ser mais verticais porque são executados concomitantemente aos espaldares de montante e jusante, mantendo-se estável nesta condição”.

Figura 5 – Barragem de enrocamento com núcleo argiloso.



Fonte: Adaptado de Fernandes (2007).

Figura 6 – Barragem de enrocamento com face de concreto.



Fonte: <https://edisciplinas.usp.br>.

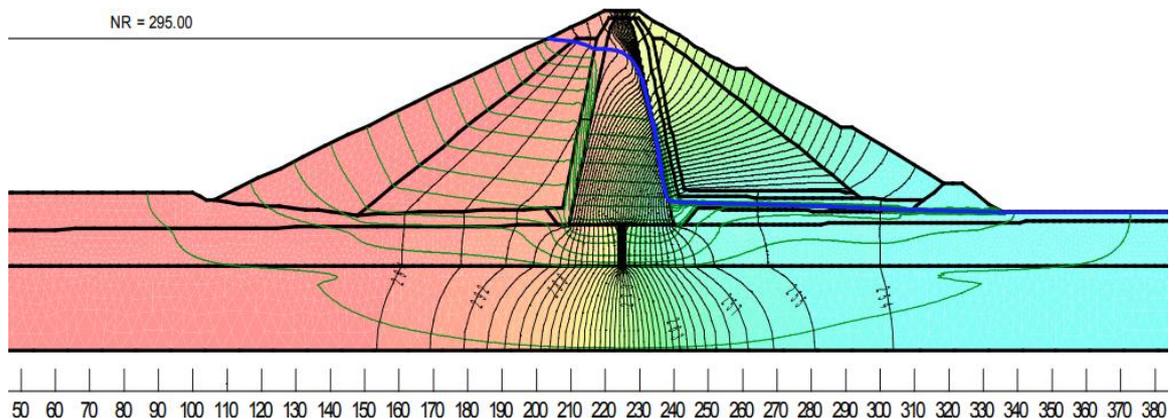
## 2.2 Etapas do projeto de uma barragem

O projeto geotécnico de uma barragem possui diferentes etapas. Algumas são a análise de fluxo através do barramento, a avaliação de estabilidade de taludes e a análise de gráficos de tensão x deformação.

### 2.2.1 Análise de fluxo

A análise de fluxo de uma barragem de terra envolve o estudo da percolação da água por meio do solo do barramento e de fundação, possibilitando antever a distribuição de poropressões e os valores de vazões, viabilizando um embasamento para a análise de estabilidade, dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna, da fundação e sistemas de vedação (ANA, 2016). Na Figura 7 é possível ver uma análise computacional de percolação em uma barragem utilizando o método dos elementos finitos.

Figura 7 – Análise de percolação em uma barragem.



Fonte: Adaptado de ANA (2016).

A água retida em um barramento feito de solo tende a percolar através do mesmo entre os vazios existentes entre os grãos, sendo algo que deve ser controlado, pois ao ocorrer uma percolação descontrolada há a possibilidade carregar os grãos de solo em direção a saídas não protegidas, ocasionando erosões internas (BRASIL, 1987). Oliveira (2014) afirma: “O solo é um material onde suas partículas sólidas se encontram de forma aleatória, posicionadas umas sobre as outras com vazios entre elas. Será por esses vazios que a água irá fluir.”.

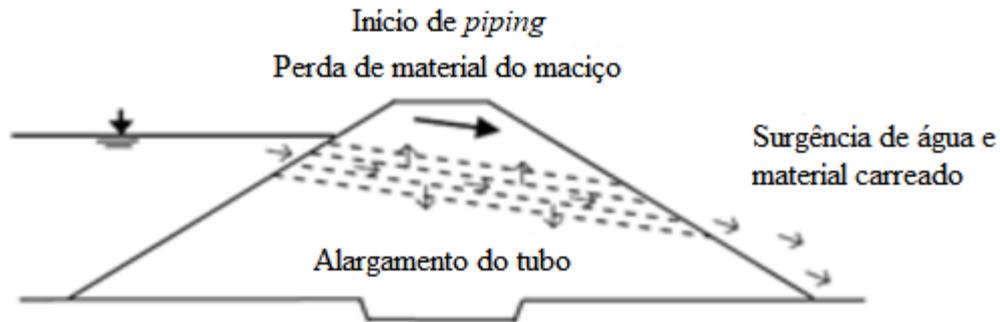
O tipo de solo e sua distribuição granulométrica influenciam diretamente no fluxo de água por meio dele. Um solo que tenha partículas mais finas, como as argilas, apresenta menor permeabilidade e, portanto, maior resistência à percolação da água, uma vez que possui vazios menores, enquanto que solos mais granulares, como as areias, apresentam maior permeabilidade, logo, maior facilidade para que ocorra o fluxo de água, pois possuem vazios maiores (CAPUTO, 1988).

Segundo ANA (2016) um dos cenários a ser considerado em um estudo de percolação é com o reservatório em operação, com o nível da água a montante na capacidade máxima e o nível a jusante no mínimo, a fim de gerar as maiores vazões normais possíveis para se fazer o dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

O controle inadequado do fluxo de água pode causar problemas, como perda excessiva de água, *piping* e ocorrência de areia movediça, estando a perda de água está associada a barramentos abastecidos por rios com pequena vazão (OLIVEIRA, 2014).

O *piping* é um carreamento de partículas causado por forças de percolação maiores que a resistência oferecida pelo solo e, em casos mais graves, pode resultar em ruptura. Segundo Gomes (2019), o *piping* é a ocorrência de uma erosão interna de jusante para montante dentro da barragem, na qual o solo é carreado pela água, formando tubos, ou *pipes*, que podem causar a ruptura da estrutura. Para Oliveira (2014), uma vez que a probabilidade do *piping* ocorrer é maior com o aumento do gradiente hidráulico e a diminuição da tensão confinante, o pé de jusante da barragem é a região mais crítica. A Figura 8 ilustra a ruptura de uma barragem por causa do *piping*.

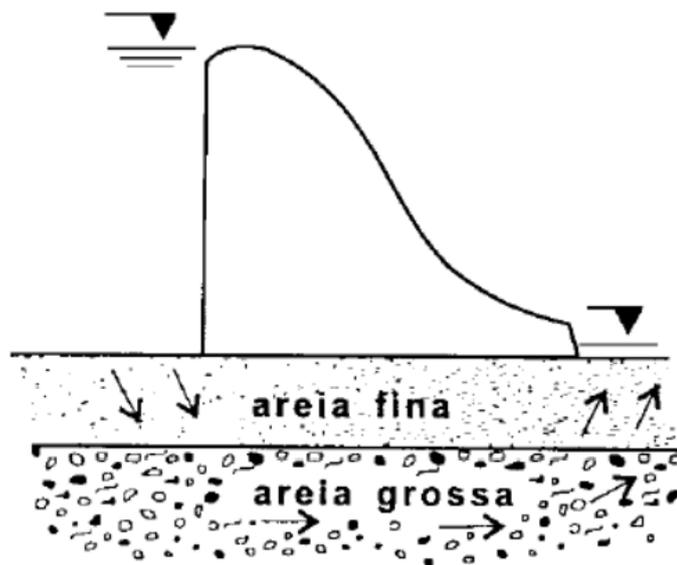
Figura 8 – Ruptura de barragem resultante do *piping*.



Fonte: Adaptado de Pimenta Filho (2013).

A areia movediça ocorre quando a areia está submetida a um gradiente hidráulico crítico, sendo esta condição provocada por um fluxo de água ascendente, e tem suas propriedades assemelhadas a um líquido (ABNT, 1995). A Figura 9 apresenta um exemplo de cenário de ocorrência de areia movediça, no qual a água percolará de montante para jusante pela camada de areia grossa, por haver vazios maiores, e subirá a jusante em movimento ascendente através da camada de areia fina.

Figura 9 – Situação de areia movediça.



Fonte: Pinto (2000).

### 2.2.2 Análise de estabilidade de talude

A análise de estabilidade de taludes é fundamental para a verificação da segurança de uma barragem de terra, evitando deslizamentos e rupturas. Ayala (2018) afirma que o

método determinístico de equilíbrio limite é amplamente utilizado por ser rápido, preciso e simples, enquanto que Barbosa (2014) aponta o método de equilíbrio limite como sendo o método mais utilizado devido a sua simplicidade, podendo ser empregados diversos métodos de análise, os quais serão abordados no Tópico 2.3.

As principais finalidades de uma análise de estabilidade de talude, de acordo com Dyminski (2011), são: propiciar a elaboração de projetos seguros e econômicos; examinar a probabilidade de ocorrer deslizamentos em taludes naturais ou artificiais; explicar deslizamentos que já aconteceram; explorar carregamentos excepcionais, como abalos sísmicos e explosões e pesquisar opções de ações preventivas e corretivas para projetos de taludes que já sofreram ruptura.

A ruptura de um talude se dá quando a tensão de cisalhamento atuante no solo é maior que a resistência ao cisalhamento oferecida pelo material em uma determinada superfície de ruptura, gerando um movimento de massa de solo (DAS, 2012). A Tabela 1 explicita os fatores desencadeadores dos movimentos de massa com sua ação causadora e os fenômenos associados.

Tabela 1 – Mecanismos desencadeadores de movimentos de massa.

<b>Ação</b>	<b>Fatores</b>	<b>Fenômenos</b>
	Remoção de massa (lateral ou base)	Erosão, escorregamentos e cortes
Aumento da solicitação	Sobrecarga	Peso de água de chuva, neve, granizo. Acúmulo natural de material (depósitos). Peso da vegetação. Construção de aterros.
	Solicitação dinâmica	Terremotos, ondas, vulcões, explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, materiais expansivos
Redução da resistência	Características do material	Características geomecânicas do material, tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito, variação nas poropressões

Fonte: Varnes (1978) apud Rezende (2013).

Segundo ANA (2016), a análise de estabilidade de talude da barragem deve ser feita considerando quatro cenários distintos de carregamento: ao final da construção, situação

de percolação estável, rebaixamento rápido e abalos sísmicos. A análise para o final da construção leva em consideração as poropressões criadas ao se utilizar solos de baixa permeabilidade. A situação de percolação estável caracteriza o reservatório em funcionamento com sua capacidade máxima por um período de tempo grande o bastante para saturar o maciço sujeito à percolação. O cenário de rebaixamento rápido da água durante a operação requer atenção maior em solos com permeabilidade baixa, pois resulta na redução de tensões principais e aumento da tensão de desvio. Por fim, a consideração da possibilidade de um sismo é recomendada mesmo em lugares com pouca atividade sísmica, pois mesmo não ocorrendo naturalmente, pode acontecer devido ao enchimento da própria barragem.

### ***2.2.3 Análise de tensões e deformações***

Os objetivos mais importantes na análise de tensões e deformações são, de acordo com Eletrobrás (2003), definir o melhor posicionamento do núcleo do barramento zonado e avaliar os riscos de fissuramento; ponderar a possibilidade de ruptura da fundação e do maciço; analisar se as deformações entre os diferentes tipos de materiais são compatíveis; controle dos recalques diferenciais para valores aceitáveis por meio da otimização do projeto de escavações e estabelecer a sobre-elevação da crista a fim de compensar os recalques após a construção.

A avaliação de tensões e deformações é processada por meio do Método dos Elementos Finitos ou Método das Diferenças Finitas, com auxílio de *softwares* computacionais que calculam esses parâmetros. No entanto, segundo Velloso e Lopes (2010), em casos de recalques é possível, além dos Métodos dos Elementos Finitos, adotar a solução da Teoria da Elasticidade.

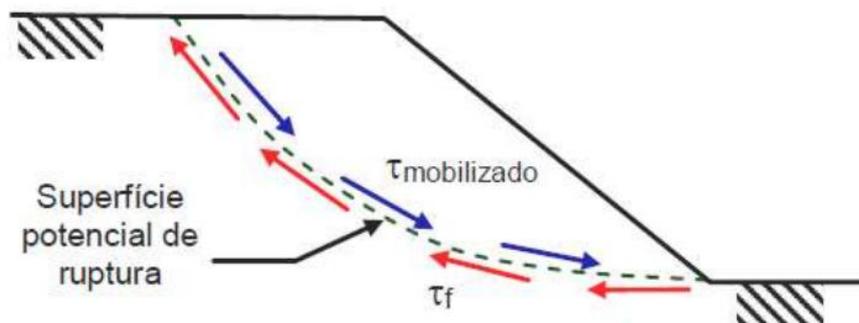
Com base em Rezende (2013), o estudo das tensões e deformações permite estabelecer áreas plastificadas, mesmo sem precisar de uma superfície de ruptura, indicando ruptura progressiva; estipular tensões de interesse para efetuar os ensaios de laboratório e ter conhecimento da grandeza das deformações.

## 2.3 Método de análise de estabilidade de taludes

### 2.3.1 Fator de segurança

ABNT (2009) deixa claro o conceito do fator de segurança em relação à resistência ao cisalhamento do solo: “Valor da razão entre a resistência (tensão cisalhante máxima disponível) e a resistência mobilizada (tensão cisalhante atuante ao longo da superfície de ruptura)”. Na Figura 10 está ilustrada a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo ( $\tau_f$ ) e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície potencial de ruptura ( $\tau_d$ ).

Figura 10 – Tensões e resistências atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura.



Fonte: Rezende (2013).

Matematicamente, o fator de segurança (FS) pode ser expresso pela equação (1):

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (1)$$

A resistência ao cisalhamento do solo, em termos de tensão efetiva pode ser determinada em função dos parâmetros do material, sendo eles coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ), além da tensão normal efetiva aplicada na superfície potencial de ruptura ( $\sigma'$ ) (DAS, 2012). A equação (2) apresenta a expressão para o cálculo da resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo.

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi' \quad (2)$$

Com isso, e baseado em Das (2012), há três casos possíveis de ocorrer ao se calcular o fator de segurança utilizando a equação (1). O primeiro é quando o resultado

numérico é maior que 1,0, significando que o talude em estudo está em equilíbrio estável. O segundo caso acontece quando o valor é igual a 1,0, indicando que o talude está em equilíbrio instável, em um estado de ruptura iminente. Por último, quando a resolução da expressão é menor que 1,0 significa que o talude não possui equilíbrio e certamente ruirá. Quando o fator de segurança é maior que 1,0, quanto maior o seu valor, mais seguro é o talude.

