



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Tayslan Queiroz Silva

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE PEQUENO PORTE
ESTRADA DIQUE - ARACATI, CE - EM CASO DE CHEIA REPENTINA**

Russas - CE

TAYSLAN QUEIROZ SILVA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE PEQUENO PORTE ESTRADA
DIQUE - ARACATI, CE - EM CASO DE CHEIA REPENTINA

Monografia apresentada à disciplina Atividade de Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará – Campus Russas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Profa. Ms. Andriele Nascimento de Souza

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)

- S584a Silva, Tayslan Queiroz.
Análise do comportamento da barragem de pequeno porte Estrada Dique - Aracati, CE - em caso de cheia repentina / Tayslan Queiroz Silva. – 2019.
83 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2019.
Orientação: Profa. Ma. Andriele Nascimento de Souza.
1. Análise de Estabilidade de Taludes. 2. Caracterização de Solos. 3. SEEP/W. 4. SLOPE/W. 5. Aracati/CE. I. Título.

CDD 620

TAYSLAN QUEIROZ SILVA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DE PEQUENO PORTE ESTRADA
DIQUE - ARACATI, CE - EM CASO DE CHEIA REPENTINA

Monografia apresentada à disciplina Atividade de Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

Profª. Ms. Andriele Nascimento de Souza (Orientador)
Universidade Federal do Ceará – Campus Russas (UFC)

Prof. Dr. Rosiel Ferreira Leme
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profª. Ms. Camila Lima Maia
Universidade Federal do Ceará – Campus Russas (UFC)

Aos meus familiares, a minha futura esposa e por todos os meus amigos e colegas que permaneceram durante todas as tempestades enfrentadas ao longo destes anos, meu humilde agradecimento e amor por todos vocês!

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois Ele foi o meu ajudador e consolador durante estes anos de caminhada. Ele conhecia o desejo do meu coração e mesmo diante de toda a minha infidelidade, me concedeu a oportunidade de viver os meus sonhos. A Ele que entregou tudo por amor, entrego também a finalização desta jornada, com gratidão e satisfeito pela sua boa obra em mim.

Aos meus familiares, que dedicaram tudo de si para que eu alcançasse tudo o que se inicia a partir deste momento, que me ensinaram a partir do exemplo que é preciso saber viver e ser forte o suficiente para aprender sempre. Que lutar pelo que se deseja ter tão é essencial quanto como encontrar a sua própria identidade.

A minha futura esposa, Laryssa Mendes, que em breve vai carregar o sobrenome Queiroz em sua identidade, afinal já não seremos mais dois, nos tornaremos uma só carne. Eu espero acordar pelo resto da vida ao seu lado e sentir saudades quando isso não for possível. Que a vida seja longa e cheia de felicidade para nós. Como diz a canção:

“Tempestades certamente irão nos alcançar, longe, no alto mar, sem nenhuma estrela a nos guiar. Mas a calmaria virá, com águas tranquilas em mãos, a luz que dá nome a manhã, mais perto estaremos do lar. Meu bem, me dê a sua mão. Para entrarmos juntos na embarcação.”

Caneta e Papel – Os Arrais

Aos amigos, aos que ao longo dessa caminhada ficaram pelo caminho, mas principalmente aos que permaneceram. Vocês me fizeram enxergar aquilo que eu nem acreditava ser verdade sobre mim mesmo, me impulsionaram e me incentivaram a ser melhor que antes. Peço desculpas se falhei, enfrentei muitas batalhas nos últimos dias, e nunca vou esquecer do que fizeram por mim, eu precisava conhecer vocês. Eu encontrei em vocês uma família e ganhei um lar quando faltou uma moradia.

A Prof. Andriele, que me orientou no desenvolvimento deste trabalho e que sempre foi amável e gentil. Ao Prof. Rosiel Leme, que foi resposta das minhas orações quando mais precisei durante esta fase da minha vida, que me deu todas as oportunidades para continuar e não desistir daquilo que sei que não era capaz de fazer. Este trabalho é como uma resposta a tudo o que recebi da sua parte. Obrigado!

Pois, por meio dele, Deus criou tudo, no céu e na terra, tanto o que se vê como o que não se vê, inclusive todos os poderes espirituais, as forças, os governos e as autoridades. Por meio dele e para ele, Deus criou todo o Universo. Antes de tudo, ele já existia, e, por estarem unidas com ele, todas as coisas são conservadas em ordem e harmonia.

Colossenses 1:16-17

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema representativo para seção transversal de barragens homogêneas e zoneadas.....	22
Figura 2 - Exemplo de Curva Granulométrica.	25
Figura 3 - Escala granulométrica adotada pela NBR 6502.	26
Figura 4 - Esquema dos estados físicos e limites de consistência dos solos.	28
Figura 5 - Gráfico de umidade pelo número de golpes para a determinação do LL.	28
Figura 6 - Gráfico para determinação do grupo de solo quanto a plasticidade.	30
Figura 7 - Esquema para a forma geral da curva de compactação.	31
Figura 8 - Esquema do ensaio de compactação direto.....	33
Figura 9 - Gráfico tensão normal por tensão de cisalhamento, ensaio de cisalhamento direto.	33
Figura 10 - Redes de fluxo em fundações de barragem de concreto.	36
Figura 11 - Percolação através de um canal de fluxo com elementos retangulares.	37
Figura 12 - Esquema de ruptura em taludes por meio do método das fatias.	39
Figura 13 - Esquema de ruptura em taludes por meio do método de Morgenstern-Price.	40
Figura 14 - Tensões efetivas em um elemento localizado na interface das fatias.	42
Figura 15 - Talude de montante do barramento, vista para o Rio Jaguaribe.	43
Figura 16 - Igreja Matriz de Aracati, cheia de 1924.	44
Figura 17 - Centro da cidade inundado, cheia de 1924.	44
Figura 18 - Fotografia aérea da Igreja Matriz de Aracati, cheia de 1974.	45
Figura 19 - Fotografia aérea do centro da cidade, cheia de 1974.	45
Figura 20 - Localização da jazida "empréstimo nº 4", situada no bairro Nova Aracati, Aracati/CE.	47
Figura 21 - Jazida de onde foi extraído material para construção e análise do solo.	47
Figura 22 - Jazida de onde foi extraído material para construção e análise do solo.	48
Figura 23 - Mapa da cidade de Aracati - CE com demarcação do eixo longitudinal do empreendimento e seções transversais de estudo.	49
Figura 24 - Esquema transversal das camadas encontradas nas sondagens.	51
Figura 25 - Esquema representativa da ST01.	52
Figura 26 - Talude a montante do barramento.	52
Figura 27 - Talude de jusante do barramento.	53
Figura 28 - Esquema representativa da ST02.	53
Figura 29 - Talude esquerdo (montante) da barragem.	54
Figura 30 - Esquema representativa da ST03.	54
Figura 31 - Esquema de classificação de solos pelo SUCS.	59
Figura 32 - Esquema da ST01, escala de elevação por distância e condições de contorno.	65
Figura 33 - Esquema da ST02, escala de elevação por distância e condições de contorno.	66
Figura 34 - Esquema da ST03, escala de elevação por distância e condições de contorno.	66
Figura 35 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST01.	67
Figura 36 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST02.	67
Figura 37 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST03.	68
Figura 38 - Poropressões e vetores de fluxo na ST01.	68
Figura 39 - Poropressões e vetores de fluxo na ST02.	69
Figura 40 - Poropressões e vetores de fluxo na ST03.	69
Figura 41- Superfície de ruptura da ST01.	70
Figura 42 - Superfície de ruptura da ST02.	71
Figura 43 - Superfície de ruptura da ST03.	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação qualitativa de acordo com o índice de plasticidade.....	29
Tabela 2 - Resumo do Sistema Unificado de Classificação dos Solos.....	35
Tabela 3 - Resultado da Granulometria por peneiramento.	56
Tabela 4 - Parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT.	62
Tabela 5 - Parâmetros de coesão e ângulo de atrito adotados.	63
Tabela 6 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos sedimentares.	63
Tabela 7 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade.....	64
Tabela 8 - Coeficientes de permeabilidade adotados.....	64
Tabela 9 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.	72
Tabela 10 - Nível de segurança contra a perda de vidas humanas.....	72
Tabela 11 - Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.....	72

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva granulométrica obtida por meio do ensaio de peneiramento.....	57
Gráfico 2 - Curva granulométrica obtida por meio do ensaio de sedimentação.....	58
Gráfico 3 - Curva de Compactação obtida por meio do Ensaio de Proctor Normal.	60
Gráfico 4 - Gráfico da tensão cisalhante por deslocamento horizontal.	61
Gráfico 5 - Tensão normal versus tensão cisalhante obtido por meio do ensaio por cisalhamento direto.....	61

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ANA	Agência Nacional de Águas
h	Altura
α	Ângulo
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C1	Constante aplicada a fórmula de Hazen
CRI	Categoria de Risco
O	Centro do círculo
C	Clay (argila)
CC	Coefficiente de curvatura
c	Coesão
I	Comprimento da base
IC	Índice de Consistência
D ₃₀	Diâmetro correspondente a 30% de massa
D ₆₀	Diâmetro correspondente a 60% de massa
DPA	Dano Potencial Associado
De	Diâmetro efetivo de um solo
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNOCS	Departamento Nacional de Obras Contra as Secas
F _c	Fator de correção
FS	Fator de segurança
N'	Força normal efetiva
dT	Força resistente ao corte
N	Forças normal
U	Grau de uniformidade
G	<i>Gravel</i> (pedregulho)
H	<i>High</i> (alta)
HBR	Highway Research Board
IP	Índices de Plasticidade
K	Permeabilidade de um solo, em cm/s
b	Largura
LC	Limite de Contração

LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
L	<i>Low</i> (baixa)
$\gamma_{s,m\acute{a}x}$	Massa específica seca máxima
MCT	Mini-Compacto-Tropical
MS	Momento solicitante
NP	Solos não plásticos
NBR NM	Norma brasileira norma Mercosul
MR	Momento resistente
Ps	Peso da parte sólida de uma amostra de solo
O	<i>Organic</i> (orgânico)
M	Palavra sueca <i>mo</i> , refere-se ao silte
Pw	Peso da Água
W	Peso da Massa De Solo
γ	Peso específicos
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
P	<i>Poorly gradeà</i> (mal graduado)
u	Pressão intersticial
r	Raio do círculo
RSB	Relatório de segurança de barragens
S	<i>Sand</i> (areia)
ST	Seção Transversal
<i>SEEP/W</i>	Software utilizado na análise dos dados
<i>SLOPE/W</i>	Software utilizado na análise dos dados
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
T	Tensão de Cisalhamento
w	Teor de Umidade
w_{ot}	Umidade ótima
URRN-RN	Universidade Regional do Rio Grande do Norte
W	<i>Well gradeà</i> (bem graduado)

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento da barragem de pequeno porte Estrada Dique, em Aracati – CE, construída no período de 1982 a 1987. O estudo considera um caso hipotético de cheia repentina no Vale Jaguaribano. Para isso foram utilizados os *softwares* SEEP/W e SLOPE/W com o intuito de realizar uma análise da estabilidade dos taludes da obra. O estudo justifica-se pelo alto dano potencial associado em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas. Apesar de tratar-se de uma obra de pequenas dimensões verticais (4 m), deve-se considerar a sua extensão (7 km). Deste modo, o volume contido para a hipótese de cheia repentina do reservatório torna-se relevante. Este trabalho realiza a caracterização do material extraído da jazida natural utilizada na construção da barragem e da análise de estabilidade de taludes para três seções transversais (ST01, ST02 e ST03), situadas em diferentes trechos da obra. Conclui-se que o solo se trata de uma areia siltosa mal graduada e que os fatores de segurança (FS) encontrados são insatisfatórios, ou seja, inferiores aos adotados pela literatura (1,5). O menor FS encontra-se na ST03 e é equivalente a 1,063, para as ST01 e ST02, esse valor difere do anterior, sendo 1,175 e 1,292 respectivamente. Salienta-se que as simplificações adotadas podem interferir nos resultados obtidos, logo se sugere uma análise mais detalhada do material utilizado e principalmente das fundações. Deste modo faz-se necessária a reestruturação e manutenção da barragem Estrada Dique – Aracati/CE, visto sua relevância para o município.