Um talude é dimensionado para possuir um fator de segurança predefinido e maior que 1,0, que é variável em função dos riscos envolvidos, garantindo uma margem de segurança. ABNT (2009) classifica os níveis de segurança em função dos riscos de perdas humanas, materiais e ambientais para encostas, não sendo, porém, aplicável a barragens.

Para barragens de terra e enrocamento, os fatores de segurança mínimos são baseados em três ocasiões cruciais que ocorrem ao longo de sua vida útil, sendo essas: ao final da construção, em regime de operação e no caso de esvaziamento rápido (USACE, 2003). A Tabela 2 mostra os valores dos fatores de segurança em barragens.

Tabela 2 – Fatores de segurança para os taludes das barragens de terra.

<b>Condição de análise</b>	<b>FS mínimo requerido</b>	<b>Talude</b>
Final de construção	1,3	Montante e jusante
Regime de operação	1,4	Jusante
Esvaziamento rápido	1,1	Montante

Fonte: Adaptado de USACE (2003).

### ***2.3.2 Hipóteses dos Métodos de Equilíbrio Limite***

De acordo com Fabrício (2006), os métodos de análise de estabilidade de taludes que utilizam o equilíbrio limite do solo incorporam as hipóteses abaixo:

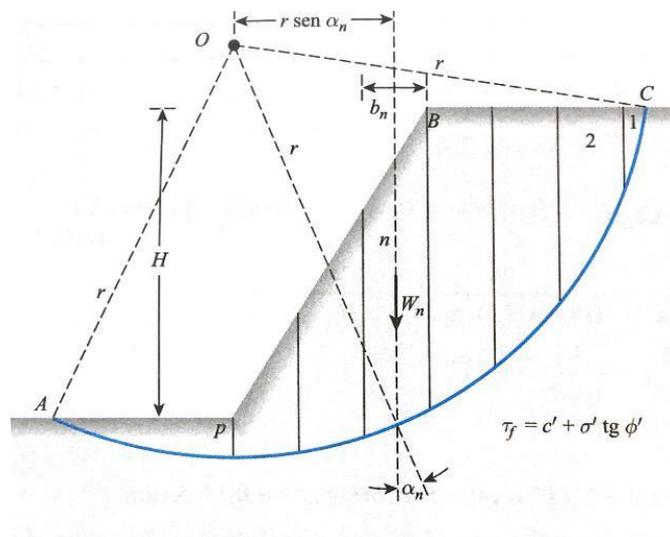
- a) A superfície de ruptura é bem definida;
- b) A condição de ruptura da massa de solo é generalizada e incipiente;
- c) O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura;
- d) O fator de segurança ao longo da superfície potencial de ruptura é único.

Um das maneiras de se tratar a massa de solo e considerar as cargas que influenciam na sua estabilidade é Método das Fatias, o qual, segundo Das (2012), divide a massa de solo acima da superfície de ruptura em diversas fatias verticais, cuja largura não

necessita ser a mesma. A base da fatia pode ser considerada reta, uma vez que a largura deve ser pequena.

A Figura 11 exibe um talude, de determinada altura ( $H$ ), com divisão em fatias de sua massa de solo e com sua superfície de ruptura, representada pelo arco de círculo  $AC$  com centro no ponto  $O$  e raio ( $r$ ). É possível também visualizar o peso da fatia ( $W_n$ ), a largura da fatia ( $b_n$ ) e a inclinação ( $\alpha_n$ ) entre o raio no ponto médio da base da fatia e a vertical atuando na em uma fatia típica ( $n$ ).

Figura 11 – Superfície circular de ruptura no Método das Fatias.

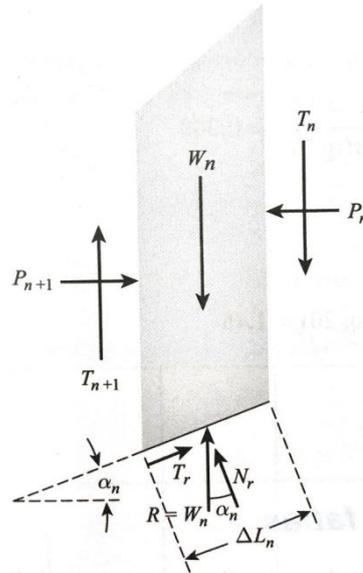


Fonte: Das (2012).

Há também forças a serem consideradas que atuam em cada fatia isoladamente, como apresentado na Figura 12. São ilustradas as forças normais atuantes nas faces da fatia ( $P_n$  e  $P_{n+1}$ ), as forças de cisalhamento nas faces da fatia ( $T_n$  e  $T_{n+1}$ ), a reação ( $R$ ) e suas componentes normal ( $N_r$  ou  $E$ ) e tangencial ( $T_r$  ou  $X$ ). Além disso, há a largura na base fatia ( $\Delta L_n$ ).

O Método Comum das Fatias, ou Método Sueco, assume que a poropressão é nula, para efeito de simplificação, e, visto que é difícil determinar as forças normais e cisalhantes nas faces da fatia, assume que as mesmas forças são iguais para ambos os lados, como afirma Morgenstern e Price (1965).

Figura 12 – Forças atuantes em uma fatia típica.



Fonte: Das (2012).

Pelo equilíbrio pode-se colocar a componente normal da reação em função do peso da fatia na equação (3), enquanto que a componente tangencial é expressa pela equação (4). A tensão normal efetiva é calculada pela equação (5).

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (3)$$

$$T_r = \tau_d \Delta L_n = \frac{\tau_f \Delta L_n}{FS} = \frac{[c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'] \Delta L_n}{FS} \quad (4)$$

$$\sigma' = \frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (5)$$

Dessa forma, é possível calcular o fator de segurança em função das forças atuantes na fatia, sua geometria e parâmetros do solo, como apresentado na equação (6).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \operatorname{sen} \alpha_n)} \quad (6)$$

Dentre os métodos que consideram o equilíbrio limite nos cálculos do fator de segurança, há algumas diferenças. A primeira diferença é entre as equações da estática que são atendidas, especificamente com relação ao equilíbrio de forças e de momentos. A Tabela 3 apresenta quais as equações de equilíbrio satisfeitas por cada método, como afirmado por

Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1954), Spencer (1967) e Morgenstern e Price (1965). A segunda distinção que existe entre os métodos está relacionada à consideração das forças, normal e cisalhante, atuantes entre as fatias e ao seu posicionamento. A Tabela 4 mostra como os diferentes métodos consideram as forças interfatias.

Tabela 3 – Condições de equilíbrio consideradas nos métodos.

<b>Método</b>	<b>Momento</b>	<b>Força</b>
Fellenius ou Ordinário	Sim	Não
Bishop Simplificado	Sim	Não
Janbu Simplificado	Não	Sim
Spencer	Sim	Sim
Morgenstern-Price	Sim	Sim

Fonte: Duncan e Wright (2014).

Tabela 4 – Relações de forças interfatias consideradas em cada método.

<b>Método</b>	<b>Normal (E)</b>	<b>Cisalhante (X)</b>	<b>Força</b>
Fellenius ou Ordinário	Não	Não	Sem forças interfatias
Bishop Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Variável

Fonte: Adaptado de Duncan e Wright (2014).

### 2.3.3 Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price (1965) considera tanto a condição de equilíbrio de momentos como também de forças no cálculo do fator de segurança, como mostrado na Tabela 3. Ademais, considera as forças normais e cisalhantes interfatias, visto na Tabela 4, sendo, portanto, um método mais rigoroso.

O método considera que existe uma relação entre as forças interfatias, representada por uma função ( $f(x)$ ) que pode variar ao longo da massa de solo. A equação (7) apresenta essa relação, na qual há um fator adimensional de escala ( $\lambda$ ). Semelhantemente, a

equação (8) apresenta a relação interfatias, porém constante, com valor igual a tangente do ângulo da resultante das forças interfatias em relação à horizontal ( $\theta$ ).

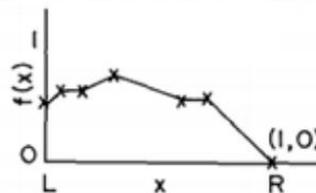
$$\frac{T}{P} = \lambda f(x) \quad (7)$$

$$\frac{T_n}{P_n} = \frac{T_{n+1}}{P_{n+1}} = tg\theta \quad (8)$$

Como apresentado na Tabela 4, o método de Morgenstern e Price (1965) considera que a função que representa a variação da relação das forças interfatias é variável e definida pelo usuário do método, como pode ser visualizado na Figura 13.

Figura 13 – Função adotada pelo método de Morgenstern e Price.

**f(x) = definida pelo usuário**



Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).

A força normal na base da fatia é calculada pela fórmula expressa na equação (9), a qual considera a variação das forças cisalhantes ( $\Delta T$ ) como sendo a subtração entre as forças cisalhantes ( $P_n - P_{n+1}$ ).

$$N_r = \frac{W_n - \frac{c' \Delta L_n \text{Sen} \alpha_n}{FS} + \Delta T}{\text{Cos} \alpha_n + \frac{tg \phi' \text{Sen} \alpha_n}{FS}} \quad (9)$$

Com isso, o fator de segurança pelo método de Morgenstern e Price (1965) é calculado pela equação (10).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} \left[ \frac{(c' b_n + W_n tg \phi' + \Delta T tg \phi')}{\text{Cos} \alpha_n + \frac{tg \phi' \text{Sen} \alpha_n}{FS}} \right]}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \text{Sen} \alpha_n)} \quad (10)$$

## 2.4 Estado da Arte

Alguns autores já estudaram a resistência ao cisalhamento na interface entre solos e outros materiais por meio de ensaios laboratoriais.

Wingler e Vilar (2005) estudaram a resistência ao cisalhamento da interface entre solos e geomembranas por meio do ensaio de *ring shear*. Os resultados atingidos apontam que o comportamento da interface é influenciado essencialmente pelas características das geomembranas utilizadas, em especial a textura e a flexibilidade. Geomembranas mais flexíveis apresentaram valores de ângulo de atrito superiores às mais rígidas, enquanto que com relação à textura, geomembranas mais rugosas apresentaram valores de ângulo de atrito significativamente maiores que as lisas.

Miranda (2009) avaliou experimentalmente a resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço em reforços unidirecionais em obras de contenção por meio de ensaios de arrancamento em fitas metálicas, no caso de terra armada, e chumbadores, no caso de solo grampeado. Com os resultados obtidos, concluiu-se que nos ensaios com fitas metálicas o valor da resistência ao cisalhamento da interface sugerido pela norma não corresponde aos obtidos experimentalmente. Concluiu-se também, nos ensaios com chumbadores, que o diâmetro e o comprimento dos mesmos não exerceram influência na resistência da interface.

Lima e Bueno (2010) compararam valores de resistência ao cisalhamento da interface entre solo e calda de cimento obtidos em laboratório e no campo por meio de ensaios de arrancamento. Os resultados obtidos em laboratório foram próximos aos alcançados nos ensaios de arrancamento. No entanto, percebeu-se que nos ensaios de cisalhamento da interface entre solo e calda de cimento os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) sofreram redução com o aumento do tempo de cura, devido à camada de cimento ganhar maior rigidez, interagindo menos com as partículas de solo.

Penha *et al.* (2015) estudaram a resistência ao cisalhamento na interface entre solo argiloso compactado e geotêxtil por meio de ensaio de cisalhamento direto. Os resultados obtidos indicam que há uma pequena variação do ângulo de atrito, mas uma queda acentuada na adesão entre o geotêxtil e o solo, alcançando valores próximos a zero. Em amostras submetidas às condições ambientes por vários meses ocorreu a perda de adesão e o crescimento do ângulo de atrito devido ao processo de lixiviação da fração fina.

Wanderley Neto (2020) estudou experimentalmente a interface solo-concreto, considerando solos não saturados, verificando a variação da sucção nessa interface ao longo do tempo e sua influencia na resistência ao cisalhamento da interface. Ao final do estudo

concluiu-se que a variação da sucção dos materiais da interface depende do tipo de solo de fundação e das condições de saturação no momento da concretagem, tendo esta variação influência na resistência ao cisalhamento da interface.

Diante do exposto anteriormente, o presente trabalho tem como objetivo estudar a resistência ao cisalhamento na interface entre solo arenoso e argiloso e analisar a sua influência nas análises de estabilidade de taludes de barragem zonada.

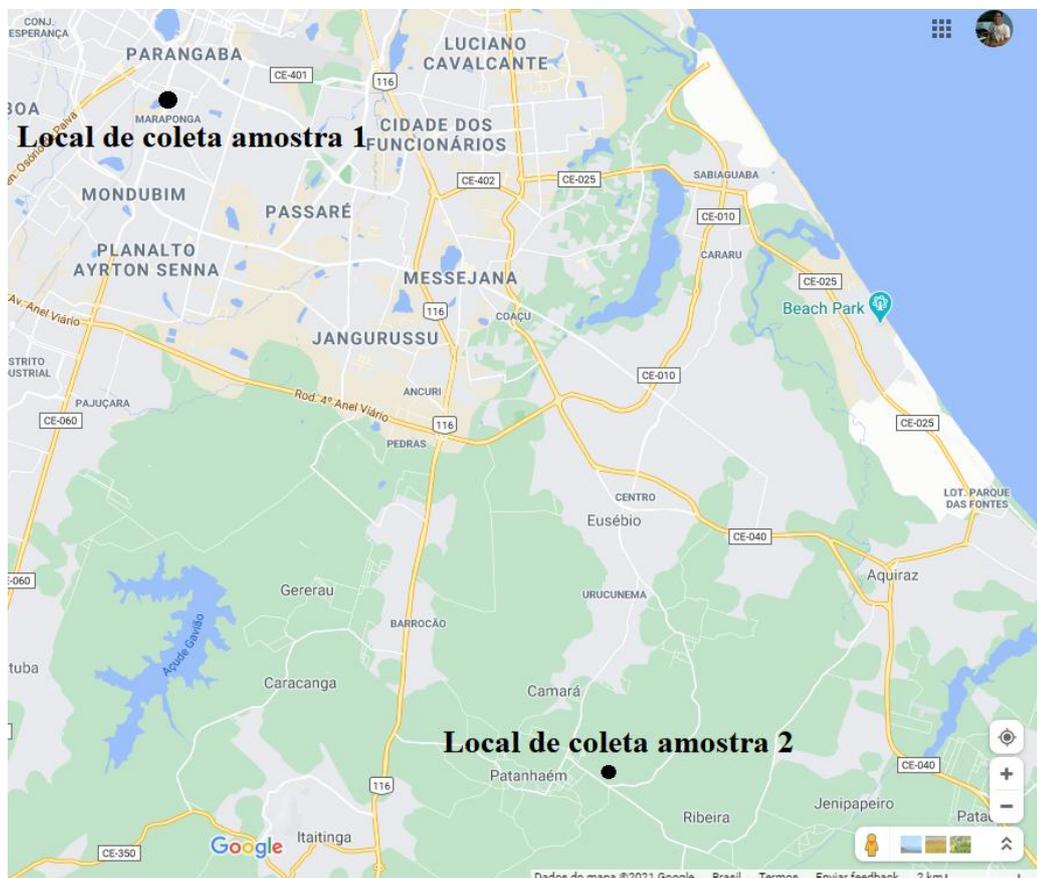
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo visa apresentar as informações referentes aos procedimentos e metodologia adotados no andamento deste trabalho. Inicialmente, serão expostas as informações de coleta e ensaios laboratoriais realizados nas amostras. Em seguida, serão apontadas as características geotécnicas dos materiais em estudo. Por fim, será definida a geometria da barragem para as análises numéricas.

#### 3.1 Solo utilizado

Na presente pesquisa foram utilizados dois tipos de solos coletados deformadamente em lugares distintos. O solo da Amostra 1 foi coletada às margens da Lagoa da Maraponga, na cidade de Fortaleza-Ce. O solo da Amostra 2 foi cedido pela Cerâmica Assunção LTDA, situada na Rodovia BR 116 Km 22, em Aquiraz-Ce. A Figura 14 apresenta ambas as localizações dos locais de coleta.

Figura 14 – Localização da área de coleta das amostras.



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 3.2 Caracterização geotécnica dos solos e classificação no SUCS

Os ensaios de caracterização geotécnica empregados nessa pesquisa foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e pavimentação (LMSP) da UFC, seguindo os métodos de ensaios definidos nas seguintes normas técnicas:

- NBR 6457/2016 – Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 6459/2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 7181/2016 – Solo – Análise granulométrica;
- NBR 7182/2016 – Solo – Ensaio de compactação;
- DNER – ME 093/94 – Solos – Determinação da densidade real;

Por meio de análise granulométrica foram obtidas as porcentagens médias de tamanho dos grãos para cada solo, baseando-se na classificação de American Society For Testing And Materials – ASTM (1998), conforme mostrado na Tabela 5.

Os valores de porcentagem passante em cada abertura das peneiras resultantes dos ensaios de peneiramento realizados nos dois solos e de sedimentação, com defloculante, realizados estão apresentados no Apêndice A.

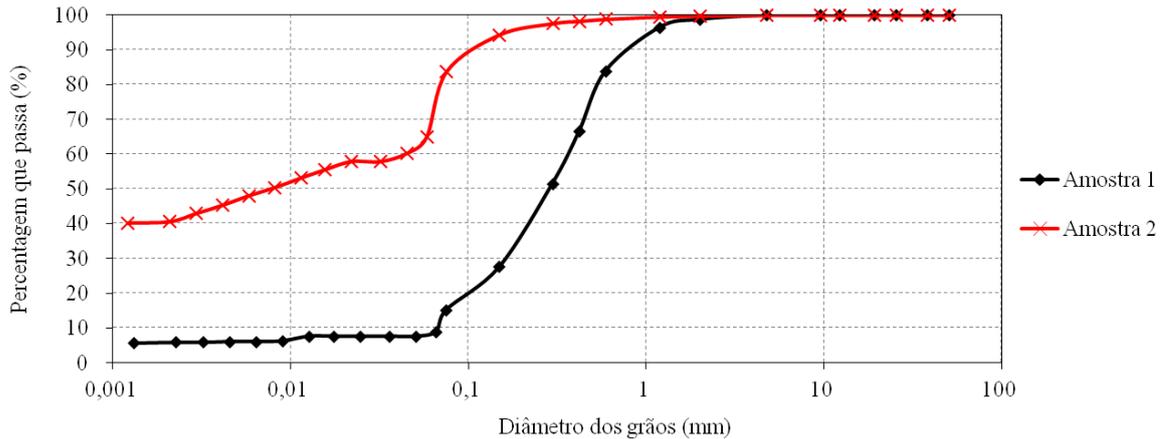
Tabela 5 – Porcentagem média de materiais em cada amostra.

<b>Tipo</b>	<b>Amostra 1</b>	<b>Amostra 2</b>
Areia grossa	1%	0%
Areia média	33%	2%
Areia fina	51%	15%
Silte	9%	38%
Argila	6%	5%
Coloide	0%	40%

Fonte: Elaborado pelo autor.

As curvas granulométricas resultantes dos ensaios de granulometria das amostras em estudo estão apresentadas na Figura 15. Na Tabela 6 são mostrados os diâmetros específicos ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$ ), o coeficiente de uniformidade ( $cu$ ) e o coeficiente de curvatura ( $Cc$ ).

Figura 15 – Curvas de distribuição granulométrica dos solos utilizados.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 6 – Valores de diâmetros específicos e coeficientes.

Tipo	Amostra 1	Amostra 2
$D_{10}$ (mm)	0,08	0,00
$D_{30}$ (mm)	0,20	0,00
$D_{60}$ (mm)	0,35	0,05
Cu	4,38	-
Cc	1,43	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

As amostras também foram ensaiadas para se conhecer os índices de consistência. A Amostra 1 foi classificada como não líquida (NL) e não plástica (NP). Já a Amostra 2 apresentou limite de liquidez (LL) de 38%, limite de plasticidade (LP) de 20% e índice de plasticidade (IP) de 18%.

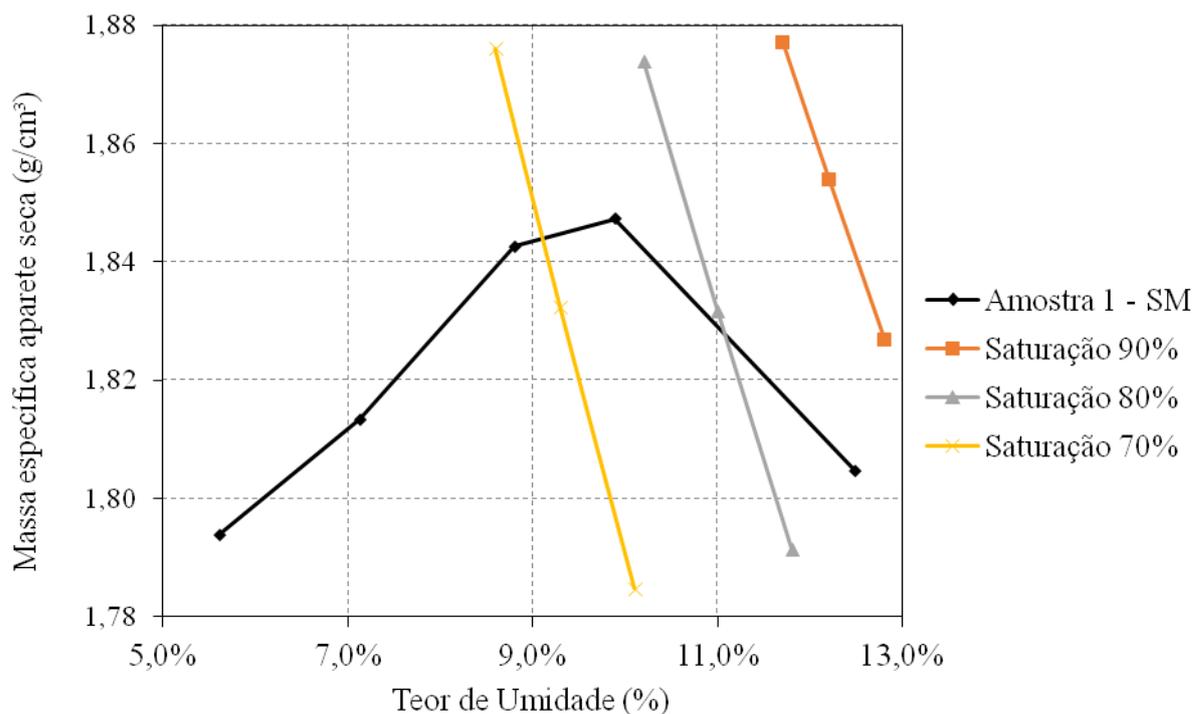
As amostras ensaiadas apresentam curvas de distribuição granulométricas distintas e, associadas aos índices de consistência, apresentam classificações diferentes pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). A Amostra 1 é classificada como SM (areia siltosa) e a Amostra 2 é classificada como CL (argila de baixa compressibilidade).

Foram realizados ensaios para obtenção das massas específicas dos grãos passantes na peneira de abertura 2,00 mm, resultando em: Amostra 1 com massa específica de  $2,66 \text{ g/cm}^3$  e, conseqüentemente, peso específico de  $26,09 \text{ kN/m}^3$  de solo da Amostra 1; enquanto que a Amostra 2 apresentou massa específica de  $2,68 \text{ g/cm}^3$  ( $26,29 \text{ kN/m}^3$ ). O Apêndice B mostra os valores calculados para a determinação das massas específicas dos grãos.

Os ensaios de compactação dos solos foram realizados na energia Proctor Normal, por ser um dos métodos de compactação mais utilizados em laboratório para avaliar o comportamento do solo e um meio para controlar a compactação em campo, além de ser utilizado para definir as condições de projeto da maioria das obras de engenharia geotécnica (TORRALBA, 2007).

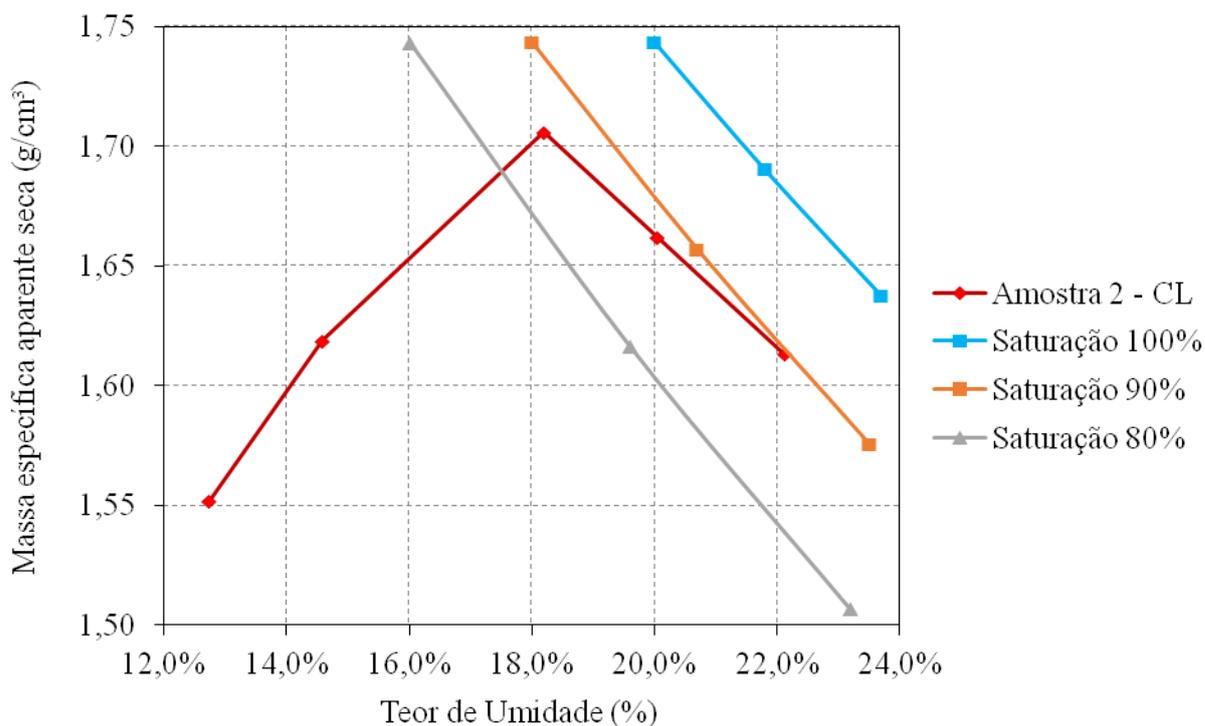
Dessa forma, obteve-se para a Amostra 1 uma massa específica aparente seca máxima de  $1,85 \text{ g/cm}^3$  e teor de umidade ótima de 10% com grau de saturação de aproximadamente 75%, conforme mostrado na Figura 16. Por fim, a Amostra 2 resultou em massa específica aparente seca máxima de  $1,71 \text{ g/cm}^3$  e teor de umidade ótima de 18,5% com grau de saturação entre 80% e 90%, de acordo com a Figura 17. O Apêndice C apresenta as planilhas com os dados relacionados aos ensaios de compactação.

Figura 16 – Curva de compactação da Amostra 1.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 17 – Curva de compactação da Amostra 2.



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 3.3 Ensaio de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade seguiram as seguintes normas técnicas:

- NBR 13292/1995 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante;
- NBR 14545/2000 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável;

Foram realizados nas Amostras 1 e 2 ensaios de permeabilidade para se obterem os coeficientes de permeabilidade dos solos granulares e argilosos com base nas normas NBR 13292/1995 e NBR 14545/2000, respectivamente. As amostras utilizadas nos ensaios de permeabilidade foram compactadas nas suas umidades ótimas obtidas por meio dos ensaios de compactação com energia Proctor Normal.

Para a Amostra 1 foi obtido um coeficiente de permeabilidade de solo granular de  $5,0 \times 10^{-4}$  cm/s e para a Amostra 2 foi obtido um coeficiente de permeabilidade de solo argiloso de  $2,8 \times 10^{-7}$  cm/s, estando tais valores consoantes com os intervalos de coeficiente de permeabilidade esperados de diferentes solo segundo Casagrande e Fadum (1940). As

condições de moldagem dos corpos de prova e os valores obtidos com os ensaios estão no Apêndice D.

### **3.4 Ensaio de resistência ao cisalhamento**

Com base na norma ASTM D3080 – 98 – *Standard test method for direct shear test of soil under consolidated drained conditions*, foram realizados ensaios de cisalhamento direto de deformação controlada para a obtenção dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno.