Palavras-chave: Barragem de terra. Análise de Estabilidade de Taludes. Fator de Segurança. SEEP/W. SLOPE/W. Caracterização de Solos. Aracati/CE.

ABSTRACT

The present work objective to analyze the behavior of the Estrada Dique small dam, in Aracati - CE, built from 1982 to 1987. The study considers a hypothetical case of sudden flooding in the Vale Jaguaribano. For this used the software SEEP / W and SLOPE / W, in order to perform an analysis of the dam slope stability. The study is justified by the high potential damage associated in economic, social, environmental or loss of life. Although it is a small project in its vertical extension (4 m), its length (7 km) should be considered. Thus, the volume contained in the reservoir sudden flood hypothesis becomes relevant. This work characterizes the material extracted from the natural deposit used in the dam construction and the slope stability analysis for three transverse sections (ST01, ST02 and ST03), located in different parts of the project. It is concluded that the soil is a poorly graded silt sand and that the safety factors (FS) found are unsatisfactory, that is, lower than those adopted in the literature (1,5). The smallest FS is in ST03 and is equivalent to 1.063, for ST01 and ST02, this value differs from the previous one, being 1.175 and 1.292 respectively. It should be noted that the simplifications adopted may interfere with the results obtained, thus suggesting a more detailed analysis of the material used and especially the foundations. Thus it is necessary to restructure and maintenance the Estrada Dique Dam - Aracati / CE, given its relevance to the municipality.

Keywords: Earth dam. Stability Analysis. Security factor. SEEP/W. SLOPE/W. Soil Characterization. Aracati/CE.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2 OBJETIVOS GERAIS	19
1.2.1 Objetivos Específicos	19
1.3 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO	19
1.4 METODOLOGIA	20
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	22
2.1 CONCEITO E CLASSIFICAÇÃO DA BARRAGEM	22
2.2 AMOSTRAGEM DE SOLO	23
2.2.1 Amostras Deformadas	23
2.2.2 Amostras Indeformadas	23
2.3 TEOR DE UMIDADE	24
2.4 TEXTURA E GRANULOMETRIA DOS GRÃOS	25
2.4.1 Grau de Uniformidade	26
2.4.2 Coeficiente de Curvatura:	26
2.5 CONSISTÊNCIA DOS SOLOS – LIMITES DE ATTERBERG	27
2.6 UMIDADE ÓTIMA E GRAU DE COMPACTAÇÃO	30
2.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	32
2.7.1 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto	32
2.8 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLO	33
2.8.1 Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS	34
2.9 PERMEABILIDADE	35
2.10 REDES DE FLUXO	36
2.11 ANÁLISE E ESTABILIDADE DE TALUDES	38
2.11.1 Método Morgenstern-Price	40
3 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM	43
3.1 ANÁLISE DOCUMENTAL	43
3.1.1 Contexto histórico da barragem	43
3.1.2 A Construção da Barragem Estrada Dique	46
3.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS	49
3.3 GEOMETRIA DA BARRAGEM	51
3.3.1 Seção Transversal 01 – ST01	51
1.1.1 Seção Transversal 02 – ST02	53
1.1.2 Seção Transversal 03 – ST03	54
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
4.1 ENSAIOS E CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	55
4.1.1 Teor de Umidade	55
4.2 TEXTURA E ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	55
4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA	58
4.4 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO – SUCS	59
4.5 UMIDADE ÓTIMA E GRAU DE COMPACTAÇÃO	59
4.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	60
4.7 COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DO SOLO	63
4.8 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES	65
4.8.1 Análise SEEP/W	65
4.8.2 Análise SLOPE/W	70

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
REFERÊNCIAS	74
ANEXO A – CERTIDÃO MUNICIPAL (CARTÓRIO ALEXANDRE GONDIM)	77
ANEXO B – FOTO DOS ENSAIOS DE DENSIDADE COM PICNÔMETRO	79
ANEXO C – ENSAIO DE GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO	80
ANEXO D – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL	82
ANEXO E – ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO	83

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A Engenharia Geotécnica tem ganhado, ao longo da história, grande relevância conforme o seu desenvolvimento como ciência. Esta tem cooperado para o melhoramento da qualidade de vida, expansão da economia, da atividade agrícola, da pesca e até para a segurança da população, através da construção de barragens, contenções e de estudos sobre a estabilidade de taludes.

Braja (2007), em breve relato sobre a história da geotecnia, ressalta que as civilizações antigas se desenvolveram ao longo das margens dos rios, como o Nilo no Egito, o Tigre e o Eufrates na Mesopotâmia, e que diques construídos em 2000 a.C. na bacia do Indo, na Índia foram criados para a proteção de cidades.

Teixeira (2013, p. 2) afirma que, “os reservatórios estão entre as primeiras estruturas concebidas pela humanidade”. Mas, ainda há um longo caminho a percorrer. Segundo Cardoso (2016, p. 8):

A globalização mundial - quer na vertente econômica (produção e comércio), quer no tocante à circulação da informação -, a utilização não sustentável dos recursos, as alterações ambientais causadas por razões antrópicas, o aumento dos desastres naturais, sobretudo dos de natureza hídrica, a reconhecida carência de infraestruturas para dar resposta às necessidades das populações e também para proteção contra as consequências das alterações climáticas, criam um quadro que condiciona decisivamente a evolução da engenharia e, obviamente, também da engenharia geotécnica. Desde logo exige-se uma abordagem dos problemas e das suas soluções mais global, integrada e multidisciplinar. (p. 8)

Diante disso, necessita-se de um estudo ainda mais aprofundado destas estruturas, através da utilização de ferramentas e tecnologias atuais. Tecnologias que prevejam o comportamento de barragens em situações específicas e que possibilitem uma análise confiável a respeito de sua estabilidade. Além de profissionais que compreendam as problemáticas e riscos envolvidos desde a fase de projeto até a operação desses reservatórios.

Apesar dos avanços consideráveis alcançados nos últimos anos pela engenharia geotécnica, a falta de informações e estudos sobre estruturas concebidas e construídas décadas atrás ainda tornam questionável a segurança de barragens de grande e pequeno porte. Esta falta de confiabilidade traz insegurança e risco para as populações que dependem de forma econômica e social destas estruturas.

O estudo de segurança de obras de terra inicia-se na fase de análise de viabilidade do empreendimento, compreendendo até a sua fase de operação. Seguindo as especificações da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, conhecida como Lei de Segurança de Barragens.

Esta lei estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). A mesma considera todos os aspectos relevantes para a diminuição dos riscos e normas de procedimento de prevenção. Define atribuições e formas de controle que assegurem a segurança das barragens, tratando inclusive da existência de planos de evacuação para estas.

Entretanto, a existência de um plano sem a adequação das barragens a este não solucionaria o problema encontrado. De acordo com a Agência Nacional de Águas (ANA, 2018), no Brasil existem 31 órgãos efetivos fiscalizadores de segurança de barragens, estes órgãos registram 24.092 barragens destinadas a diversos usos, destas 42% não possuem sequer outorga e em 76% dos casos a falta de informação impossibilita a identificação da normatização das estruturas, ou seja, se as mesmas estão ou não sob as especificações da PNSB.

Ainda segundo a ANA (2018), “até o momento, 3.543 barragens foram classificadas por Categoria de Risco (CRI) e 5.459 quanto ao Dano Potencial Associado (DPA), sendo 723 classificadas simultaneamente como Categoria de Risco e Dano Potencial Associado altos”, estes números ainda são insatisfatórios.

Vale salientar que para que uma barragem seja submetida ao PNSB é necessário que a mesma seja classificada pelos seus fiscalizadores segundo o seu DPA, e só após isto possuírem uma classificação quanto ao seu CRI. No mesmo relatório a ANA (2018) ressalta que “Em geral, 32% das barragens classificadas apresentam CRI alto, enquanto 55% apresentam DPA alto.”

Além disso, o Art. 1º da Lei nº 12.334, estabelece que para se enquadrar no PNSB as barragens precisam se enquadrar em um dos itens a seguir:

I - altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m (quinze metros); II - capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m³ (três milhões de metros cúbicos); III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; IV - categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 6o. (p.1)

A problemática se encontra na inexistência de dados que possam auxiliar na definição do enquadramento de uma barragem a PNSB, de acordo com a ANA (2018) das 24.092 barragens cadastradas: 18.446 não possuem dados sobre altura, 9.584 não possuem dados sobre sua capacidade e 18.663 não foram classificadas quanto ao seu DPA. De modo que seus empreendedores não começaram a aplicar os dispositivos para a segurança das barragens estabelecidos na lei.

Vale ressaltar que os incisos I, II e III desta Lei só enquadram na lei as barragens de grande porte, pois sabe-se que as barragens que apresentam características inferiores a estas são caracterizadas como barragens de pequeno porte.

Isto revela algo preocupante sobre o Artigo 1º da Lei nº 12.334, que é a necessidade de esclarecer a respeito de quais informações devem ser enviadas pelos órgãos fiscalizadores para a elaboração do Relatório de Segurança de Barragens (RSB), se são as informações sobre todas as barragens existentes sob seu domínio, de pequeno e grande porte, ou apenas sobre as que se enquadram na PNSB, ou seja, as de grande porte.

A falta de eficiência nos órgãos fiscalizadores e de informações sobre as barragens justifica a preocupação em estudar obras de terra que tem relevância social, econômica, ambiental ou que podem gerar risco de vida. Sob esta realidade decide-se estudar o comportamento da barragem Estrada Dique de Aracati, uma obra iniciada em 1982 e finalizada em 1989.

1.2 Objetivos Gerais

O referido trabalho tem como objetivo realizar uma análise de estabilidade do talude da barragem de pequeno porte – Estrada Dique de Aracati – através da utilização do método de elementos finitos por meio dos *softwares* SEEP/W e SLOPE/W, que realizam a verificação do comportamento da barragem de acordo com os dados numéricos, o estudo considera um caso hipotético de cheia repentina no Vale Jaguaribano.

1.2.1 Objetivos Específicos

1. Realizar coleta e análise laboratorial do material utilizado na obra;
2. Identificar ao longo da extensão do barramento três pontos críticos que justifiquem a necessidade de análise.
3. Realizar a análise de estabilidade de talude para os pontos críticos identificados na barragem Estrada Dique de Aracati, em situação de enchimento total, empregando os *softwares* SEEP/W e SLOPE/W.

1.3 Organização do Relatório

O presente trabalho organiza-se da seguinte forma:

- No primeiro capítulo, encontra-se uma breve contextualização sobre a importância da Engenharia Geotécnica e das condições atuais das barragens em nosso país. Ainda

no mesmo tópico, encontram-se os objetivos gerais e específicos do trabalho, a metodologia utilizada e sua organização.

- O segundo capítulo trata da fundamentação teórica e aborda conceitos e conteúdos relevantes para este trabalho, tais como: características dos solos, análise de fluxo, estabilidade de taludes, entre outros.
- O terceiro capítulo apresenta a caracterização da barragem Estrada Dique de Aracati, através de breve relato a respeito do contexto histórico do município, as cheias enfrentadas pelo mesmo e a construção de uma barragem de contenção circundante a este, o que justifica e embasa a relevância do presente trabalho para a comunidade local. Apresenta ainda especificações e dados importantes a respeito da obra e sua geometria.
- No quarto capítulo temos a exposição dos resultados obtidos na caracterização do solo e na análise comportamental da barragem, quanto a sua estabilidade.
- O quinto capítulo evidencia as conclusões finais desta monografia, expondo quais as interpretações e resultados da análise realizada.