Os ensaios foram realizados considerando três cenários: o primeiro apenas com a Amostra 1; o segundo apenas com a Amostra 2; e o terceiro utilizando as Amostras 1 e 2 cisalhando na interface. As amostras utilizadas nos ensaios de resistência ao cisalhamento foram preparadas com base nos dados resultantes das curvas de compactação, sendo, dessa forma, confeccionadas nas suas umidades ótimas a fim de se obter as massas específicas aparentes secas máximas.

Os cenários com amostras homogêneas foram retiradas de corpos de prova de solos compactados no cilindro de compactação Proctor Normal e posteriormente esculpidas o corpo de prova. O cenário com as amostras heterogêneas foi compactada dinamicamente na caixa de cisalhamento quadrada, de dimensões 5,1 cm x 5,1 cm bipartida com 3,3 cm de altura, em uma camada única de cada solo, controlando a quantidade de solo e a altura na caixa para garantir as condições, resultando em duas camadas de solo separadas na metade da altura da caixa de cisalhamento bipartida. As velocidades dos ensaios de cisalhamento direto tiveram seus valores variados entre 0,0176 e 0,4594 mm/min, sendo esses valores adotados com base no que a norma ASTM D3080 – 98 especifica com base na etapa de adensamento. O Apêndice E expõe as planilhas com os dados do ensaio de cisalhamento direto.

### **3.5 Escolha do *software* utilizado nas análises numéricas**

Nas simulações numéricas as equações de fluxo foram resolvidas pelo Método dos Elementos Finitos por meio do *software Slide 6.0*. O cálculo do fator de segurança adotado no *software* foi o de Morgenstern e Price (1965) por ser mais rigoroso, uma vez que considera tanto a condição de equilíbrio de momentos como também de forças no cálculo do fator de segurança, além de considerar que as forças cisalhantes interfatias não são constantes ao longo da massa deslizante, sendo, assim, mais realista.

### 3.6 Definição da geometria da barragem

Para as análises numéricas a serem realizadas foi criada uma seção fictícia de uma barragem de terra zonada composta com os materiais estudados das Amostras 1, 2 e Interface, atentando para as propriedades hidráulicas e de resistência ao cisalhamento das mesmas.

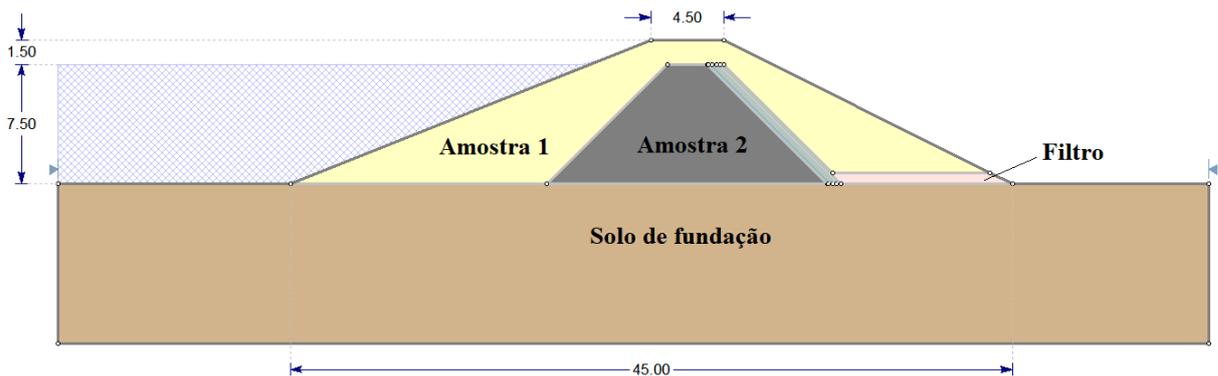
A escolha das dimensões da seção do barramento foi feita baseando-se em Matos *et al.* (2012), considerando uma barragem de pequeno porte com altura de 9 m, largura da crista de 4,5 m e com folga entre o nível máximo de água e a crista de 1,5 m. As inclinações dos taludes externos de montante e jusante foram baseadas na Tabela 7, considerando um material do tipo geral. A Figura 18 mostra a seção transversal da barragem.

Tabela 7 – Inclinação dos taludes em função dos materiais usados e da altura da barragem.

Material da barragem	Até 5,0 m		De 5,1 m até 10,0 m	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
Solos argilosos	2,00:1	1,75:1	2,75:1	2,25:1
Solos areno-siltosos/argilosos	2,25:1	2,00:1	3,00:1	2,25:1
Geral	2,50:1	2,00:1	2,50:1	2,00:1

Fonte: Adaptado de Matos *et al.* (2012).

Figura 18 – Seção fictícia da barragem zonada adotada.



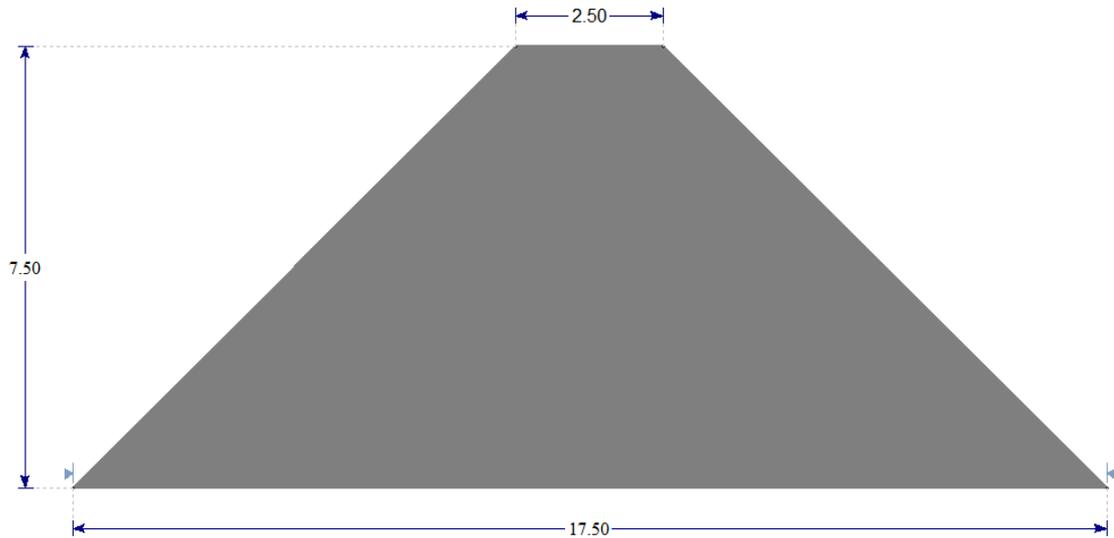
Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o solo de fundação da barragem considerou-se uma permeabilidade inferior aos demais materiais usados, com valor de  $1,0 \times 10^{-9}$  cm/s, induzindo a maior parte do fluxo de água ocorrer pela própria barragem.

Uma vez que essas inclinações referem-se aos taludes externos do barramento e que Matos *et al.* (2012) afirmam que a largura do núcleo deve ser superior a 1/3 da altura de

lâmina de água acima do ponto referencial, foi adotada uma inclinação para o núcleo de 1,00:1, com altura igual ao nível máximo de água e com largura da crista de 2,5 m, como mostra a Figura 19.

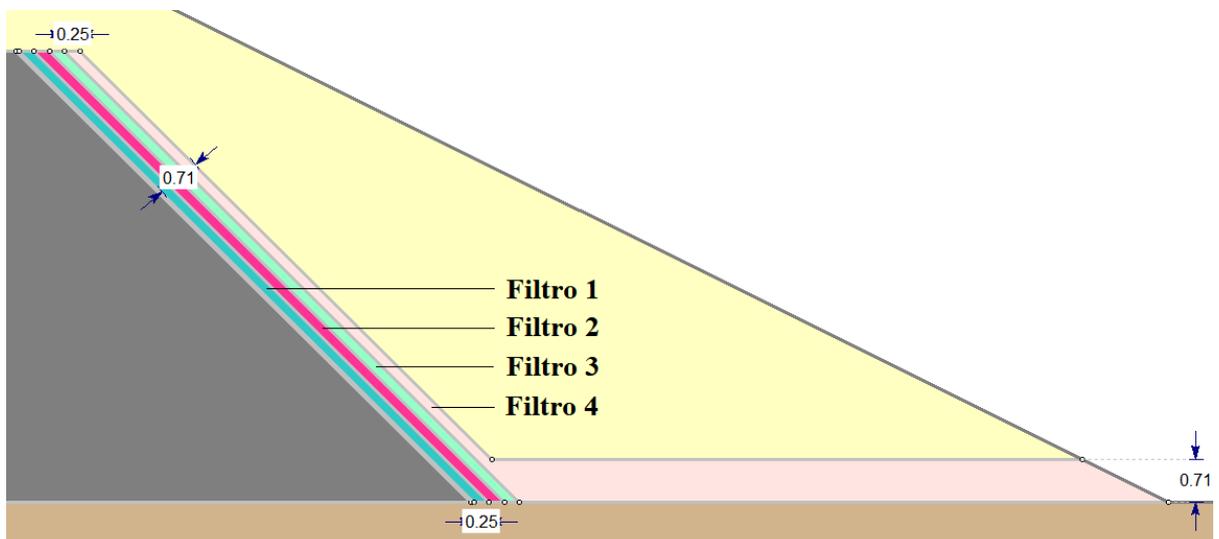
Figura 19 – Núcleo da barragem zonada adotada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O filtro da barragem adotado foi dividido em quatro subcamadas com espessuras iguais na parte inclinada do filtro, com coeficientes de permeabilidades variando gradualmente da ordem de  $10^{-6}$  a  $10^{-3}$  cm/s, para obter uma representação mais real do fluxo da barragem nas simulações numéricas computacionais, conforme mostra a Figura 20.

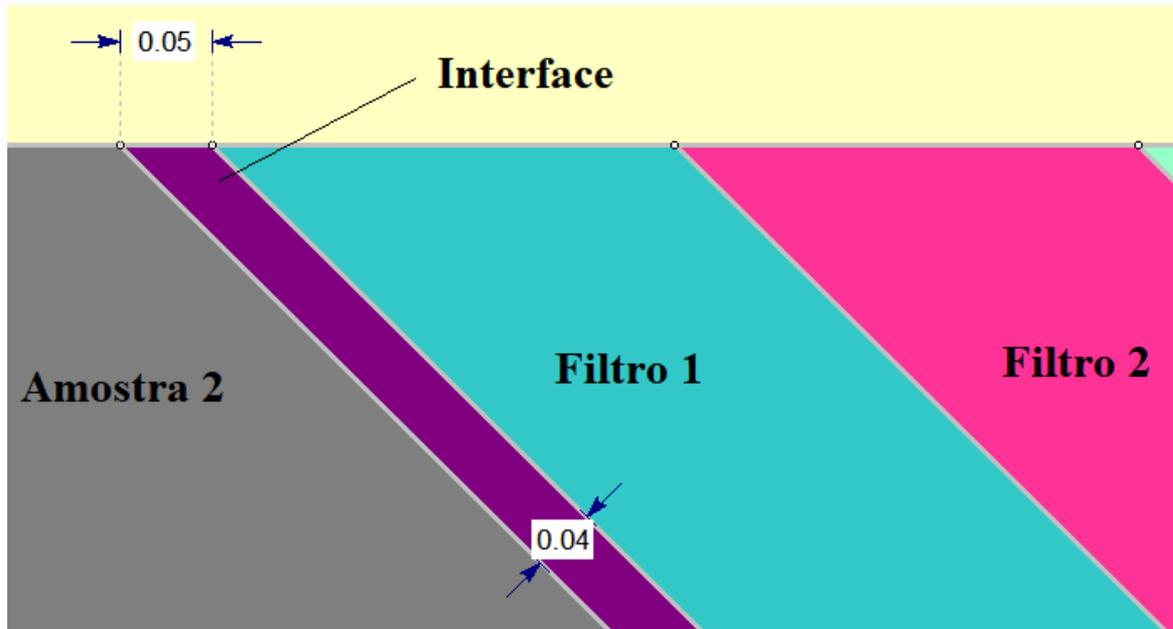
Figura 20 – Detalhe do filtro da barragem zonada adotada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Interface foi adotada como sendo uma camada de pequena espessura entre o núcleo e o filtro, de forma que não causa influência no fluxo de água, conforme a Figura 21.

Figura 21 – Detalhe da camada de interface da barragem zonada adotada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

## **4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**

O presente capítulo visa apresentar os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, a análise de fluxo e as análises de estabilidade de taludes para verificar a influência da resistência ao cisalhamento da interface na estabilidade do talude do corpo da barragem.

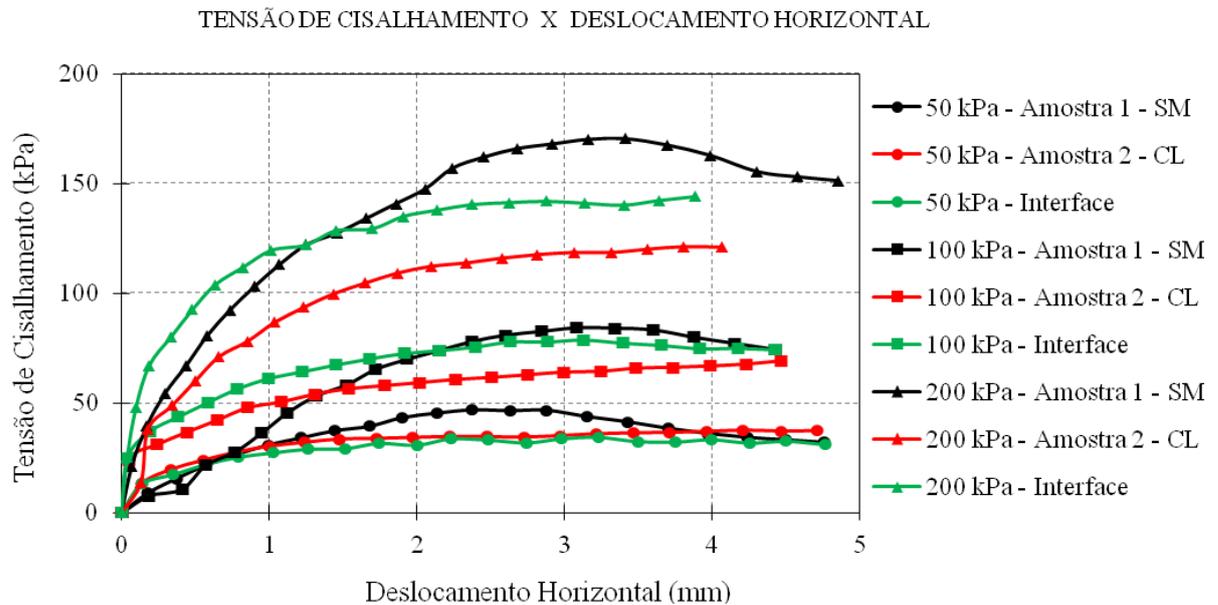
### **4.1 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto**

O ensaio de cisalhamento direto foi utilizado para a obtenção da coesão e do ângulo de atrito interno dos solos em estudo, tendo os corpos de prova sido preparados com as Amostras 1, 2 e na interface das Amostras 1 e 2 até a ruptura com inundação de água para averiguar se havia diferenças entre os valores dos parâmetros de resistência obtidos para os solos isolados e para a interface entre os mesmos. Esta possível diferença poderia demonstrar a influência da interface de solos nos parâmetros de resistência dos ensaios.

Em todas as confecções dos corpos de provas foram utilizados os solos nas suas massas específicas aparentes secas máximas com seus respectivos teores de umidade ótimos e, para os corpos de provas de solo homogêneo foi feita a compactação na energia Proctor Normal, enquanto que o corpo de prova feito para a interface de ambos os solos foi feita uma compactação dinâmica na própria caixa de cisalhamento quadrada.

A Figura 22 mostra as tensões obtidas para cada deslocamento horizontal no ensaio de cisalhamento direto com inundação para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa para as Amostras 1, 2 e a Interface.

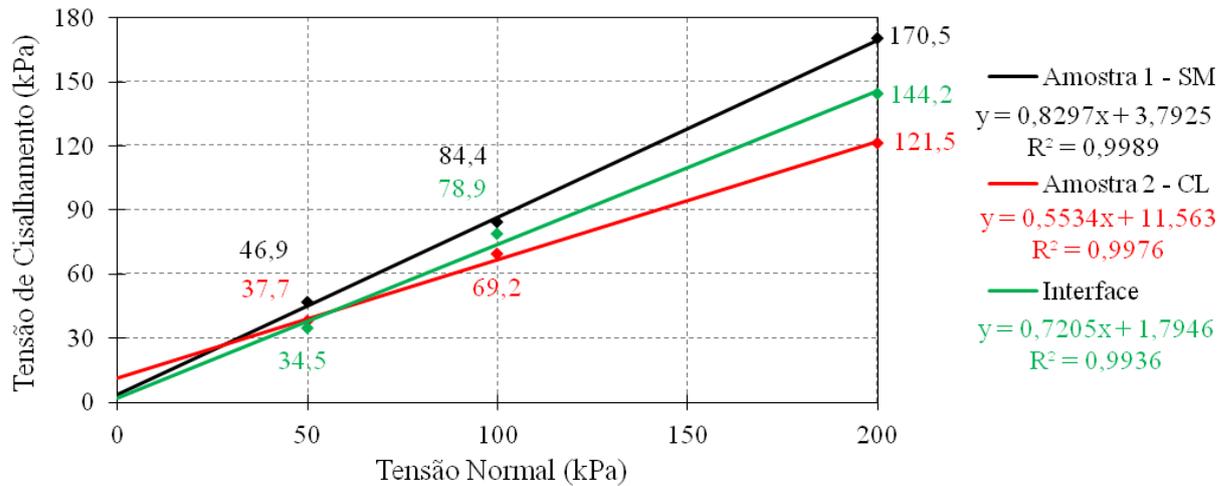
Figura 22 – Curvas de tensão de cisalhamento em função do deslocamento horizontal.



De acordo com os dados apresentados na Figura 22 percebe-se que a Amostra 1, sendo um solo SM (areia siltosa), apresenta relativos picos de resistência nos níveis de tensões normais aplicadas com aumento de tensão antes e leve queda depois, embora não tão bem definidos. Enquanto isso, a Amostra 2, um solo CL (argila de baixa compressibilidade), não apresenta picos de resistência, apresentando aumento de tensão e posterior estabilização, alcançando valores de tensão menores que a Amostra 1. Já a Interface apresenta comportamento mais parecido com o da Amostra 2 com relação à estabilidade final, embora, em sua maior parte, esses valores sejam intermediários entre os obtidos com as Amostras 1 e 2.

A Figura 23 apresenta as envoltórias de resistências obtidas por meio das tensões normais aplicadas e dos valores máximos de tensões cisalhantes alcançados durante a realização dos ensaios para cada solo ensaiado, juntamente com as retas de tendência, suas equações e respectivos coeficientes de determinação linear.

Figura 23 – Envoltórias de tensão cisalhante na ruptura em função da tensão normal.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A envoltória da Amostra 1 apresenta uma reta partindo próxima do zero, indicando um intercepto coesivo baixo, apresentando valores de tensões de cisalhamento maiores que os demais solos e uma reta com maior ângulo de inclinação, apontando para um maior valor do ângulo de atrito interno, estando de acordo com o esperado para uma areia siltosa. A envoltória da Amostra 2 apresenta uma reta que toca o eixo das ordenadas num ponto mais acima do zero, significando um maior valor de intercepto coesivo se comparado aos outros solos e menor inclinação entre os três ensaios, resultando no menor ângulo de atrito interno, conforme esperado para uma argila. A envoltória da Interface apresenta valores de tensão cisalhante intermediários entre as Amostras 1 e 2 com uma inclinação também compreendida entre as inclinações das Amostras 1 e 2, porém, tocando o eixo das ordenadas num ponto muito próximo do zero, indicando um intercepto coesivo inferior aos demais solos. Os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Intercepto coesivo e ângulo de atrito dos solos ensaiados.

Amostra	Intercepto coesivo (kPa)	Ângulo de atrito (°)
1	3,79	39,7
2	11,56	29,0
Interface	1,79	35,8

Fonte: Elaborado pelo autor.

É perceptível o baixíssimo valor do intercepto coesivo, quase nulo, na Interface, posto que não houve tempo suficiente para existir algum processo de cimentação temporário.

Pode-se notar também, por meio da Figura 23, que as envoltórias podem ser bem representadas pelo modelo estatístico linear adotado e, com base na Tabela 8, que a Interface apresenta valor de intercepto coesivo ligeiramente inferior ao da Amostra 1 e valor de ângulo de atrito intermediário entre a Amostra 1 e a Amostra 2, porém estando mais próximo do solo arenoso.

#### 4.2 Análise de fluxo e estabilidades de taludes

A Tabela 9 apresenta os parâmetros dos materiais utilizados nas simulações de análise de fluxo e de estabilidade de taludes.

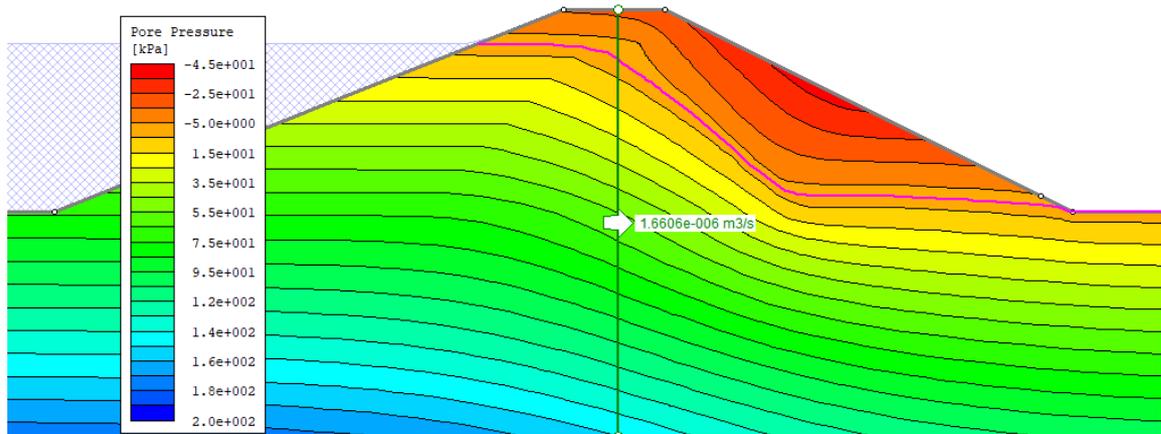
Tabela 9 – Parâmetros dos materiais utilizados nas simulações do *software Slide*.

<b>Materiais</b>	<b>Coefficiente de permeabilidade (cm/s)</b>	<b>Coesão (kPa)</b>	<b>Ângulo de atrito (°)</b>
Amostra 1	$5,0 \times 10^{-4}$	3,79	39,7
Amostra 2	$2,8 \times 10^{-7}$	11,56	29,0
Interface	$1,0 \times 10^{-7}$	1,79	35,8
Filtro 1	$1,0 \times 10^{-6}$	0	40
Filtro 2	$1,0 \times 10^{-5}$	0	40
Filtro 3	$1,0 \times 10^{-4}$	0	40
Filtro 4	$1,0 \times 10^{-3}$	0	40
Solo de fundação	$1,0 \times 10^{-9}$	1	35

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 24 apresenta a vazão de percolação em cenário de barragem em regime de operação, com reservatório cheio, no meio do barramento e valores de poropressão ao longo do corpo da barragem utilizados na simulação da estabilidade dos taludes.

Figura 24 – Distribuição de poropressões na barragem.

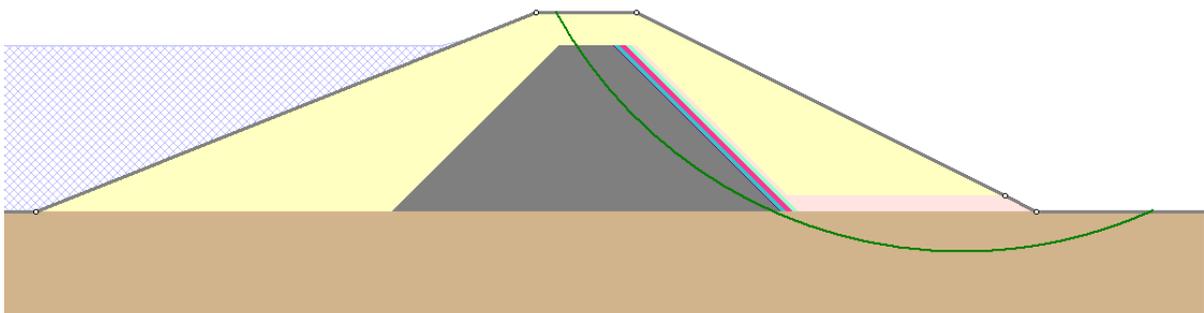


Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 24 expõe o comportamento hidráulico da seção da barragem, apresentando baixos valores de poropressão no topo da barragem e no talude de jusante em altura acima da linha piezométrica, representando a maior parte do talude, e valores maiores no núcleo e em toda a seção abaixo da linha piezométrica. Tais valores de poropressões são computados nos cálculos de estabilidade de taludes realizados pelo *software*.

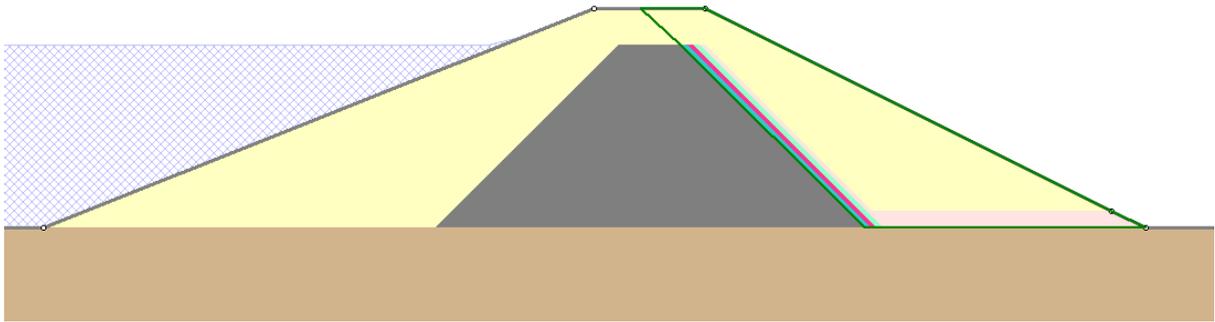
Para a análise de estabilidade de talude foram pressupostos quatro cenários: o primeiro é apresentado na Figura 25 e considera uma superfície potencial de ruptura circular ao longo do maciço. Os demais cenários estão representados na Figura 26 e consideram uma superfície potencial de ruptura não circular passando no meio da camada da interface: o segundo cenário considera que essa camada possui os parâmetros de resistência ao cisalhamento da Interface da Tabela 9; o terceiro considera que a camada possui as propriedades da Amostra 2, enquanto que no quarto cenário a camada possui os mesmos parâmetros da Amostra 1. Os resultados dos fatores de segurança de cada cenário estão expostos na Tabela 10.

Figura 25 – Superfície potencial de ruptura circular com FS de 1,75.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 26 – Superfície potencial de ruptura não circular ao longo da camada de interface.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 10 – Resultados das análises de estabilidade de taludes.

Cenário	Superfície	Propriedade do material da interface	Fator de segurança
1	Circular	–	1,75
2	Não circular	Interface	2,20
3	Não circular	Amostra 2	2,25
4	Não circular	Amostra 1	2,35

Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se pela Tabela 10 que a superfície circular apresenta o menor valor do fator de segurança, sendo esta superfície a ser considerada como potencial de ruptura. Dentre as superfícies não circulares a que apresentou menor valor foi a que considerou os parâmetros da Interface, enquanto que o maior valor foi obtido considerando os parâmetros da Amostra 1. Vale ressaltar que todas as superfícies analisadas apresentaram fatores de segurança superiores a 1,4, atendendo ao especificado na Tabela 2 para barragens em regime de operação.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISA

O presente capítulo visa apresentar as principais conclusões, embasadas nos resultados obtidos dos ensaios de laboratório e das análises realizadas, além de sugestões para pesquisas futuras sobre o tema tratado.

### 5.1 Conclusões

#### 5.1.1 *Ensaio de cisalhamento direto*

A partir dos resultados obtidos com os ensaios de cisalhamento direto, é perceptível o intercepto coesivo na Interface apresenta valor baixíssimo, quase nulo, uma vez não houve tempo suficiente para haver algum processo de cimentação temporário. É possível, no entanto, com o passar do tempo e dependendo das características mineralógicas dos materiais, haver alguma cimentação na interface que daria a ela um maior valor.