1.4 Metodologia

O procedimento técnico adotado foi a abordagem de pesquisa quanti qualitativa através de análise documental e numérica. Método que se dá por meio da interpretação do objeto em seu contexto, utilizando-se tanto de métodos estatísticos de examinação de dados quanto da revisão de literaturas afins já publicadas. Além da análise de elementos históricos necessários para a caracterização da estrutura, as quais permitem a compreensão dos objetos que se procura examinar.

Primeiramente, realizou-se uma análise documental por meio da aquisição de informações de cunho histórico, tais como: memórias descritivas, projetos, intervenções que ocorreram no entorno do empreendimento ao longo de sua operação, relatos da comunidade e de historiadores. Estes, viabilizaram a compreensão do modelo construtivo investigado e sua necessidade de implantação.

Além da pesquisa qualitativa, foi realizada a coleta e classificação do solo utilizado na construção da barragem. Para a análise do solo utilizado na construção da barragem, foram extraídas manualmente 10 amostras de 2 kg de material a cada metro de uma das paredes da

jazida, segundo NBR NM 26 (2001). Totalizando ao final uma amostra deformada de solo de 20 kg.

Em seguida, o material foi submetido aos ensaios necessários para sua caracterização de acordo com o conjunto de normas a seguir:

NBR-6457:2016 Versão Corrigida 2016 - “Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”;

NBR 7181:2016 Versão Corrigida 2:2018 - “Solo – Análise Granulométrica”;

NBR 6459:2016 Versão Corrigida 2017 - “Solo – Determinação do limite de liquidez”;

NBR 7180:2016 - “Solo – Determinação do limite de plasticidade”;

NBR 7182:2016 - “Solo – Ensaio de compactação”;

Por fim, realizou-se a análise de fluxo no maciço e a análise da estabilidade dos taludes da barragem Estrada Dique em Aracati/CE. Estas análises foram obtidas por meio da utilização dos *softwares* SEEP/W e SLOPE/W, programas que compõem um pacote de produtos da GeoStudio.

Estes softwares foram utilizados para determinar através da formulação e solução do sistema de equações de elementos finitos a análise do fluxo, poropressões e a estabilidade dos taludes.

O *software* SEEP/W foi utilizado para determinar através dos coeficientes de permeabilidade do maciço e de sua fundação qual é a trajetória de percolação da água e como atuam as poropressões no interior do barramento. Para que esta análise reproduza a realidade fez-se necessário a determinação das condições de contorno e definição automática da malha de elementos finitos por meio do próprio *software*.

O SLOPE/W, por sua vez, utiliza-se da análise anterior, de modo que os dados obtidos no SEEP/W foram importados para a análise de estabilidade. Em seguida, realizou-se a análise de estabilidade por meio do método de Morgenstern e Price (1965), método que determina a superfície crítica de ruptura, através dos dados de resistência do solo estudado.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Conceito e classificação da barragem

As barragens estão classificadas, segundo seus objetivos, em dois principais tipos: as barragens de contenção e as de regularização. Essa classificação possibilita definir a forma como essa barragem se comporta em relação ao volume de água. Segundo Costa (2012, p. 26-27) as barragens de regularização:

Objetivam regularizar o regime hidrológico de um rio, armazenando água nos períodos em que a afluência é maior que a demanda. Essa operação [...] possibilita reduzir a amplitude das vazões naturais no primeiro período e garantir no segundo vazões efluentes superiores as naturais [...] deve-se adicionar aos objetivos das barragens de regularização o melhoramento das condições de piscicultura, não só no reservatório criado, mas ao longo de todo o trecho de jusante.

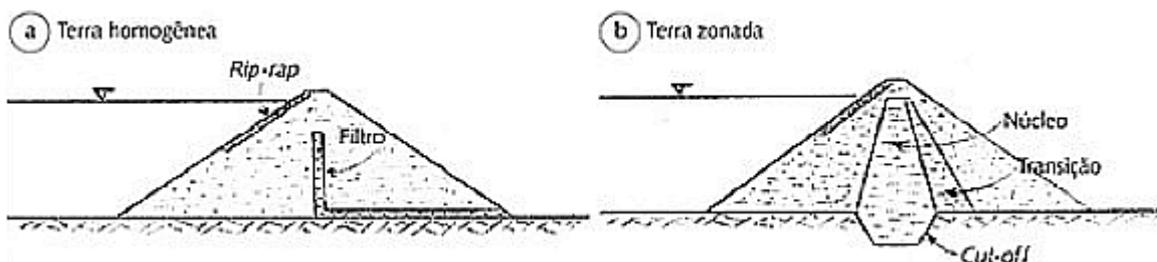
O autor ainda define as características e objetivos básicos para a classificação de uma barragem de contenção:

As barragens de contenção objetivam reter a água de forma temporária ou acumular sedimentos, resíduos industriais ou rejeitos de mineração. Nos casos de retenção de água essas barragens têm a finalidade de amortecer a onda de enchente para evitar inundações a jusante. A onda de cheia é temporariamente armazenada e liberada de forma que a vazão efluente não cause danos a jusante. (COSTA, 2012, p. 27)

Existe ainda a classificação que diz respeito ao tipo de material utilizado na construção da barragem. As mais utilizadas são as barragens de terra, de enrocamento e de concreto. A obra estudada classifica-se como uma barragem de terra. Este tipo de obra pode ser classificado ainda em dois grupos distintos, as barragens de terra homogêneas e barragens de terra zoneadas.

O primeiro grupo se caracteriza, segundo Costa (2012) pela predominância de um único material, podendo haver mais de um que não está presente em mesma quantidade. O segundo grupo, por sua vez, apresenta zonas de materiais com características específicas e de permeabilidade, como o mostrado na figura 01.

Figura 1 - Esquema representativo para seção transversal de barragens homogêneas e zoneadas



Fonte: Costa (2012).

2.2 Amostragem de Solo

Segundo a NBR NM 26 (2001, p. 2), “A amostragem é tão importante quanto o ensaio, por isso devem ser tomadas todas as precauções necessárias para que se obtenha amostras representativas quanto às suas naturezas e características.” A mesma também determina no item 5.1 que as amostras extraídas de jazidas e depósitos naturais devem ser:

5.1.1 Inicialmente deve ser realizada uma inspeção visual completa na região da jazida, com o objetivo de analisar as características e as possíveis variações no material. Em seguida devem ser extraídas amostras de diferentes locais, para analisar as características do material em profundidade. 5.1.2. O número e a profundidade das perfurações é estipulado em função da natureza do depósito, da topografia da área, das características do material, da possibilidade de aproveitamento da jazida e da quantidade de material necessário para a execução da obra. As perfurações a serem realizadas devem ter, no mínimo, a profundidade necessária a ser alcançada na exploração da jazida. (NBR NM 26, 2001, p.7)

Por sua vez, a NBR 9604 (2016, p. 2) fixa procedimentos básicos quanto a coleta de amostras de solo deformada e indeformada. As amostras são definidas como: “extraídas por raspagem ou escavação, implicando na destruição da estrutura e na alteração das condições de compactidade ou consistência naturais” e “extraída com o mínimo de perturbação, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compactidade ou consistência naturais”, respectivamente.

Nos itens 4.4 e 4.5 da NBR 9604 (2016) tem-se o detalhamento dos procedimentos para a coleta de cada tipo de amostra, explicado a seguir.

2.2.1 Amostras Deformadas

Este tipo de amostragem é executado através da utilização de pás, enxadas e equipamentos básicos de escavação, na extração deve-se coletar amostras em quantidade variável de massa a cada metro de profundidade escavado para solos homogêneos. Caso exista mudança do tipo de material, devem ser coletadas amostras dos diferentes tipos de solo identificados.

As amostras devem ser acondicionadas em sacos plásticos ou lona resistentes, protegendo assim a amostra. Amostras que devem preservar a sua umidade natural devem ser acondicionadas em recipientes plásticos, de vidro ou de alumínio com tampa hermética, parafinada ou selada com fita adesiva. Os recipientes e sacos devem ser etiquetados e resguardados em local ventilado e à sombra até serem levados ao laboratório.

2.2.2 Amostras Indeformadas

As amostras indeformadas consistem na retirada de um bloco de solo em formato cúbico com arestas que variam de 0,15 m a 0,40 m. Inicia-se a escavação, ao atingir a cota 0,10 m acima da profundidade prevista deve-se proceder com maior cuidado, utilizando os equipamentos de talhagem do bloco.

Em seguida, inicia-se a talhagem lateral do bloco até 0,10 m abaixo da sua base. Identifica-se o topo do bloco com a letra “T”, envolve-se o bloco com talagarça e aplicam-se demãos de parafina líquida.

Por fim, faz-se o seccionamento da base, realiza-se o tombamento da amostra sobre colchão de areia fofa, envolvendo-o com talagarça e aplicando demãos de parafina líquida ou similar. O material deve ser levado a superfície e colocado em caixa cúbica de madeira ou similar com dimensões internas especificadas na própria NBR 9604 (2016).

A caixa deve conter 3 cm de serragem umedecida no fundo e as laterais entre a caixa e o bloco de amostra também devem ser preenchidos com o mesmo material. O mesmo deve ser transportado com o topo para cima e com identificação do topo descrita na face da caixa respectiva.

2.3 Teor de Umidade

Segundo Almeida (2005, p. 26), define-se “teor de umidade (h) de uma amostra de solo como a razão entre o peso da água (Pw) contida em certo volume de solo e o peso da parte sólida (Ps) existente nesse mesmo volume, expressa em porcentagem”, conforme equação (1).

$$w = 100 \times (Pw \div Ps) \quad (1)$$

Faz-se necessário também definir o que na literatura é denominado teor de umidade higroscópica, este é o teor de umidade do solo após a secagem realizada ao ar livre e destorroamento, de maneira que a amostra não apresente água livre ou capilar.

Deste modo, pode-se calcular o fator de correção de umidade (fc), dado um solo que apresente um determinado teor de umidade pode-se calcular o peso que uma amostra teria se estivesse seca ao multiplicarmos o valor do fator pelo peso da amostra, de acordo com equação (2):

$$fc = 100 \div (100 + w) \quad (2)$$

Os procedimentos para a obtenção do teor de umidade para ensaios de caracterização de solos estão descritos na NBR 6457 (2016). Existem outros ensaios utilizados para a

determinação do teor de umidade de uma amostra de solo. Estes, podem ser separados em dois grupos de acordo com o local de sua realização: laboratoriais ou *in situ*. Listam-se abaixo alguns dos ensaios mais presentes na literatura, separados segundo seu respectivo grupo:

- Laboratoriais: Secagem prévia e Secagem em Estufa
- *In situ*: Processo Expedito do Banho de Areia (Frigideira), Processo Expedito do Álcool Etílico e Método “*SPEEDY*” (*Speedy Moisture Test*)

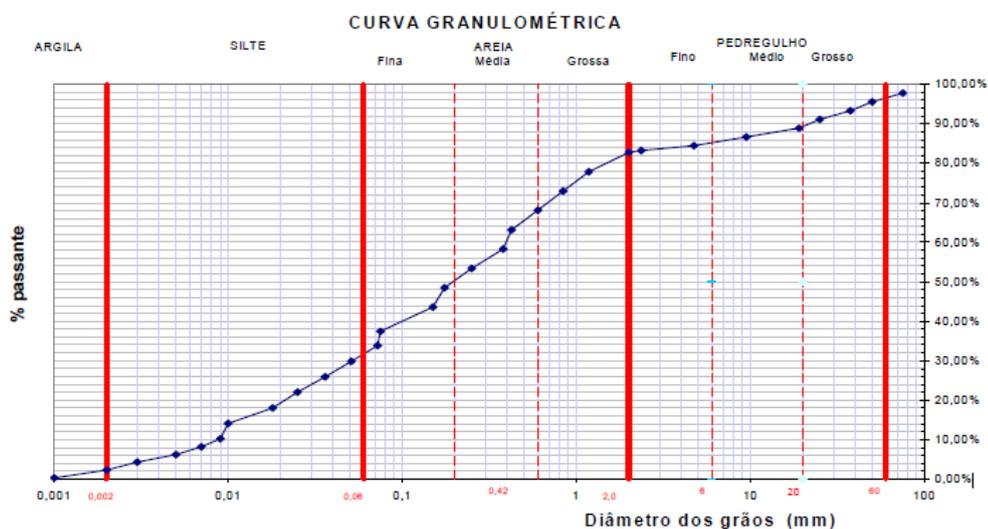
2.4 Textura e Granulometria dos Grãos

Segundo a NBR 6502 (1995, p. 18), a textura é “conjunto de características de forma, dimensão e arranjo dos elementos mineralógicos constituintes do solo”, porém Almeida (2005, p. 72) define a mesma como sendo a “relação entre as dimensões das partículas de um solo e as proporções relativas com que as partículas com essas dimensões ocorrem no solo.”