Ademais, a Interface apresentou um elevado ângulo de atrito, pois, apesar da amostra 2 ser um solo argiloso, ela possui uma parcela de areia, conforme indicado na Tabela 5, e um ângulo de atrito significativo para solos argilosos, contribuindo para o resultado obtido.

Dessa forma, conclui-se que se perde o intercepto coesivo na interface entre o solo arenoso e argiloso e, portanto, o comportamento de resistência ao cisalhamento da interface, no caso em estudo, é comandado, majoritariamente, pelas características do solo arenoso da Amostra 1, em detrimento do solo argiloso da Amostra 2, uma vez que seus parâmetros assumem comportamento semelhante ao de um solo arenoso, apresentando, inclusive, valor de ângulo de atrito compreendido entre os dois materiais, porém elevado.

#### 5.1.2 *Análises de estabilidade de taludes*

Por meio das análises de estabilidade de taludes da barragem de seção fictícia apresentada na Figura 18 com os materiais da Tabela 9, percebe-se que os fatores de segurança obtidos nas análises de superfícies de ruptura não circulares ao longo da camada de interface, considerando as resistências da Amostra 1 (arenoso), Amostra 2 (argiloso) e da Interface, possuem valores decrescentes, conforme se verifica na Tabela 10, na ordem apresentada: Amostra 1, Amostra 2 e Interface.

Assim sendo, conclui-se que a resistência ao cisalhamento da interface entre o solo arenoso e argiloso, no presente estudo, exerce maior influência na estabilidade do talude de jusante da barragem zonada se comparado aos materiais arenoso e argiloso isolados levando em consideração uma superfície de ruptura não circular.

Ao se considerar a análise de estabilidade de talude com superfície de ruptura circular foi obtido um valor de fator de segurança inferior aos demais cenários que consideraram superfícies não circulares. No entanto, todos os cenários analisados atenderam às condições mínimas de segurança necessárias em regime de operação da barragem, conforme exposto nas Tabelas 2 e 10.

Diante disso, nos cenários analisados, para os materiais utilizados e o tipo de estrutura analisada, conclui-se que considerar uma superfície de ruptura circular ao longo do corpo da barragem zonada na análise de estabilidade de talude é o método mais conservador e a favor da segurança. Portanto, conclui-se ainda que a resistência ao cisalhamento da interface entre o solo arenoso e argiloso não influenciou na estabilidade da barragem zonada estudada.

## **5.2 Sugestões para futuras pesquisas**

Algumas sugestões para futuras pesquisas que possam dar prosseguimento no tema abordado neste trabalho estão a seguir:

- Estudar a influência da resistência ao cisalhamento da interface entre solos arenosos e argilosos com diferentes parâmetros de resistência na estabilidade de barragem zonada;
- Estudar a influência da resistência ao cisalhamento da interface entre solos arenosos e argilosos em barragem zonada de maior porte;
- Estudar a influência da resistência ao cisalhamento da interface entre solos arenosos e argilosos em barragem zonada com condições de zoneamento mais heterogêneo;
- Estudar a influência da resistência ao cisalhamento da interface entre solo arenoso e o filtro em barragem zonada;
- Estudar a influência da resistência ao cisalhamento da interface entre solo argiloso e o filtro em barragem zonada.

## REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Diretrizes para a elaboração de projetos de barragens**. Brasília: ANA, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D422 – 63 – Standard test method for particle-size analysis of soils**. Estados Unidos da América, 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080 – 98 – Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. Estados Unidos da América, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante.** Rio de Janeiro, ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.** Rio de Janeiro, ABNT, 2000.

AYALA, G. R. L. **Verificação da estabilidade do talude de montante em barragem de terra submetida a rebaixamento rápido realizada com ensaios em solos não saturados e modelagem numérica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, 2018.

BARBOSA, C. J. R. **Análise de fiabilidade de taludes em solos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Minho – UMINHO, Guimarães, 2014.

BISHOP, A. W. **The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes.** *Geotechnique*, v. 5, n. 1, 1955.

BRASIL. Ministério das Minas e Energia. **Avaliação da segurança de barragens existentes.** Brasília, Ministério das Minas e Energia, 1987.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6. ed. Rio de Janeiro, 1988. v. 1.

CASAGRANDE, A; FADUM, R. E. **Notes on soil testing for engineering purposes.** Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ. 268, 1940.

DANTAS NETO, S. A; LIMA, F. C; LEME, R. F. **Estudo da compactação de misturas solo-emulsão para emprego em núcleo de barragens zonadas.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 2016.

DAS, B. M. **Fundamento de engenharia geotécnica.** Tradução All Task; revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. 7. ed. São Paulo: Thompson Learning, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 093/94 – Solos – Determinação da densidade real.** 1994.

DUNCAN, J. M; WRIGHT, S. G. **Soil strength and slope stability.** John Wiley & Sons, 2. ed, 2014.

DYMINSKI, A. S. **Notas de Aula: Estabilidade de Taludes.** Curitiba: UFPR, 2011.

ELETROBRAS, Centrais Elétricas Brasileiras. **Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas.** Rio de Janeiro, 2003.

ELETROBRAS, Centrais Elétricas Brasileiras. **Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.** Rio de Janeiro, 2000.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica – PUC, Rio de Janeiro, 2006.

FELLENIUS, W. **Calculation of the stability of earth dams.** 2nd International Congresso on Large Dams, Washington, 1936.

FERNANDES, A. R. D. **Relato – Tema 100 – Construções de barragens.** In: XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2007, Belém.

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS. **Manual sobre pequenas barragens:** Guia para a localização, projecto e construção. Roma: FAO, 2011.

FREDLUND, D. G; KRAHN, J. **Comparison of slope stability methods os analysis.** Canadian Geotechnical Journal, v. 14, p. 429-439, 1977.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa.** 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GOMES, F. H. S. **Quantificação de risco de *piping* em barragens de terra via abordagens probabilística e *fuzzy***. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, 2019.

HRADILEK, P. J. **Avaliação de pequenas barragens**. Brasília: Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, 2002.

JANBU, N. **Application of composite slip surface for stability analysis**. In: European Conference on the Stability of earth Slopes, vol. 3. Estocolmo, 1954.

LAKATOS, E. M; MARCONI, M. de A. **Fundamentos de metodologia científica**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2003.

LIMA, J. M. F. de; BUENO, B. de S. **Resistência ao cisalhamento na interface solo-calda de cimento: comparação entre os resultados de campo e de laboratório**. Revista Minerva, São Carlos, v. 7, n. ja/abr. 2010, p. 61-70, 2010.

MATOS, A. T; SILVA, D. D; PRUSKI, F. F. **Barragens de terra de pequeno porte**. Viçosa, MG: Editora UFV. 2012.

MARANGON, M. **Unidade 5 – Barragens de terra e enrocamento. Tópicos em geotecnia e obras de terra**. Juiz de Fora, 2004. Disponível em: <[http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot\\_unid05.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_unid05.pdf)>. Acessado em 24 de maio de 2019.

MIRANDA, S. B. de. **Estudo da resistência ao cisalhamento de interface em reforços unidirecionais**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – USP, 2009.

MORGENSTERN, N. R; PRICE, V. E. **The analysis of the stability of general slip surfaces**. Geotechnique, v. 15, p. 79-93, 1965.

OLIVEIRA, D. A. de. **Análise do fluxo d'água na Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves – Açu/RN**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, Natal, 2014.

PENHA, M. J. A. Z; FERNANDES JÚNIOR, J. L; BISCONSINI, D. R; SERAPHIM, L. A. **Estudo da resistência ao cisalhamento na interface geotêxtil não tecido – solo argiloso**. 4ª Expopavimentação, Foz do Iguaçu, 2015.

PEREIRA, C. G. F; DANTAS NETO, S. A; ABREU, A. A. **Estudo das propriedades hidráulicas das misturas entre solo e elevados teores de emulsão asfáltica aplicadas à barragens**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 2018.

PIMENTA FILHO, M. A. **Análise da erosão interna de solos em barragens com base na distribuição de vazios**. Dissertação (Mestrado) – Mestrado em Geotecnia e Transportes. Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2013.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. Oficina de textos, USP, São Paulo, 2000.

REBELO, E. P. **Estudo de mistura solo-emulsão para a região de ucuru (Coari-Am)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Amazonas – UFAM, Manaus, 2009.

REZENDE, D. A. **Análise probabilística de estabilidade de taludes em barragens de rejeitos**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

ROCSCIENCE INC. **Slide Version 6.0 – 2D limit equilibrium slope stability analysis**. Toronto, Canadá, 2010. Disponível em: <[www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)>. Acessado em 10 de fevereiro de 2021.

SILVA, C. C. **Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Paraná – UFPR, Curitiba, 2007.

SPENCER, E. **A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces.** *Geotechnique*, v. 17, n. 1, 1967.

TORRALBA, V. **Influência do método de compactação na permeabilidade de uma mistura colúvio-composto orgânico.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica – PUC, Rio de Janeiro, 2007.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Slope stability: Engineer Manual.** Washington, DC, p. 205, 2003.

USBR – BUREAU OF RECLAMATION, United States Department of the Interior. **Design of small damms.** Washington: A Water Resources Technical Publication, 3. ed, 1987.

VARNES, D. J. **Slope movements types and processes.** In: Schuster R.L., y Krizek R.J. (ed.). *Landslides analysis and control.* National Academy Press, Transportation Research Board Special Report, 176: 9-33. Washington D. C, 1978.

VELLOSO, D. de A; LOPES, F. de R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

WANDERLEY NETO, R. V. **Estudo experimental de interfaces solo-concreto no contexto de solos não saturados.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília – UnB, Brasília, 2020.

WINGLER, K. M. R; VILAR, O. M. **Estudo da resistência de interface entre solos e geomembranas através do ensaio de ring shear.** *Revista Minerva*, São Carlos, v. 2, n. ja/ju 2005, p. 41-51, 2005.

## APÊNDICE A – PLANILHAS DOS ENSAIOS DE PENEIRAMENTO

Tabela A.1 – Resultado do ensaio de peneiramento da Amostra 1.

<b>Peneiramento</b>	<b>Abertura da peneira (mm)</b>	<b>Porcentagem passante de solo (%)</b>
Grosso	50	100
	38	100
	25	100
	19	100
	9,5	100
	4,8	100
	2,0	99
Fino	1,2	96
	0,6	84
	0,42	67
	0,25	51
	0,15	27
	0,075	15

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.2 – Resultado do ensaio de sedimentação da Amostra 1.

<b>Tempo (s)</b>	<b>Diâmetro máximo das partículas de solo em suspensão (mm)</b>	<b>Porcentagem de solo em suspensão (%)</b>
35	0,0660	9
60	0,0506	8
120	0,0358	8
240	0,0246	8
480	0,0174	8
900	0,0127	8
1800	0,0090	6
3600	0,0064	6
7200	0,0045	6
14400	0,0032	6
28800	0,0023	6
86400	0,0013	6

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.3 – Resultado do ensaio de peneiramento da Amostra 2.

<b>Peneiramento</b>	<b>Abertura da peneira (mm)</b>	<b>Porcentagem passante de solo (%)</b>
Grosso	50	100
	38	100
	25	100
	19	100
	9,5	100
	4,8	100
	2,0	100
Fino	1,2	99
	0,6	99
	0,42	98
	0,25	98
	0,15	94
	0,075	84

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela A.4 – Resultado do ensaio de sedimentação da Amostra 2.

<b>Tempo (s)</b>	<b>Diâmetro máximo das partículas de solo em suspensão (mm)</b>	<b>Porcentagem de solo em suspensão (%)</b>
35	0,0580	65
60	0,0449	60
120	0,0320	58
240	0,0218	58
480	0,0155	56
900	0,0114	53
1800	0,0081	50
3600	0,0058	48
7200	0,0041	45
14400	0,0029	43
28800	0,0021	41
86400	0,0012	40

Fonte: Elaborado pelo autor.

## APÊNDICE B – PLANILHAS PARA OBTENÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

Tabela B.1 – Dados do ensaio de determinação da massa específica dos grãos da Amostra 1.

	<b>Pic. A1</b>	<b>Pic. A2</b>	<b>Pic. A3</b>	<b>Pic. A4</b>
P1 (Picnômetro vazio, limpo e seco) [g]	29,38	28,68	28,81	29,81
P2 (Picnômetro + amostra seca) [g]	39,46	38,69	38,80	39,85
P3 (Picnômetro + amostra + água destilada) [g]	86,08	85,61	85,41	86,53
P4 (Picnômetro + água destilada) [g]	79,78	79,38	79,18	80,26
Massa específica dos grãos	2,667	2,648	2,657	2,663
Massa específica dos grãos (média)		2,660		
$k_{20}$		0,998		
Massa específica dos grãos ajustada		2,655		

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela B.2 – Dados do ensaio de determinação da massa específica dos grãos da Amostra 2.

	<b>Pic. 7</b>	<b>Pic. 8</b>	<b>Pic. 9</b>	<b>Pic. 10</b>
P1 (Picnômetro vazio, limpo e seco) [g]	28,79	29,20	28,93	29,60
P2 (Picnômetro + amostra seca) [g]	38,82	39,23	39,00	39,70
P3 (Picnômetro + amostra + água destilada) [g]	85,79	85,81	85,21	85,75
P4 (Picnômetro + água destilada) [g]	79,50	79,52	78,90	79,44
Massa específica dos grãos	2,682	2,682	2,678	2,665
Massa específica dos grãos (média)		2,680		
$k_{20}$		0,998		
Massa específica dos grãos ajustada		2,676		

Fonte: Elaborado pelo autor.

## APÊNDICE C – PLANILHAS DOS DADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Tabela C.1 – Dados para obtenção dos teores de umidade na compactação Proctor Normal da Amostra 1.

Cap. N°	Massa cap. (g)	Cap. + solo úmido (g)	Cap. + solo seco (g)	Solo seco (g)	Água (g)	Umidade (%)
3	20,73	81,12	77,91	57,18	3,21	5,6
31	22,35	89,76	85,27	62,92	4,49	7,1
37	23,18	100,39	94,14	70,96	6,25	8,8
15	21,70	100,57	93,47	71,77	7,10	9,9
32	21,30	83,53	76,62	55,32	6,91	12,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela C.2 – Dados para obtenção das massas específicas aparentes secas na compactação Proctor Normal da Amostra 1.

Cap. N°	Umidade (%)	Cilindro + solo úmido (g)	Solo úmido (g)	Massa esp. ap. (g/cm <sup>3</sup> )	Massa esp. ap. seca (g/cm <sup>3</sup> )
3	5,6	4010	1889	1,89	1,79
31	7,1	4058	1937	1,94	1,81
37	8,8	4120	1999	2,01	1,84
15	9,9	4145	2024	2,03	1,85
32	12,5	4145	2024	2,03	1,80
Massa do cilindro (g): 2121					
Volume do cilindro (cm <sup>3</sup> ): 997					

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela C.3 – Dados para obtenção dos teores de umidade na compactação Proctor Normal da Amostra 2.

Cap. N°	Massa cap. (g)	Cap. + solo úmido (g)	Cap. + solo seco (g)	Solo seco (g)	Água (g)	Umidade (%)
20	11,99	83,72	75,62	63,63	8,10	12,7
15	21,69	94,10	84,89	63,20	9,21	14,6
13	25,80	91,69	81,55	55,75	10,14	18,2
29	22,16	84,03	73,70	51,54	10,33	20,0
101	20,52	97,43	83,50	62,98	13,93	22,1

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela C.4 – Dados para obtenção das massas específicas aparentes secas na compactação Proctor Normal da Amostra 2.

<b>Cap. N°</b>	<b>Umidade (%)</b>	<b>Cilindro + solo úmido (g)</b>	<b>Solo úmido (g)</b>	<b>Massa esp. ap. (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Massa esp. ap. seca (g/cm<sup>3</sup>)</b>
20	12,7	3865	1744	1,75	1,55
15	14,6	3970	1849	1,85	1,62
13	18,2	4131	2010	2,02	1,71
29	20,0	4110	1989	1,99	1,66
101	22,1	4085	1964	1,97	1,61
Massa do cilindro (g): 2121					
Volume do cilindro (cm <sup>3</sup> ): 997					

Fonte: Elaborado pelo autor.

**APÊNDICE D – PLANILHAS COM OS DADOS DO ENSAIO DE  
PERMEABILIDADE**

Tabela D.1 – Dados para obtenção do coeficiente de permeabilidade da Amostra 1.

<b>Altura do corpo de prova (cm)</b>		4,50	
<b>Área do corpo de prova (cm<sup>2</sup>)</b>		179,08	
<b>Carga hidráulica constante (cm)</b>		96,0	
<b>Temperatura do ensaio (°C)</b>		25	
<b>Fator de correção</b>		0,887	
<b>Leitura</b>	<b>Volume de água (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Tempo (s)</b>	<b>Coeficiente de permeabilidade (cm/s)</b>
1	615	300	$4,8 \times 10^{-4}$
2	520	240	$5,0 \times 10^{-4}$
3	540	240	$5,2 \times 10^{-4}$
4	530	240	$5,1 \times 10^{-4}$
<b>Média</b>		$5,0 \times 10^{-4}$	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela D.2 – Dados para obtenção do coeficiente de permeabilidade da Amostra 2.

<b>Altura do corpo de prova (cm)</b>		5,50	
<b>Área do corpo de prova (cm<sup>2</sup>)</b>		181,46	
<b>Carga hidráulica inicial (cm)</b>		145,0	
<b>Área da seção da bureta (cm<sup>2</sup>)</b>		5,62	
<b>Temperatura do ensaio (°C)</b>		25	
<b>Fator de correção</b>		0,887	
<b>Leitura</b>	<b>Carga hidráulica final (cm)</b>	<b>Tempo (s)</b>	<b>Coeficiente de permeabilidade (cm/s)</b>
1	144,6	1800	$2,3 \times 10^{-7}$
2	144,5	1800	$2,9 \times 10^{-7}$
3	144,3	2310	$3,2 \times 10^{-7}$
<b>Média</b>		$2,8 \times 10^{-7}$	

Fonte: Elaborado pelo autor.

## APÊNDICE E – PLANILHAS COM OS DADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Tabela E.1 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 1 com tensão de 50 kPa.

Anel n° 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 44,09 g		Dens. Real	2,66			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		214,2		
Cápsula N°	1		70		Peso do C.P.+água (g)		170,11		
Solo+Tara+água (g)	75,90		122,60		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	70,21		111,10		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	15,74		43,38		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,98		
Água (g)	5,69		11,50		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,79		
Solo (g)	54,47		67,72		Grau de saturação (%)		94,01		
Umidade (%)	10,45		16,98		Constante do anel (kgf/mm)		31		
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm <sup>2</sup> )	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm <sup>3</sup>
	Vertical	Horizontal							
-	6,300	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,225	0,250	0,075	2,33	25,921	0,175	8,970	0,075	0,20
-	6,190	0,500	0,130	4,03	25,821	0,370	15,607	0,110	0,29
-	6,170	0,750	0,180	5,58	25,719	0,570	21,696	0,130	0,34
-	6,150	1,000	0,220	6,82	25,612	0,780	26,628	0,150	0,39
-	6,140	1,250	0,255	7,91	25,503	0,995	30,997	0,160	0,42
-	6,140	1,500	0,280	8,68	25,388	1,220	34,190	0,160	0,42
-	6,150	1,750	0,305	9,46	25,273	1,445	37,411	0,150	0,39
-	6,160	2,000	0,320	9,92	25,153	1,680	39,438	0,140	0,36
-	6,180	2,250	0,350	10,85	25,041	1,900	43,329	0,120	0,31
-	6,200	2,500	0,365	11,32	24,921	2,135	45,403	0,100	0,26
-	6,230	2,750	0,375	11,63	24,799	2,375	46,877	0,070	0,18
-	6,260	3,000	0,370	11,47	24,669	2,630	46,496	0,040	0,10
-	6,290	3,250	0,370	11,47	24,541	2,880	46,738	0,010	0,03
-	6,330	3,500	0,345	10,70	24,401	3,155	43,830	-0,030	-0,08
-	6,350	3,750	0,325	10,08	24,263	3,425	41,524	-0,050	-0,13
-	6,360	4,000	0,300	9,30	24,123	3,700	38,552	-0,060	-0,16
-	6,370	4,250	0,280	8,68	23,985	3,970	36,189	-0,070	-0,18
-	6,380	4,500	0,265	8,22	23,850	4,235	34,444	-0,080	-0,21
-	6,380	4,750	0,255	7,91	23,718	4,495	33,330	-0,080	-0,21
-	6,380	5,000	0,245	7,60	23,585	4,755	32,203	-0,080	-0,21

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.2 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 1 com tensão de 100 kPa.

Anel n° 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 43,25 g		Dens. Real	2,66			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)			210,82	
Cápsula N°	1		96		Peso do C.P.+água (g)			167,57	
Solo+Tara+água (g)	76,11		129,66		Altura do C.P. (cm)			3,3	
Solo+Tara (g)	70,60		118,62		Volume (cm <sup>3</sup> )			85,83	
Tara (g)	15,66		45,95		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )			1,95	
Água (g)	5,51		11,04		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )			1,774	
Solo (g)	54,94		72,67		Grau de saturação (%)			81,26	
Umidade (%)	10,03		15,19		Constante do anel (kgf/mm)			31	
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm <sup>2</sup> )	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm <sup>3</sup>
	Vertical	Horizontal							
-	5,040	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,00	0,000	0,00
-	4,960	0,250	0,065	2,02	25,916	0,185	7,78	0,080	0,21
-	4,900	0,500	0,090	2,79	25,801	0,410	10,81	0,140	0,36
-	4,870	0,750	0,180	5,58	25,719	0,570	21,70	0,170	0,44
-	4,840	1,000	0,230	7,13	25,617	0,770	27,83	0,200	0,52
-	4,810	1,250	0,300	9,30	25,526	0,950	36,43	0,230	0,60
-	4,790	1,500	0,375	11,63	25,436	1,125	45,70	0,250	0,65
-	4,780	1,750	0,435	13,49	25,339	1,315	53,22	0,260	0,68
-	4,770	2,000	0,475	14,73	25,232	1,525	58,36	0,270	0,70
-	4,770	2,250	0,530	16,43	25,133	1,720	65,37	0,270	0,70
-	4,770	2,500	0,565	17,52	25,023	1,935	70,00	0,270	0,70
-	4,770	2,750	0,595	18,45	24,911	2,155	74,04	0,270	0,70
-	4,780	3,000	0,625	19,38	24,799	2,375	78,13	0,260	0,68
-	4,790	3,250	0,645	20,00	24,681	2,605	81,01	0,250	0,65
-	4,800	3,500	0,655	20,31	24,559	2,845	82,68	0,240	0,62
-	4,820	3,750	0,665	20,62	24,437	3,085	84,36	0,220	0,57
-	4,840	4,000	0,660	20,46	24,307	3,340	84,17	0,200	0,52
-	4,860	4,250	0,650	20,15	24,174	3,600	83,35	0,180	0,47
-	4,880	4,500	0,620	19,22	24,031	3,880	79,98	0,160	0,42
-	4,890	4,750	0,595	18,45	23,891	4,155	77,20	0,150	0,39
-	4,900	5,000	0,570	17,67	23,751	4,430	74,40	0,140	0,36

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.3 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 1 com tensão de 200 kPa.

Anel n° 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 43,71 g		Dens. Real	2,66			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)	210,23			
Cápsula N°	1		16		Peso do C.P.+água (g)	166,52			
Solo+Tara+água (g)	72,60		122,00		Altura do C.P. (cm)	3,3			
Solo+Tara (g)	67,47		111,52		Volume (cm <sup>3</sup> )	85,83			
Tara (g)	15,70		45,49		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )	1,94			
Água (g)	5,13		10,48		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,765			
Solo (g)	51,77		66,03		Grau de saturação (%)	83,59			
Umidade (%)	9,91		15,87		Constante do anel (kgf/mm)	31			
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm <sup>2</sup> )	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm <sup>3</sup>
	Vertical	Horizontal							
-	4,520	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	4,500	0,250	0,180	5,58	25,974	0,070	21,483	0,020	0,05
-	4,460	0,500	0,330	10,23	25,923	0,170	39,463	0,060	0,16
-	4,430	0,750	0,455	14,11	25,860	0,295	54,545	0,090	0,23
-	4,420	1,000	0,560	17,36	25,786	0,440	67,324	0,100	0,26
-	4,400	1,250	0,670	20,77	25,714	0,580	80,772	0,120	0,31
-	4,380	1,500	0,765	23,72	25,635	0,735	92,510	0,140	0,36
-	4,370	1,750	0,850	26,35	25,551	0,900	103,127	0,150	0,39
-	4,360	2,000	0,930	28,83	25,464	1,070	113,217	0,160	0,42
-	4,360	2,250	1,000	31,00	25,373	1,250	122,180	0,160	0,42
-	4,350	2,500	1,040	32,24	25,265	1,460	127,605	0,170	0,44
-	4,350	2,750	1,090	33,79	25,163	1,660	134,282	0,170	0,44
-	4,355	3,000	1,140	35,34	25,061	1,860	141,014	0,165	0,43
-	4,360	3,250	1,190	36,89	24,959	2,060	147,800	0,160	0,42
-	4,370	3,500	1,260	39,06	24,868	2,240	157,072	0,150	0,39
-	4,380	3,750	1,295	40,15	24,758	2,455	162,150	0,140	0,36
-	4,390	4,000	1,320	40,92	24,643	2,680	166,050	0,130	0,34
-	4,400	4,250	1,330	41,23	24,521	2,920	168,143	0,120	0,31
-	4,410	4,500	1,340	41,54	24,398	3,160	170,257	0,110	0,29
-	4,430	4,750	1,335	41,39	24,268	3,415	170,531	0,090	0,23
-	4,450	5,000	1,305	40,46	24,126	3,695	167,685	0,070	0,18
-	4,470	5,250	1,260	39,06	23,975	3,990	162,919	0,050	0,13
-	4,490	5,500	1,195	37,05	23,814	4,305	155,557	0,030	0,08
-	4,490	5,750	1,170	36,27	23,674	4,580	153,205	0,030	0,08
-	4,490	6,000	1,150	35,65	23,537	4,850	151,467	0,030	0,08

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.4 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 2 com tensão de 50 kPa.

Anel n° 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 44,75 g		Dens. Real	2,68			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		212,12		
Cápsula N <sup>o</sup>	1		25		Peso do C.P.+água (g)		167,37		
Solo+Tara+água (g)	77,36		147,37		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	67,61		130,19		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	15,23		50,97		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,95		
Água (g)	9,75		17,18		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,64		
Solo (g)	52,38		79,22		Grau de saturação (%)		92,44		
Umidade (%)	18,61		21,69		Constante do anel (kgf/mm)		31		
$\Delta T$	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm <sup>2</sup> )	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	$\tau$ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	$\Delta V$ cm <sup>3</sup>
Minuto	Vertical	Horizontal							
-	7,200	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	7,150	0,250	0,113	3,50	25,940	0,137	13,504	0,050	0,13
-	7,045	0,500	0,165	5,12	25,839	0,335	19,796	0,155	0,40
-	7,000	0,750	0,199	6,17	25,729	0,551	23,977	0,200	0,52
-	6,945	1,000	0,228	7,07	25,616	0,772	27,592	0,255	0,66
-	6,895	1,250	0,250	7,75	25,500	1,000	30,392	0,305	0,79
-	6,870	1,500	0,263	8,15	25,379	1,237	32,125	0,330	0,86
-	6,840	1,750	0,274	8,49	25,257	1,476	33,630	0,360	0,94
-	6,820	2,000	0,275	8,53	25,130	1,725	33,923	0,380	0,99
-	6,810	2,250	0,277	8,59	25,004	1,973	34,343	0,390	1,01
-	6,800	2,500	0,279	8,65	24,877	2,221	34,767	0,400	1,04
-	6,795	2,750	0,277	8,59	24,749	2,473	34,697	0,405	1,05
-	6,790	3,000	0,274	8,49	24,620	2,726	34,501	0,410	1,07
-	6,780	3,250	0,278	8,62	24,494	2,972	35,184	0,420	1,09
-	6,765	3,500	0,283	8,77	24,369	3,217	36,000	0,435	1,13
-	6,755	3,750	0,285	8,84	24,243	3,465	36,444	0,445	1,16
-	6,745	4,000	0,285	8,84	24,115	3,715	36,636	0,455	1,18
-	6,740	4,250	0,287	8,90	23,989	3,963	37,088	0,460	1,20
-	6,740	4,500	0,290	8,99	23,863	4,210	37,674	0,460	1,20
-	6,740	4,750	0,285	8,84	23,733	4,465	37,227	0,460	1,20
-	6,735	5,000	0,285	8,84	23,605	4,715	37,428	0,465	1,21

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.5 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 2 com tensão de 100 kPa.