De modo que se faz necessária a análise granulométrica, visto que a mesma é a medida para a textura e permite distinguir tipos de texturas diferentes. Esta análise objetiva traçar uma curva granulométrica, como mostrado na figura 2, que segundo Almeida (2005, p. 72) consiste em um:

gráfico semilogarítmico, cujos pontos representam: em ordenadas, em porcentagem, a massa dos grãos ou partículas de dimensões inferiores às indicadas, por seus logaritmos, nas abscissas. A escala das ordenadas é crescente, de baixo para cima e a das abscissas cresce a partir da esquerda.

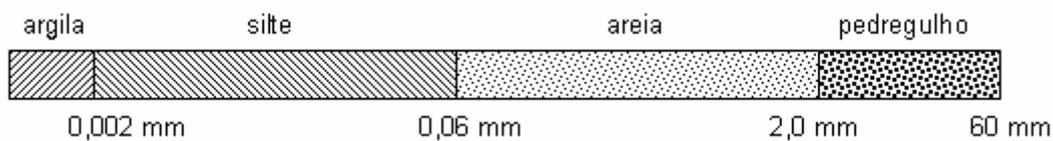
Figura 2 - Exemplo de Curva Granulométrica.



Fonte: Almeida (2005).

A escala granulométrica utilizada neste trabalho segue a determinada pela NBR 6502 (1995), ilustrada pela figura 3. A análise granulométrica deve ser realizada de acordo com o descrito na NBR 7181 (2016), onde a mesma prescreve qual o procedimento para execução do ensaio de granulometria por peneiramento, ou por combinação de peneiramento e sedimentação.

Figura 3 - Escala granulométrica adotada pela NBR 6502.



Fonte: Almeida (2005)

Através da curva granulométrica pode-se definir qual o grau de uniformidade (U) e o coeficiente de curvatura (CC) presente no solo. Por meio do gráfico obtêm-se os seguintes índices:

- Diâmetro Efetivo (D_{10}): trata-se do diâmetro correspondente a 10% em peso de todas as partículas menores que este.
- D_{30} : Diâmetro correspondente a 30% em peso de todas as partículas menores que este.
- D_{60} : Diâmetro correspondente a 60% em peso de todas as partículas menores que este.

A partir destes, pode-se calcular o grau de uniformidade e o coeficiente de curvatura.

2.4.1 Grau de Uniformidade

De acordo com a NBR 6502 (1995, p. 10), define-se o grau de uniformidade como a “relação entre os diâmetros de grãos D_{60} e D_{10} de um solo, onde D_{60} é o diâmetro de grão correspondente aos 60% mais finos na curva granulométrica e D_{10} é o diâmetro de grão correspondente aos 10% nesta curva.”, conforme equação (3).

$$U = D_{60} \div D_{10} \quad (3)$$

A mesma NBR, no item 2.2.54.2, classifica os solos quanto “ao coeficiente de uniformidade em: a) uniformes, quando $D < 5$; b) medianamente uniformes, quando $5 < D \leq 15$; c) desuniformes, quando $D > 15$.”

2.4.2 Coeficiente de Curvatura:

É a relação entre o quadrado do diâmetro D30 pelo produto entre os diâmetros D10 e D60. De modo que solos bem graduados apresentam a relação $1 < CC < 3$. De acordo com a equação (4).

$$CC = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) \quad (4)$$

2.5 Consistência dos Solos – Limites de Atterberg

Conforme Braja (2007, p. 51):

quando minerais de argila estão presentes em um solo com granulação fina, este pode ser remoldado na presença de alguma umidade sem esfarelar. Essa natureza coesiva é causada pela água adsorvida que circunda as partículas de argila.

Deste modo, torna-se essencial definir parâmetros que auxiliem na caracterização de solos finos, estes são a plasticidade e consistência de um solo. Segundo a NBR 6502 (1995, p. 16), a plasticidade pode ser definida como a “propriedade que um solo apresenta, em determinadas condições de umidade, de poder sofrer grandes deformações permanentes, sem sofrer ruptura, fissuramento ou apreciável variação de volume.” A consistência por sua vez é definida como a “propriedade de um solo argiloso ser menos ou mais deformável”.

Para obter-se os Índices de Plasticidade (IP) e de Consistência (IC), necessita-se compreender a respeito dos limites de consistência. Estes, permitem uma análise prática e rápida a respeito do tipo de solo e suas propriedades.

Ao considerar uma amostra de solo com umidade elevada, como fluido denso e em estado líquido. Percebe-se que a medida em que a água evapora, o mesmo inicia um processo de endurecimento perdendo a capacidade de fluir, porém o mesmo torna-se de facilmente moldável e conserva sua forma a uma determinada umidade. Temos então o limite de liquidez, para uma certa umidade onde:

$$w = LL \text{ (Limite de Liquidez)}$$

De modo que o solo agora encontra-se no estado plástico. Ao prosseguir o processo de perda da umidade o solo começa a se desmanchar ao ser manipulado. Neste ponto, o solo sai do estado plástico e passa para o estado semissólido, onde:

$$w = LP \text{ (Limite de Plasticidade)}$$

Ao persistir a secagem o solo passa gradualmente do estado semissólido para o estado sólido, de modo que o limite entre estes dois estados constitui o limite de contração, onde:

$$w = LC \text{ (Limite de Contração)}$$

Abaixo, na figura 4, segue esquema a respeito dos estados físicos citados e de seus limites. Estes limites são obtidos através dos ensaios padronizados pela Associação Brasileira

de Normas Técnicas (ABNT), por meio da NBR 7180 (2016) e da NBR 6459 (2016): determinação do limite de plasticidade e determinação do limite de liquidez, respectivamente.

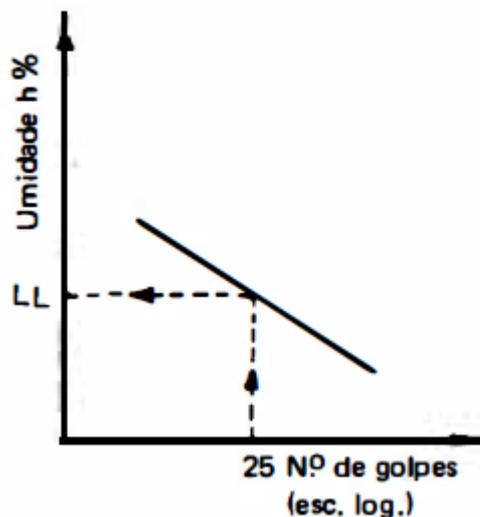
Figura 4 - Esquema dos estados físicos e limites de consistência dos solos.



Fonte: Autor (2019).

O limite de liquidez de um solo, segundo a NBR 6459 (2016), consiste na percentagem de umidade para o qual o sulco formado na execução do ensaio no aparelho de Casagrande se fecha a repetição de 25 golpes, como na figura 5 mostrada a seguir.

Figura 5 - Gráfico de umidade pelo número de golpes para a determinação do LL.



Fonte: Caputo (1988).

Ou ainda, ao conhecer um ponto pertencente a linha de escoamento do material, através da equação (5) abaixo, onde w é a percentagem de umidade e n é o número de golpes.

$$LL = w/1,419 - (0,3 \times \log(n)) \quad (5)$$

De maneira equivalente, a NBR 7180 (2016), o limite de plasticidade consiste no percentual de umidade para o qual o solo ao ser moldado para formar um cilindro de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento começa a fraturar. Este valor só pode ser encontrado por meio do procedimento citado acima.

Por fim, pode-se obter o Índice de Plasticidade (IP), que é a diferença entre os limites de liquidez e plasticidade de um solo. E este define a zona de plasticidade de um solo e fornecendo um critério para análise de sua composição argilosa, visto que as areias apresentam IP aproximadamente igual a zero, ou nulos. Quando $IP=0$, escreve-se $IP = NP$, ou seja, não plásticos.

Deste resultado, pode-se classificar os solos quanto ao grau de sua plasticidade, pois as argilas apresentam-se mais compressíveis com o aumento do IP. De acordo com a equação (6):

$$IP = LL - LP \quad (6)$$

O índice de plasticidade foi classificado de forma qualitativa por Burmister (1949) de acordo com a Tabela 1 abaixo:

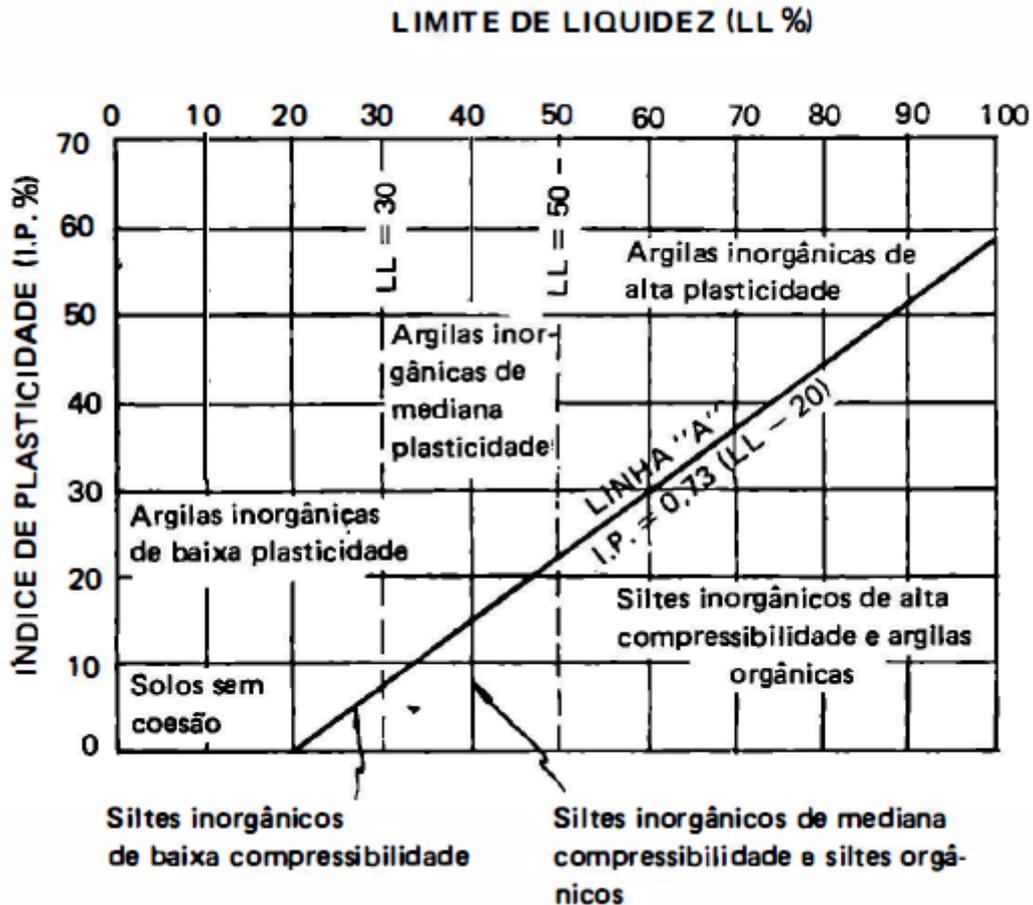
Tabela 1 - Classificação qualitativa de acordo com o índice de plasticidade.

IP	DESCRIÇÃO
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente Plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

Fonte: Burmister (1949).

Em seguida, utiliza-se do gráfico de plasticidade desenvolvido por Casagrande (1932), figura 6, que relaciona o índice de plasticidade com o limite de liquidez de acordo com a observação dos resultados obtidos na análise de inúmeros solos naturais.

Figura 6 - Gráfico para determinação do grupo de solo quanto a plasticidade.



Fonte: Caputo (1988).

O gráfico divide-se em seis regiões, onde três delas encontram-se acima da linha A e as outras três abaixo da mesma. Os solos que contém seu ponto de LL e LP acima da linha A fazem parte das argilas inorgânicas e os abaixo dos siltes inorgânicos. De acordo com Braja (2006) estes os dados fornecidos pelo gráfico de plasticidade são de grande relevância para a classificação de solos finos para o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

2.6 Umidade Ótima e Grau de Compactação

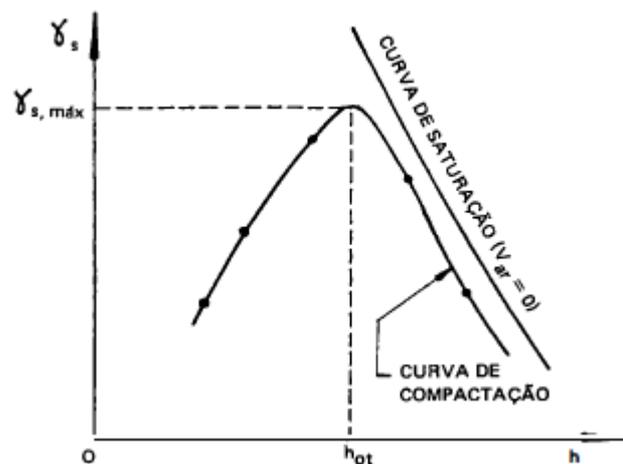
O processo de redução do volume de vazios de um solo, chama-se de compactação, podendo a mesma ser executada de maneira manual ou mecânica. Através da compactação pode-se aumentar a resistência de um solo e torná-lo mais estável. Apesar de simples, esta operação torna-se extremamente relevante pelos efeitos gerados sobre a estabilização de maciços de terra.

A compactação de um solo pode auxiliar também em suas outras propriedades, como a permeabilidade, compressibilidade e absorção da água. O aumento do peso específico do solo por meio deste processo depende da energia empregada e do teor de umidade do solo.

A NBR 6502 (1995, p. 11), define a compactação como o “processo artificial de aumento da massa específica de um solo, por redução do seu volume de vazios, através de aplicação de energia mecânica”.

Ao realizar a compactação de um solo, sob uma energia de compactação constante e inúmeras condições de umidade. Percebe-se que os pesos específicos (γ) de um solo variam de acordo com a umidade (h). A partir destes valores traçar a curva de compactação que segue a forma indicada pela figura 7. Estes valores podem ser encontrados por meio dos ensaios de Proctor normal ou de Proctor modificado, padronizado pela NBR 7182 (2016).

Figura 7 - Esquema para a forma geral da curva de compactação.



Na prática utiliza-se o peso específico aparente (γ_s), de modo que a curva seja determinada pela equação (7), abaixo:

$$\gamma_s = F(w) = \frac{\gamma}{1+w} \quad (7)$$

Observa-se que existe um determinado ponto, para o qual o peso específico aparente é máximo ($\gamma_{s,m\acute{a}x}$). De maneira que a umidade equivalente a este ponto é denominada de umidade ótima (w_{ot}). Para cada solo, sob uma energia determinada de compactação existe um par de valores para $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ e w_{ot} .

Segundo Caputo (1988, p. 173), para a curva indicada na figura 7 acima, o comportamento do solo pode ser explicado de maneira que:

à medida que cresce o teor de umidade, até um certo valor (w_{ot}), o solo torna-se mais trabalhável, daí resultando γ_s maiores e teores de ar menores. Como, porém, não é possível expulsar todo o ar existente nos vazios do solo, a curva de compactação não poderá nunca alcançar a curva de saturação (que é, teoricamente, a curva de $Var = 0$), justificando-se, assim, a partir de $\gamma_{s,máx}$, o ramo descendente.

2.7 Resistência ao Cisalhamento

A característica do solo em suportar cargas externas e conservar-se estável dependem da resistência ao cisalhamento que o mesmo apresenta, de modo que toda massa de solo apresenta um estado de ruptura quando esta resistência é ultrapassada. Segundo Caputo (1988, p. 158):

Das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações. A estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas.

De acordo com a equação de Coulomb, a resistência ao cisalhamento depende basicamente de duas componentes, sendo estas a coesão e o ângulo de atrito do solo., conforme equação (8).

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (8)$$

A NBR 6502 (1995, p. 6), define as propriedades de ângulo de atrito interno no item 2.1.9.3 como sendo o “ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais.” e a coesão no item 2.1.9.4 da mesma norma como a “resistência aos esforços de cisalhamento que depende fundamentalmente da natureza e composição da rocha, ou seja, independe das tensões aplicadas.”

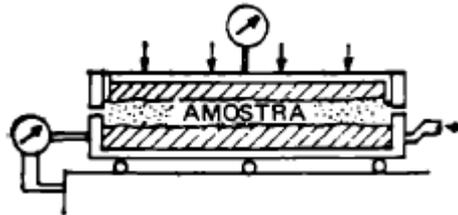
A resistência ao cisalhamento é comumente encontrada através de ensaios em laboratórios, tais como: cisalhamento direto, compressão triaxial e compressão simples. Neste trabalho enfatiza-se o uso do ensaio de cisalhamento direto.

2.7.1 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto

De acordo com Pinto (2000), este ensaio consiste na determinação de qual a tensão de cisalhamento (τ) sob a aplicação de uma tensão normal (σ), capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo ao ser colocada dentro de uma caixa composta de duas extremidades deslocáveis entre si, de acordo com a figura 8, e com a presença de duas pedras porosas em seu

interior, que permitem a drenagem do solo, o ensaio pode ser realizado com a tensão controlada ou com a deformação controlada.

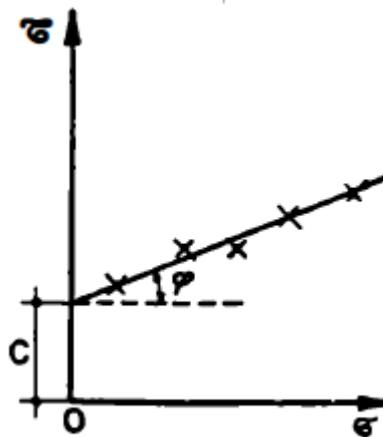
Figura 8 - Esquema do ensaio de compactação direto.



Fonte: Caputo (1988).

O ensaio é repetido para diversas amostras, obtendo-se conjunto de pares de resultados para o gráfico em sistema cartesiano ($\tau \times \sigma$), figura 9, do qual obtêm-se os valores de φ e c .

Figura 9 - Gráfico tensão normal por tensão de cisalhamento, ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Caputo (1988).

Vale salientar que para as areias a equação de Coulomb para a resistência ao cisalhamento pode ser reescrita simplesmente para a equação (9):

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (9)$$

De modo que a maioria das areias o valor de φ encontram-se entre 25° e 35° .

2.8 Classificação dos Solo

Os principais sistemas de classificação dos solos são o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) oriundo do *Airfield Classification System* (AC) e o *Highway*

Research Board (HBR), originado da classificação do *Public Roads Administration*. Ressalta-se a existência de outros métodos de classificação como o Sistema AASHO, que apesar de pouco usado inspirou o sistema de classificação TRB e por fim, a classificação para solos tropicais MCT (Mini-Compacto-Tropical). Este trabalho evidencia o USC e descreve o mesmo abaixo.

2.8.1 Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

De acordo com Almeida (2005), neste sistema o solo é classificado em três grupos, os solos grossos, finos e turfás. Classificam-se como solos grossos aqueles que o diâmetro de maioria absoluta dos grãos é superior a 0,074 mm. Neste grupo, identificam-se os pedregulhos, as areias e os solos pedregulhosos ou arenosos com baixas quantidades de argila e silte.

Estes solos são denominados como, pedregulhos ou solos pedregulhosos (GW, GC, GP e GM) e areia ou solos arenosos (SW, SC, SP e SM). De maneira que as letras representam as palavras abaixo:

- G de *gravel* (pedregulho);
- S de *sand* (areia);
- C de *clay* (argila);
- W de *well gradeà* (bem graduado);
- P de *poorly gradeà* (mal graduado);
- M da palavra sueca *mo*, refere-se ao silte.

Os solos finos, por sua vez, são os quais apresentam diâmetro da maioria absoluta inferior a 0,074 mm. Enquadram-se neste grupo os solos siltosos ou argilosos, de baixa ou alta compressibilidade. Denominam-se como solos de baixa compressibilidade (ML, CL e OL) e solos de alta compressibilidade (MH, CH e OH). As letras representam:

- O de *organic* (orgânico);
- L de *low* (baixa);
- H de *high* (alta).

Por fim, as turfás são solos com alta quantidade de matéria orgânica, fibrilares e compressíveis. E os solos são simbolizados por Pt, originado da palavra *peat* (turfa). A Tabela 2, contém resumo do sistema.

Tabela 2 - Resumo do Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

Classificação Geral	Tipos principais	Símbolos
SOLOS GROSSOS (Menos que 50% passando na #200)	Pedregulhos ou Solos Pedregulhosos	GW, GP, GM E GC
	Areias ou Solos Arenosos	SW, SP, SM, E SC
SOLOS FINOS (Mais que 50% passando na #200)	Siltosos ou Argilosos	Baixa compressibilidade (LL<50) ML, CL E OL
		Alta Compressibilidade (LL>50) MH, CH E OH
SOLOS ALTAMENTE ORGÂNICOS	Turfas	Pt

Fonte: Adaptada de Caputo (1988).

2.9 Permeabilidade

Pode-se conceituar a permeabilidade de um meio poroso como a facilidade que o mesmo possibilita a passagem de um fluido através de seus vazios. A percolação dentro dos solos, através dos canais formados por seus vazios são estreitos e irregulares, dificultando assim uma análise do fluxo através dos poros. Logo, as análises de fluxo no interior dos solos são realizadas de forma macroscópica, através de resultados médios amostrais e sem considerar o que ocorre particularmente em cada vazio microscopicamente.

Para a medição da permeabilidade de um solo, existem dois tipos de processos: diretos ou indiretos. Os processos diretos objetivam a medição do coeficiente de permeabilidade, através de ensaios com permeâmetros de carga constante ou variável. E os processos indiretos buscam apresentar a permeabilidade em função de outros parâmetros do solo.

Um dos métodos indiretos para a determinação da permeabilidade de uma amostra de solo é a fórmula de Hazen. Esta correlaciona experimentalmente a permeabilidade de um solo com a sua granulometria, de acordo com a equação (10):

$$K = C_1 \times D_e^2 (cm/seg) \quad (10)$$

Onde:

- K – é a permeabilidade de um solo, em cm/s;
- D_e – é o diâmetro efetivo de um solo, em cm;
- C_1 – constante que varia entre 41 e 146.