Anel nº 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 44,56 g		Dens. Real	2,68			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		209,82		
Cápsula N <sup>o</sup>	20		27		Peso do C.P.+água (g)		165,26		
Solo+Tara+água (g)	78,25		143,83		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	68,83		128,50		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	16,34		50,94		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,93		
Água (g)	9,42		15,33		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,632		
Solo (g)	52,49		77,56		Grau de saturação (%)		82,74		
Umidade (%)	17,95		19,77		Constante do anel (kgf/mm)		31		
$\Delta T$	Extensômetro (mm)		Desl. do	Carga	Área corrig.	Desl. Horiz.	$\tau$	Deform. Vert.	$\Delta V$
Mínuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)	do C.P. (cm <sup>2</sup> )	do C.P. (mm)	kPa	do C.P. (mm)	cm <sup>3</sup>
-	8,590	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,00	0,000	0,00
-	8,580	0,250	0,202	6,26	25,986	0,048	24,10	0,010	0,03
-	8,540	0,500	0,260	8,06	25,888	0,240	31,13	0,050	0,13
-	8,500	0,750	0,306	9,49	25,784	0,444	36,79	0,090	0,23
-	8,470	1,000	0,350	10,85	25,679	0,650	42,25	0,120	0,31
-	8,430	1,250	0,395	12,25	25,574	0,855	47,88	0,160	0,42
-	8,410	1,500	0,415	12,87	25,457	1,085	50,54	0,180	0,47
-	8,380	1,750	0,442	13,70	25,343	1,308	54,07	0,210	0,55
-	8,360	2,000	0,460	14,26	25,225	1,540	56,53	0,230	0,60
-	8,345	2,250	0,469	14,54	25,102	1,781	57,92	0,245	0,64
-	8,330	2,500	0,478	14,82	24,979	2,022	59,32	0,260	0,68
-	8,320	2,750	0,487	15,10	24,856	2,263	60,74	0,270	0,70
-	8,300	3,000	0,492	15,25	24,731	2,508	61,67	0,290	0,75
-	8,290	3,250	0,499	15,47	24,607	2,751	62,86	0,300	0,78
-	8,285	3,500	0,506	15,69	24,483	2,994	64,07	0,305	0,79
-	8,275	3,750	0,506	15,69	24,356	3,244	64,40	0,315	0,82
-	8,265	4,000	0,515	15,97	24,233	3,485	65,88	0,325	0,85
-	8,265	4,250	0,515	15,97	24,105	3,735	66,23	0,325	0,85
-	8,255	4,500	0,517	16,03	23,979	3,983	66,84	0,335	0,87
-	8,250	4,750	0,521	16,15	23,853	4,229	67,71	0,340	0,88
-	8,240	5,000	0,530	16,43	23,730	4,470	69,24	0,350	0,91

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.6 – Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 2 com tensão de 200 kPa.

Anel nº 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 44,51 g		Dens. Real	2,68			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		208,23		
Cápsula N <sup>o</sup>	1		25		Peso do C.P.+água (g)		163,72		
Solo+Tara+água (g)	75,55		146,45		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	66,50		131,87		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	15,26		50,98		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,91		
Água (g)	9,05		14,58		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,621		
Solo (g)	51,24		80,89		Grau de saturação (%)		74,12		
Umidade (%)	17,66		18,02		Constante do anel (kgf/mm)		31		
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm <sup>2</sup> )	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm <sup>3</sup>
	Vertical	Horizontal							
-	8,570	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	8,550	0,250	0,118	3,66	25,943	0,132	14,100	0,020	0,05
-	8,510	0,500	0,320	9,92	25,918	0,180	38,274	0,060	0,16
-	8,485	0,750	0,408	12,65	25,836	0,342	48,956	0,085	0,22
-	8,455	1,000	0,500	15,50	25,755	0,500	60,182	0,115	0,30
-	8,430	1,250	0,590	18,29	25,673	0,660	71,241	0,140	0,36
-	8,410	1,500	0,646	20,03	25,574	0,854	78,305	0,160	0,42
-	8,390	1,750	0,714	22,13	25,482	1,036	86,863	0,180	0,47
-	8,370	2,000	0,767	23,78	25,381	1,233	93,680	0,200	0,52
-	8,350	2,250	0,815	25,27	25,278	1,435	99,948	0,220	0,57
-	8,340	2,500	0,851	26,38	25,169	1,649	104,815	0,230	0,60
-	8,325	2,750	0,884	27,40	25,058	1,866	109,361	0,245	0,64
-	8,315	3,000	0,905	28,06	24,942	2,095	112,483	0,255	0,66
-	8,330	3,250	0,913	28,30	24,818	2,337	114,042	0,240	0,62
-	8,330	3,500	0,926	28,71	24,697	2,574	116,232	0,240	0,62
-	8,320	3,750	0,934	28,95	24,574	2,816	117,824	0,250	0,65
-	8,315	4,000	0,937	29,05	24,448	3,063	118,812	0,255	0,66
-	8,310	4,250	0,932	28,89	24,318	3,318	118,810	0,260	0,68
-	8,305	4,500	0,939	29,11	24,194	3,561	120,316	0,265	0,69
-	8,300	4,750	0,943	29,23	24,068	3,807	121,458	0,270	0,70
-	8,290	5,000	0,936	29,02	23,937	4,064	121,216	0,280	0,73

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.7 – Ensaio de cisalhamento direto da Interface com tensão de 50 kPa.

Anel n° 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 45,02 g		Dens. Real	2,67			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		210,10		
Cápsula N°	32		14G		Peso do C.P.+água (g)		165,08		
Solo+Tara+água (g)	173,39		213,85		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	164,12		189,53		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	87,40		64,81		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,92		
Água (g)	9,27		24,32		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,72		
Solo (g)	76,72		124,72		Grau de saturação (%)		93,64		
Umidade (%)	12,08		19,50		Constante do anel (kgf/mm)		31		
$\Delta T$	Extensômetro (mm)		Deform. do	Carga	Área corrig.	Deform. Horiz.	$\tau$	Deform. Vert.	$\Delta V$
Minuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)	do C.P. (cm <sup>2</sup> )	do C.P. (mm)	kPa	do C.P. (mm)	cm <sup>3</sup>
-	6,560	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,480	0,250	0,111	3,44	25,939	0,139	13,266	0,080	0,21
-	6,420	0,500	0,146	4,53	25,829	0,354	17,523	0,140	0,36
-	6,380	0,750	0,183	5,67	25,721	0,567	22,056	0,180	0,47
-	6,360	1,000	0,210	6,51	25,607	0,790	25,423	0,200	0,52
-	6,350	1,250	0,225	6,98	25,487	1,025	27,367	0,210	0,55
-	6,340	1,500	0,238	7,38	25,366	1,262	29,086	0,220	0,57
-	6,340	1,750	0,238	7,38	25,239	1,512	29,233	0,220	0,57
-	6,335	2,000	0,257	7,97	25,121	1,743	31,714	0,225	0,59
-	6,335	2,250	0,249	7,72	24,989	2,001	30,889	0,225	0,59
-	6,330	2,500	0,271	8,40	24,873	2,229	33,775	0,230	0,60
-	6,330	2,750	0,265	8,22	24,743	2,485	33,202	0,230	0,60
-	6,330	3,000	0,254	7,87	24,610	2,746	31,996	0,230	0,60
-	6,330	3,250	0,267	8,28	24,489	2,983	33,799	0,230	0,60
-	6,330	3,500	0,271	8,40	24,363	3,229	34,482	0,230	0,60
-	6,330	3,750	0,254	7,87	24,227	3,496	32,501	0,230	0,60
-	6,330	4,000	0,251	7,78	24,098	3,749	32,289	0,230	0,60
-	6,330	4,250	0,258	8,00	23,974	3,992	33,361	0,230	0,60
-	6,330	4,500	0,245	7,60	23,840	4,255	31,858	0,230	0,60
-	6,330	4,750	0,250	7,75	23,715	4,500	32,680	0,230	0,60
-	6,330	5,000	0,237	7,35	23,581	4,763	31,157	0,230	0,60

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.8 – Ensaio de cisalhamento direto da Interface com tensão de 100 kPa.

Anel nº 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 44,35 g		Dens. Real	2,67			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		210,12		
Cápsula N <sup>o</sup>	32		8G		Peso do C.P.+água (g)		165,77		
Solo+Tara+água (g)	173,30		248,74		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	163,84		222,58		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	87,42		75,46		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,93		
Água (g)	9,46		26,16		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,719		
Solo (g)	76,42		147,12		Grau de saturação (%)		85,76		
Umidade (%)	12,38		17,78		Constante do anel (kgf/mm)		31		
$\Delta T$	Extensômetro (mm)		Desl. do	Carga	Área corrig.	Desl. Horiz.	$\tau$	Deform. Vert.	$\Delta V$
Mínuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)	do C.P. (cm <sup>2</sup> )	do C.P. (mm)	kPa	do C.P. (mm)	cm <sup>3</sup>
-	6,290	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,00	0,000	0,00
-	6,280	0,250	0,210	6,51	25,990	0,040	25,05	0,010	0,03
-	6,240	0,500	0,310	9,61	25,913	0,190	37,09	0,050	0,13
-	6,190	0,750	0,365	11,32	25,814	0,385	43,83	0,100	0,26
-	6,160	1,000	0,417	12,93	25,713	0,583	50,27	0,130	0,34
-	6,120	1,250	0,467	14,48	25,611	0,783	56,53	0,170	0,44
-	6,110	1,500	0,504	15,62	25,502	0,996	61,27	0,180	0,47
-	6,105	1,750	0,527	16,34	25,386	1,223	64,35	0,185	0,48
-	6,100	2,000	0,550	17,05	25,271	1,450	67,47	0,190	0,49
-	6,100	2,250	0,570	17,67	25,153	1,680	70,25	0,190	0,49
-	6,100	2,500	0,587	18,20	25,034	1,913	72,69	0,190	0,49
-	6,100	2,750	0,595	18,45	24,911	2,155	74,04	0,190	0,49
-	6,100	3,000	0,605	18,76	24,789	2,395	75,66	0,190	0,49
-	6,105	3,250	0,620	19,22	24,669	2,630	77,91	0,185	0,48
-	6,105	3,500	0,617	19,13	24,540	2,883	77,94	0,185	0,48
-	6,105	3,750	0,621	19,25	24,414	3,129	78,85	0,185	0,48
-	6,110	4,000	0,606	18,79	24,279	3,394	77,38	0,180	0,47
-	6,110	4,250	0,595	18,45	24,146	3,655	76,39	0,180	0,47
-	6,110	4,500	0,580	17,98	24,011	3,920	74,88	0,180	0,47
-	6,110	4,750	0,578	17,92	23,882	4,172	75,03	0,180	0,47
-	6,110	5,000	0,570	17,67	23,751	4,430	74,40	0,180	0,47

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela E.9 – Ensaio de cisalhamento direto da Interface com tensão de 200 kPa.

Anel nº 1	Área: 26,01 cm <sup>2</sup>		Tara: 45,03 g		Dens. Real	2,67			
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		212,65		
Cápsula N <sup>o</sup>	32		G2		Peso do C.P.+água (g)		167,62		
Solo+Tara+água (g)	173,35		219,25		Altura do C.P. (cm)		3,3		
Solo+Tara (g)	164,02		193,75		Volume (cm <sup>3</sup> )		85,83		
Tara (g)	87,39		52,79		Dens. Úmida (g/cm <sup>3</sup> )		1,95		
Água (g)	9,33		25,50		Dens. Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1,741		
Solo (g)	76,63		140,96		Grau de saturação (%)		90,50		
Umidade (%)	12,18		18,09		Constante do anel (kgf/mm)		31		
$\Delta T$	Extensômetro (mm)		Desl. do	Carga	Área corrig.	Desl. Horiz.	$\tau$	Deform. Vert.	$\Delta V$
Minuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)	do C.P. (cm <sup>2</sup> )	do C.P. (mm)	kPa	do C.P. (mm)	cm <sup>3</sup>
-	5,740	0,000	0,000	0,00	26,010	0,000	0,000	0,000	0,00
-	5,710	0,250	0,212	6,57	25,991	0,038	25,286	0,030	0,08
-	5,690	0,500	0,402	12,46	25,960	0,098	48,005	0,050	0,13
-	5,660	0,750	0,562	17,42	25,914	0,188	67,230	0,080	0,21
-	5,630	1,000	0,667	20,68	25,840	0,333	80,019	0,110	0,29
-	5,610	1,250	0,770	23,87	25,765	0,480	92,644	0,130	0,34
-	5,600	1,500	0,863	26,75	25,685	0,637	104,158	0,140	0,36
-	5,595	1,750	0,925	28,68	25,589	0,825	112,059	0,145	0,38
-	5,590	2,000	0,985	30,54	25,492	1,015	119,781	0,150	0,39
-	5,585	2,250	1,000	31,00	25,373	1,250	122,180	0,155	0,40
-	5,580	2,500	1,049	32,52	25,270	1,451	128,686	0,160	0,42
-	5,580	2,750	1,051	32,58	25,144	1,699	129,580	0,160	0,42
-	5,580	3,000	1,092	33,85	25,037	1,908	135,208	0,160	0,42
-	5,580	3,250	1,110	34,41	24,919	2,140	138,090	0,160	0,42
-	5,575	3,500	1,125	34,88	24,799	2,375	140,632	0,165	0,43
-	5,575	3,750	1,126	34,91	24,672	2,624	141,482	0,165	0,43
-	5,580	4,000	1,125	34,88	24,544	2,875	142,093	0,160	0,42
-	5,580	4,250	1,112	34,47	24,410	3,138	141,223	0,160	0,42
-	5,580	4,500	1,099	34,07	24,275	3,401	140,343	0,160	0,42
-	5,580	4,750	1,110	34,41	24,154	3,640	142,463	0,160	0,42
-	5,580	5,000	1,118	34,66	24,030	3,882	144,227	0,160	0,42

Fonte: Elaborado pelo autor.