Para as areias com diâmetros efetivos (D_e) entre 0,1 e 3,0 mm e coeficientes de uniformidade (U) inferiores a 5, tem sido utilizado valor médio para C_1 de 100, conforme a equação (11):

$$K = 100 \times D_e^2 (\text{cm/seg}) \quad (11)$$

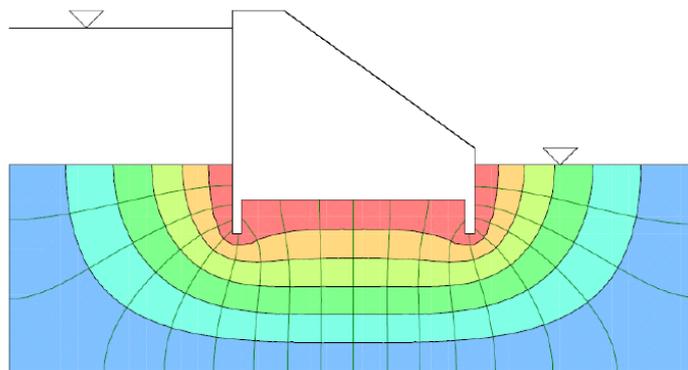
2.10 Redes de Fluxo

De acordo com Braja (2007), as redes de fluxo definem o escoamento da água, em regime permanente, para determinado ponto do maciço de solo, estas redes são regidas pela equação da continuidade de Laplace. Esta é descrita pela equação (12) abaixo, para quando o escoamento é bidimensional e o solo é isotrópico em relação a condutividade hidráulica.

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (12)$$

Esta equação nos permite observar duas famílias de curvas, as linhas de fluxo e as linhas equipotenciais. As linhas de fluxo descrevem a trajetória das partículas de águas de montante a jusante em meio a um solo permeável, por sua vez as linhas equipotenciais, descrevem uma linha na qual a carga potencial é constante para todos os pontos. A combinação de várias destas linhas, compõem uma rede de fluxo, figura 10.

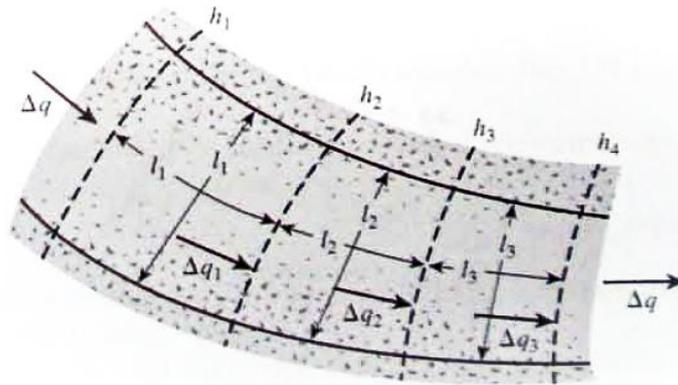
Figura 10 - Redes de fluxo em fundações de barragem de concreto.



Fonte: GeoSlope (2015)

Por meio da rede de fluxo podemos determinar a percolação em um meio poroso, a faixa entre duas linhas de fluxo denomina-se canal de fluxo. Se as linhas equipotenciais formarem elementos quadrados com o canal de fluxo, como na figura 11.

Figura 11 - Percolação através de um canal de fluxo com elementos retangulares.



Fonte: Braja (2007)

Deste modo a vazão no canal de fluxo por unidade de comprimento pode ser calculada por meio da Lei de Darcy, desta conclui-se que a vazão no canal de fluxo segue a equação (13), mostrada abaixo, onde $\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots = \Delta q$,

$$\Delta q = k \times \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) \times l_1 = k \times \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) \times l_2 = \dots \quad (13)$$

Se os elementos forem traçados com uma forma aproximadamente quadrada a queda piezométrica entre linhas equipotenciais paralelas será a mesma, o que se denomina como queda potencial. Logo a diferença entre os equipotenciais pode ser escrita pela razão entre H e Nd. Onde H é a diferença de carga entre montante e jusante e Nd é o número de quedas de potencial. A lei de Darcy assume então a forma da equação (14).

$$\Delta q = k \cdot \left(\frac{H}{N_d} \right) \quad (14)$$

A vazão total por unidade de comprimento (q) através de todos os canais pode ser encontrada ao multiplicar a equação (14) pelo número de canais de fluxo em uma rede (N_f), logo obtêm-se a equação (15).

$$\Delta q = k \cdot \left(\frac{H}{N_d} \right) \cdot N_f \quad (15)$$

Apesar de traçar elementos quadrados em uma rede de fluxo ser conveniente, isto não precisa necessariamente ser feito, para isto, a equação (15) acima assume a forma da equação (16).

$$\Delta q = k \cdot H \cdot \left(\frac{N_d}{N_f} \right) \cdot n \quad (16)$$

Onde n é relação entre as dimensões do elemento da rede de fluxo, ou seja, $b_1/l_1 = b_2/l_2 = \dots = n$.

Ainda segundo Braja (2007, p. 177), “as redes de fluxo são instrumentos altamente eficientes para o cálculo da percolação e da subpressão sob vários tipos de estrutura hidráulica”.

2.11 Análise e Estabilidade de Taludes

A análise da estabilidade de taludes é complexa e ampla, pois trata de problemas com o deslocamento de grandes massas de terra heterogêneas e com históricos de tensões influentes no comportamento do mesmo. As abordagens utilizadas para esta análise norteiam-se a partir das relações de tensão-deformação dos materiais ou do conceito de equilíbrio limite.

O primeiro método permite observar o comportamento mecânico realista para taludes de aterros compactados. Porém, o mesmo não pode ser conferido no estudo de taludes naturais, visto a complexidade da análise pela enorme variabilidade dos solos.

A segunda abordagem permite determinar ao longo de qualquer superfície de ruptura responsável por levar o talude ao rompimento, se a resistência ao corte máxima é ou não inferior a resistência mobilizada para o equilíbrio.

Freitas (2011), os métodos de análise da estabilidade de taludes mais usados são os métodos das fatias, estes dividem a massa de solo em fatias verticais de diferentes larguras acima da superfície potencial de ruptura do solo. Representa-se a base de cada fatia como um segmento de reta, tal modificação permite simplificar a determinação do peso próprio de cada fatia. Deste modo, quando menor a largura da fatia, menor o erro empregado ao resultado.

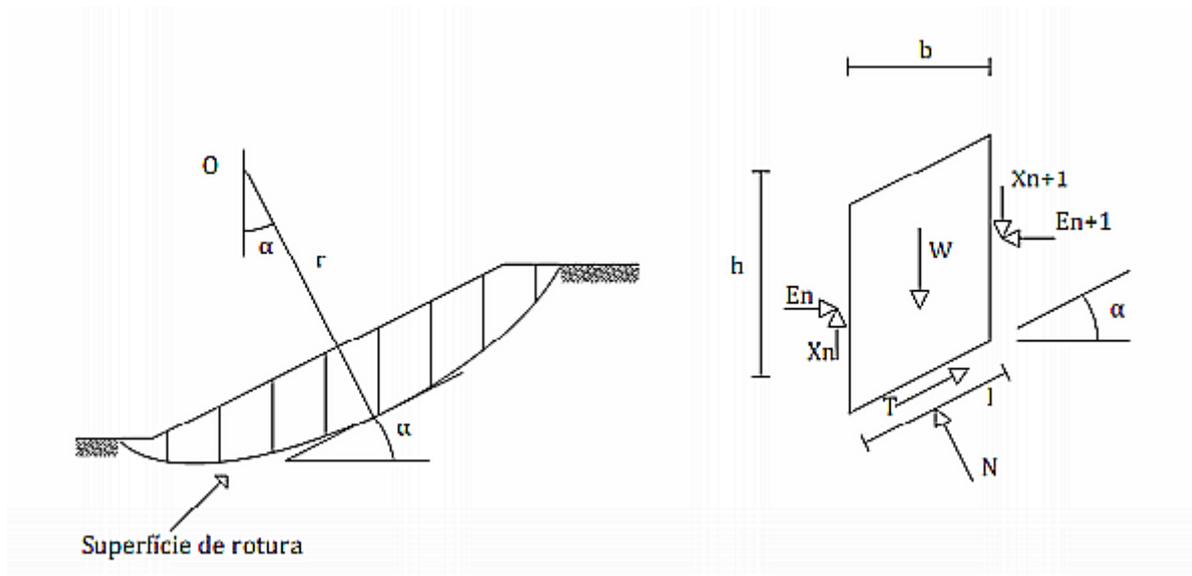
O fator de segurança de um talude é definido por meio da razão entre o momento resistente (M_R) e o momento solicitante (M_S), de acordo com a equação (17). O momento resistente depende exclusivamente da coesão e do ângulo de atrito interno do solo. O momento solicitante, por sua vez, considera os esforços externos em relação ao centro da superfície de ruptura ao deslizamento.

$$FS = \frac{M_R}{M_S} \quad (17)$$

Para realizar a análise do talude homogêneo, figura 12, por intermédio do método das fatias, admite-se que a superfície de deslizamento é um arco de circunferência, com raio (r) e centro (O). A superfície de deslizamento é dividida em fatias, de largura (b) e altura (h) medida

no centro da fatia. De modo que o ângulo (α) com a horizontal seja tangente ao ponto médio da base.

Figura 12 - Esquema de ruptura em taludes por meio do método das fatias.



Fonte: Freitas (2011).

De acordo com Freitas (2011), na base do talude atuam as forças normal (N) e tangencial (T), de modo que a força normal pode ser decomposta para uma força normal efetiva (N') e noutra resultante da pressão intersticial (u), onde o comprimento da base é denominado I . A força tangencial é a força de corte na base caracterizada pela equação (18):

$$T = \frac{\tau_r}{FS} \times I \quad (18)$$

Onde τ_r é a resistência ao corte na ruptura.

Entre as fatias também são encontradas forças normais e tangenciais de interação, denominadas de E_n e E_{n+1} e de X_n e X_{n+1} , respectivamente. Deve-se considerar também o peso próprio (W) de cada fatia. Considera-se então o equilíbrio de rotação em torno do ponto O , onde o somatório dos momentos relacionados as forças que tendem a cortar o solo (T) devem ser iguais ao momento gerado pelo peso da massa de solo (W), equação (19).

$$\sum T_r = W_r \times \sin(\alpha) \quad (19)$$

De modo que o fator de segurança pode ser reescrito como na equação (20):

$$FS = \frac{\sum T_r}{W_r \cdot \sin(\alpha)} \quad (20)$$

Segundo Freitas (2011, p. 36):

O problema é estaticamente indeterminado, dado que para $3n$ equações de equilíbrio, existem $4n-2$ incógnitas, i.e., existem mais incógnitas que equações para $n > 2$. Em termos físicos tal facto deve-se às fronteiras laterais entre fatias não serem superfícies

de ruptura, vindo daí que a relação entre as forças X e E não é determinada pelo critério de Mohr-Coulomb. Será então incontornável estabelecer hipóteses quanto aos seus valores e pontos de aplicação, pois de outra maneira a indeterminação destas incógnitas impossibilita a quantificação de N e posteriormente do FS .

Para resolver esta indeterminação vários autores introduziram simplificações aos estudos, criando métodos que satisfazem o equilíbrio das forças ou dos momentos, ou ainda o equilíbrio completo. Estas, diferem basicamente ao ponto de aplicação e a relação entre as forças de interação X e E .

Existem diversos métodos para realização da análise de estabilidade de taludes. Entre estes, estão os métodos para superfícies de ruptura circulares: Fellenius (1936), Bishop (1955), Bishop Simplificado e Spencer (1967) e os métodos para qualquer tipo de superfície de ruptura: Janbu (1954), Correia (1988) e o Morgenstern e Price (1965), o último método será estudado com maior profundidade a seguir.

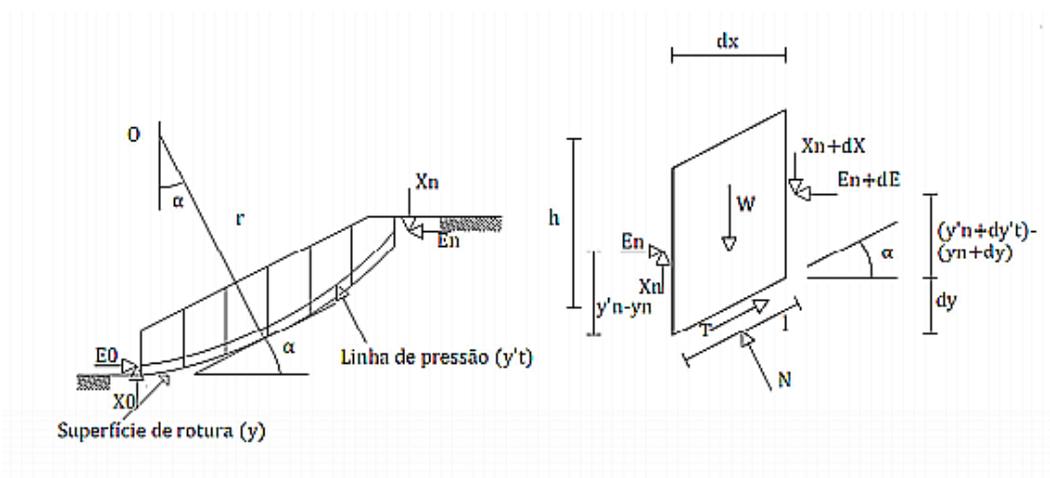
2.11.1 Método Morgenstern-Price

Conforme Freitas (2011, p. 45), este é um método de análise de estabilidade de taludes no qual:

todas as condições de equilíbrio e de fronteira são satisfeitas e a superfície de ruptura poderá tomar qualquer forma. É também uma aplicação do método das fatias, e exige cálculo computacional derivado do complexo processo iterativo.

As forças que atuam sobre uma fatia infinitesimal estão demonstradas na figura 13. Sendo estas, o impulso lateral das tensões efetivas na face da fatia (E'), a força vertical tangencial nas faces (X), o peso da fatia (dW), a pressão normal efetiva (dN), a força tangencial ao longo da base da fatia (dT) e a inclinação da fatia com a horizontal (α).

Figura 13 - Esquema de ruptura em taludes por meio do método de Morgenstern-Price.



Deste modo, a condição para não haver rotação do maciço de solo é se a soma dos momentos no centro da fatia for nula. Neste mesmo ponto, estão aplicadas as forças dN' , dN e dW e tem seus momentos nulos. A equação de equilíbrio neste caso é uma equação diferencial que não será desenvolvida ao longo deste trabalho, mas que possui forma final equivalente a equação (21):

$$E_n = \left(\frac{dy'_t}{dx} \right) + (y'_t - y) \times \left(\frac{dE}{dx} \right) - X \quad (21)$$

O equilíbrio das forças normal e paralela para cada fatia tem a forma das equações (22) e (23):

- N: $dN - dW \times \cos \alpha + dX \times \cos \alpha + dE \times \sin \alpha$ (22)

- T: $dT - dE \times \cos \alpha + dX \times \sin \alpha + dX \times \sin \alpha$ (23)

Onde a força resistente ao corte (dT) é estabelecida em relação as tensões efetivas a partir do critério de Mohr-Coulomb, dependente da coesão (c'), do ângulo de resistência ao corte (ϕ') e do fator de segurança (FS). De modo que:

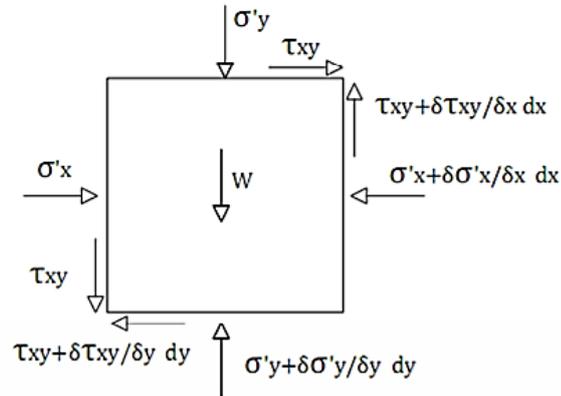
Estas equações se desenvolvem para formas mais complexas, gerando um problema estaticamente indeterminado, que dependem de E , X e y' . Onde E e X , são forças de interação e y' é a linha de pressão. O desconhecimento dos esforços sobre a massa de solo gera a indeterminação, se os mesmos pudessem ser determinados poderia ser executada uma previsão através da relação tensão-deformação, equação (24).

$$dT = \frac{1}{FS} \times (c' \times dx \times \sin \alpha + dN' \times \tan \phi') \quad (24)$$

A falta de conhecimento a respeito dos esforços justifica a utilização de métodos de equilíbrio limite, faz-se necessário então tornar o problema estaticamente determinado. O mais comum é através da relação entre E e X .

Ao isolarmos um elemento de solo na interação entre duas fatias, as tensões efetivas atuantes no mesmo seguem o exemplificado na figura 14 abaixo:

Figura 14 - Tensões efetivas em um elemento localizado na interface das fatias.



Fonte: Freitas (2011).

De onde obtêm-se as equações (25) e (26):

$$\bullet \quad E = \int_z^y \sigma'_x(y) dy \quad (25)$$

$$\bullet \quad X = \int_z^y \tau'_{xy}(y) dy \quad (26)$$

Assume-se então a equação (27):

$$X = \lambda \times f(x) \times E \quad (27)$$

Se a função $f(x)$ for encontrada, o problema será estaticamente determinado e poderão ser encontrados valores para o fator de escala de percentagem para a função (λ) e um valor de E que satisfaça as condições de fronteira. Esta função pode ser obtida através da teoria elástica.

3 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM

A barragem de retenção de pequeno porte Estrada Dique de Aracati, assim classificada por tratar-se de uma obra de terra cujo intuito inicial era de amenizar os impactos gerados pelas cheias do Rio Jaguaribe que assolavam o município constantemente. A mesma atualmente encontra-se com nível de água muito abaixo de sua cota máxima, como mostra a figura 15. Isto ocorre porque no mesmo ano do início de sua operação, ocorreu o início das obras da barragem de regularização Açude Castanhão – Jaguaribara/CE. Obra que tem como principal objetivo a perenização do Rio Jaguaribe e controle das secas e das cheias que atingem o Vale do Jaguaribe, juntamente com o Açude Orós.

Figura 15 - Talude de montante do barramento, vista para o Rio Jaguaribe.



Fonte: Autor (2019)

3.1 Análise Documental

3.1.1 Contexto histórico da barragem

De acordo com Barbosa *apud* Lima (1956, p.18), “as cheias do Jaguaribe mais faladas foram as dos anos de 1732, 1741, 1743, 1789, 1805, 1832, 1839, 1842, 1866, 1917, 1921, 1922, 1924”. Destacam-se também cheias mais recentes, são elas as cheias de 1964, 1974 e 1985, nas quais relatam-se prejuízos reais ao município de Aracati.

Em 1917, a cheia chegou a ser considerada benéfica para a população porque apesar dos danos e transtornos gerados ao município (casas desmoronadas) a mesma foi responsável pelo

melhoramento da embocadura do rio, possibilitando o trânsito de barcaças antes inviabilizado, isto porque a região funcionava como um porto natural por onde escoava grande parte da riqueza produzida na região. Segundo Barbosa (2004, p. 18):

“Aracati está localizada próxima ao oceano Atlântico e a poucos quilômetros da foz do rio Jaguaribe e isto favoreceu a instalação de um porto natural, no período colonial, que se tornou o principal meio para o escoamento da riqueza produzida na região jaguaribana como também a riqueza advinda do interior do Ceará.”

No ano de 1924, a lama inundou todo o município, atingindo as casas do centro do município e ocasionando a queda do flanco direito da Igreja do Rosário. As figuras 16 e 17 mostram imagens desta cheia.

Figura 16 - Igreja Matriz de Aracati, cheia de 1924.



Fonte: Acervo pessoal - Neto Ponciano

Figura 17 - Centro da cidade inundado, cheia de 1924.



Fonte: Acervo pessoal - Neto Ponciano

Superior as duas cheias anteriores, está a cheia de 1974, que durou dos dias 05 de março a 07 de maio, neste ano a cidade foi totalmente alagada, as figuras 18 e 19 são fotografias aéreas e mostram parte do centro do município alagado.

Figura 18 - Fotografia aérea da Igreja Matriz de Aracati, cheia de 1974.



Fonte: Acervo pessoal - Neto Ponciano

Figura 19 - Fotografia aérea do centro da cidade, cheia de 1974.



Fonte: Acervo pessoal - Neto Ponciano

Por fim, em 1982 iniciou-se a construção da barreira de proteção que foi paralisada por falta de recurso do governo federal em 1984. Então em 1985, conforme Barbosa (2004, p. 174):

Para tentar livrar a cidade dessas intempéries do tempo, após a cheia de 1985, foi construído o dique de proteção à cidade. O mesmo forma 2/3 de um anel que circunda a cidade se encontrando com a BR-304. Com a construção do dique a população aracatiense sossegou. A partir desse período não ocorreu mais enchente, exceto em 1986, pois se encontrando o dique ainda em fase de construção, a população foi surpreendida na calada da noite, devido à penetração das águas através de um rompimento da barreira de proteção, sendo obrigada a se retirar da cidade às pressas,

susto esse que durou poucos dias. A partir de então não houve mais registro das enchentes em Aracati.

Ressalta-se que esta foi a maior inundação já ocorrida no município chegando a 1,30 m no centro da cidade. A segunda maior cheia ocorreu em 1974 as águas chegaram a pouco mais de um metro de profundidade e não chegaram a atingir a Igreja Matriz, a cheia de 1985 só não alcançou 11 dos 13 mil prédios existentes na sede do município.

3.1.2 A Construção da Barragem Estrada Dique

Através de análise documental foi identificado que durante a primeira fase da obra, executada pela empresa Estacon, o material escolhido para a construção tratava-se de um solo areno-argiloso de cor amarela, extraído de uma jazida natural localizada a cerca de 1,3 km da obra.

O dique teria uma forma semelhante à de um trapézio, com crista equivalente a 3 m de largura e projeção horizontal variante, de modo que, quanto menor o nível maior a largura. E que nas proximidades do Rio Jaguaribe, seria executada uma crista de 10 m de largura com base variável, de 40 a 50 metros, com tratamento superficial para os taludes a montante com enrocamento de pedras, chamado de “quebra-rio”.

O único documento disponível a respeito obra, encontra-se no ANEXO A deste trabalho, o mesmo trata-se de uma certidão emitida em cartório que concede ao Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS) as terras situadas no bairro Nova Aracati, mais conhecido como Pedregal para a extração do material a ser empregado na barragem. Este documento, confirma a localização da jazida observada na figura 20.

O documento possibilitou a localização da jazida e a extração do material para análise de suas características.

Figura 22 - Jazida de onde foi extraído material para construção e análise do solo.



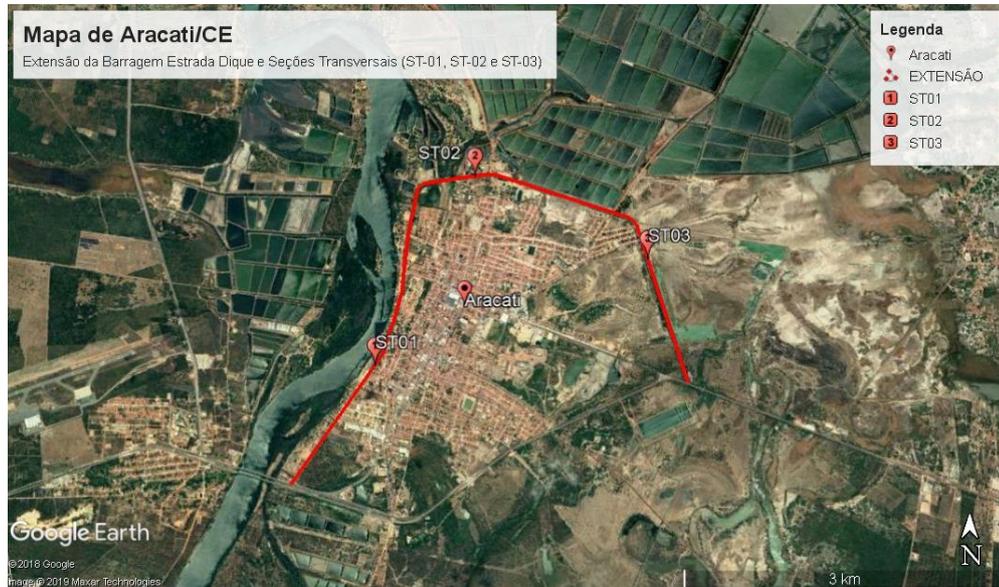
Fonte: Autor (2019)

Durante a segunda fase da obra, executada pela Construtora Britânia, relata-se sobre a necessidade de realizar a drenagem e retificação do rio por meio da execução de um aterro hidráulico, com o intuito para evitar a erosão no pé do barramento. Porém, não foram encontrados registros sobre a execução desta fase da obra.

E por fim, segundo técnicos do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), tendo 7 km de extensão no total, 4 km estariam localizados entre os bairros Farias Brito e Nossa Senhora de Fátima com largura de 10,20 m e altura média de 4 m. Os outros 3 km no trecho da Várzea, com largura de 3,20 m e altura média de 4,50 m. Esta obra protege uma área de 600 hectares, incluindo a zona urbana e a de futura expansão do município.

A divergência entre as informações expostas acima e a realidade pode ser verificada através de estimativa feita por recursos computacionais, que possibilitam extrair informações como a extensão em quilômetros a partir de equipamentos georreferenciados, como na figura 23 a seguir.

Figura 23 - Mapa da cidade de Aracati - CE com demarcação do eixo longitudinal do empreendimento e seções transversais de estudo.



Fonte: Google Earth (2019)

O estudo da estabilidade da Estrada Dique de Aracati, uma barragem de retenção de pequeno porte que circunda todo o município de Aracati, no Ceará, foi realizada com base na relevância e na inexistência de instrumentação. A obra foi iniciada no ano 1982 após as inúmeras cheias ocorridas no município, o que acarretou grandes perdas para o mesmo e sua população.

A preocupação com as grandes barragens não pode nos abster de observar e estudar as obras de pequeno porte que podem gerar consequências consideráveis para municípios inteiros, podendo resultar em perdas financeiras, do patrimônio histórico, de bens e até mesmo de vidas.

Os recentes incidentes com barragens em nosso país tornam ainda mais preocupante a atual conjuntura, o que torna perceptível a falta de compreensão do grau de impacto e risco na vida das pessoas que estão situadas em regiões rodeadas ou em níveis mais baixos comparado ao destes reservatórios.

3.2 Estudos Geotécnicos

Em maio de 2006, o Exército Brasileiro apresentou ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) a Adequação do Projeto Executivo para Melhoramentos

com Adequação de Capacidade e Segurança – Ponte sobre o Rio Jaguaribe, projeto primeiramente elaborado pela empresa NBR – Engenheiros Consultores Ltda., em 2000.

Segundo o DNIT (2006, p. 15):

A Adequação do Projeto Executivo foi desenvolvida com a finalidade de contemplar o aproveitamento do que existe construído hoje, para a obra de arte especial, ponte nova, promovendo-se a elaboração de um novo Projeto para a Restauração, Reforço e Alargamento da estrutura da ponte velha existente, mantendo o projeto de uma estrutura nova complementar e separada desta, para ciclovia e pedestres.

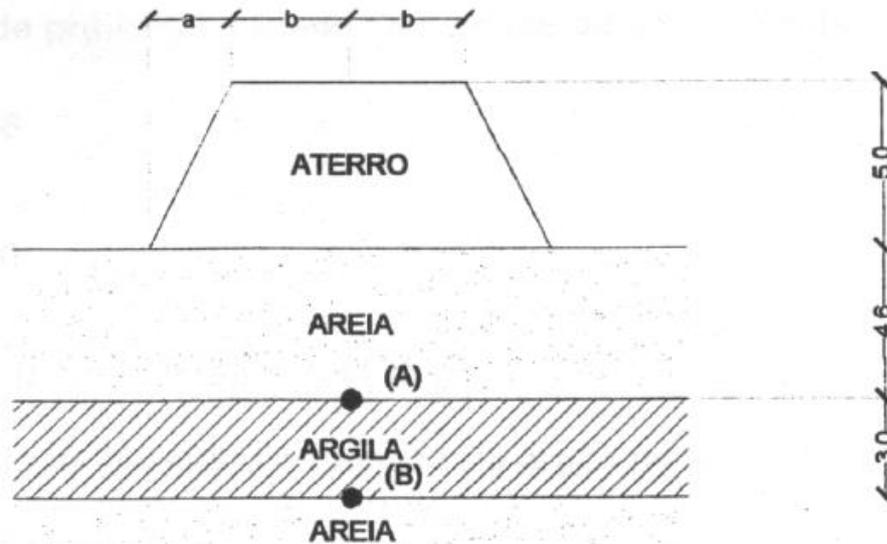
O item 5.1.2 do volume 01 deste projeto, trata dos estudos geotécnicos realizados para a definição das características do subleito. Estes conferiram subsídio para elaboração do projeto de duplicação da BR304/CE e de fundação da ponte nova e alargamento da ponte antiga.

Para isto, foram realizados estudos e sondagens para implantação e pavimentação da duplicação, assim como sondagens geotécnicas a percussão e rotativas no leito do Rio Jaguaribe para os projetos de fundações da nova ponte e alargamento da ponte antiga.

No trecho de 100 m, entre as SP-16 e S-17, foi identificada uma camada de argila orgânica de 2,90 m de espessura. De acordo com o esquema da figura 24. Foram admitidas algumas hipóteses no projeto, listadas a seguir:

a) a camada de argila está normalmente adensada; b) o peso específico aparente da camada de areia acima da argila mole é de 1,6 tf/m³; c) o peso específico aparente da argila saturada é 1,50 tf/m³; d) adotou-se um coeficiente de adensamento $C_v = 4,0 \times 10^{-4}$ cm²/s, e) considerou-se um índice de vazios inicial de $e_i = 1,20$ f) o peso específico aparente do aterro compactado é de 1,90 tf/m³. (DNIT, 2006, p. 75)

Figura 24 - Esquema transversal das camadas encontradas nas sondagens.



Fonte: DNIT (2006)

Os resultados encontrados neste relatório serão utilizados pelo presente trabalho, legitimados pela proximidade entre as obras e pela dificuldade de realização de sondagens para conhecimento do subleito em cada um dos pontos aqui estudados.

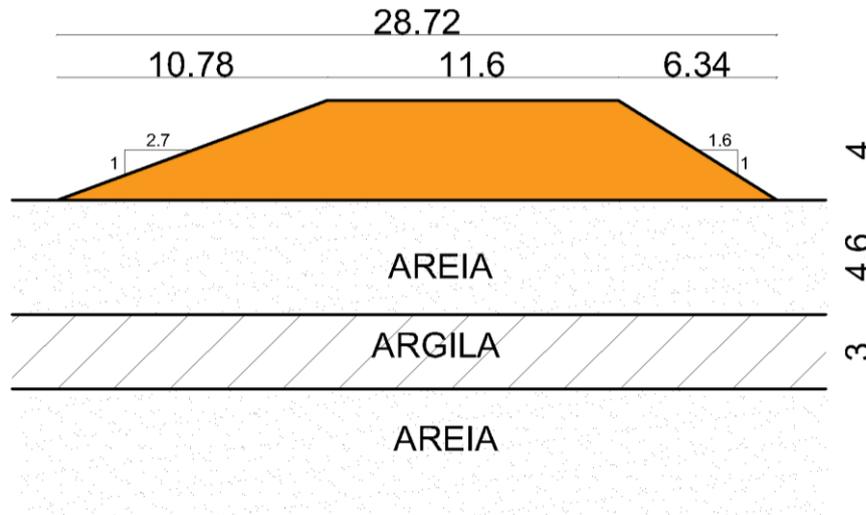
3.3 Geometria da Barragem

A barragem homogênea de terra apresenta uma seção transversal de geometria trapezoidal com variações em suas bases e altura do maciço. Diante disso, serão analisadas duas seções transversais diferentes, denominadas de seção transversal 01 – ST01, seção transversal 02 – ST02 e seção transversal 03 - ST03, de acordo com o já mostrado acima na figura 20.

3.3.1 Seção Transversal 01 – ST01

A ST01 trata-se da seção localizada às margens do Rio Jaguaribe, a oeste do município e entre os bairros Farias Brito e Nossa Senhora de Fátima, de coordenadas 635719.00E e 9495036.00S. Esta possui uma seção trapezoidal com 11,6 m de largura em sua crista, aproximadamente 30 m de projeção horizontal e altura de 4 m, de acordo com o esquema abaixo, figura 25.

Figura 25 - Esquema representativa da ST01.



Fonte: Autor (2019)

Considera-se este como um dos pontos críticos a serem estudados, devido a elevação do maciço nessa região do dique. A criticidade é ampliada ainda pela presença de restaurantes e residências presentes ao pé do talude, por alterações recentes como a revitalização da área e pavimentação da crista. Alterações estas que aumentaram significativamente o tráfego de pedestres e automóveis nesta área do maciço.

Os taludes do maciço encontram-se irregulares e com deposição de entulhos de todos os tipos, desde resíduos da construção civil até resíduos de materiais de uso humano. Como pode ser visualizado por meio das figuras 26 e 27.

Figura 26 - Talude a montante do barramento.



Fonte: Autor (2019)

Figura 27 - Talude de jusante do barramento.



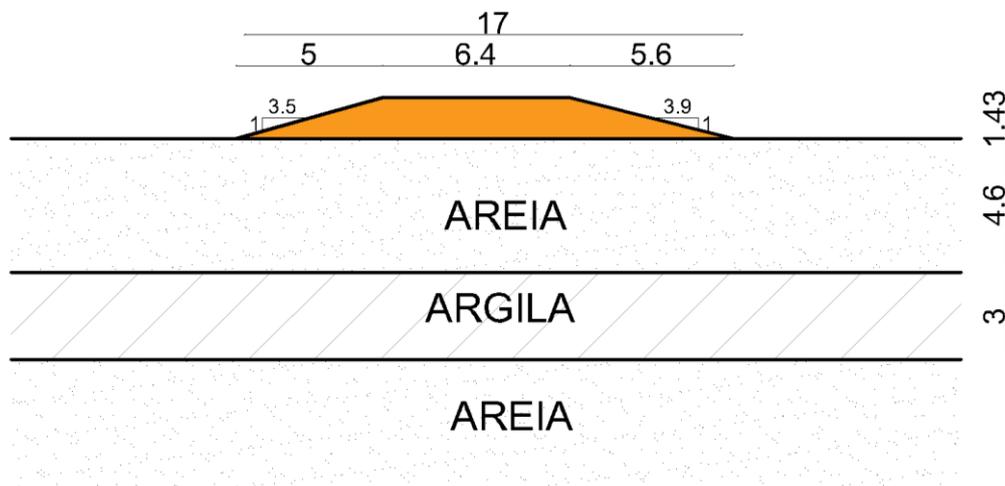
Fonte: Autor (2019)

1.1.1 Seção Transversal 02 – ST02

A ST02 está situada próximo aos bairros Nossa Senhora de Fátima e Várzea da Matriz, de coordenadas 636674.00E e 9496907.00S. A mesma encontra-se a aproximadamente 920 m da margem do Rio Jaguaribe, sendo uma área amplamente utilizada pela Carcinicultura.

Esta apresenta seção transversal com 6,40 m de crista, aproximadamente 20 m de projeção horizontal e 1,42 m de altura. Exemplificada pelo esquema abaixo, figura 28. Nesta região do maciço a topografia local e a distância do mesmo até a margem do rio justificam a cota superior do maciço.

Figura 28 - Esquema representativa da ST02.



Fonte: Autor (2019)

Nesta área, os taludes encontram-se com maior regularidade, vegetação nativa em grande parte do trajeto e com poucos focos de resíduos. Observou-se também que em parte do trajeto é regularmente realizada a supressão vegetal do talude esquerdo, ou de montante. De acordo com a figura 29.

Figura 29 - Talude esquerdo (montante) da barragem.



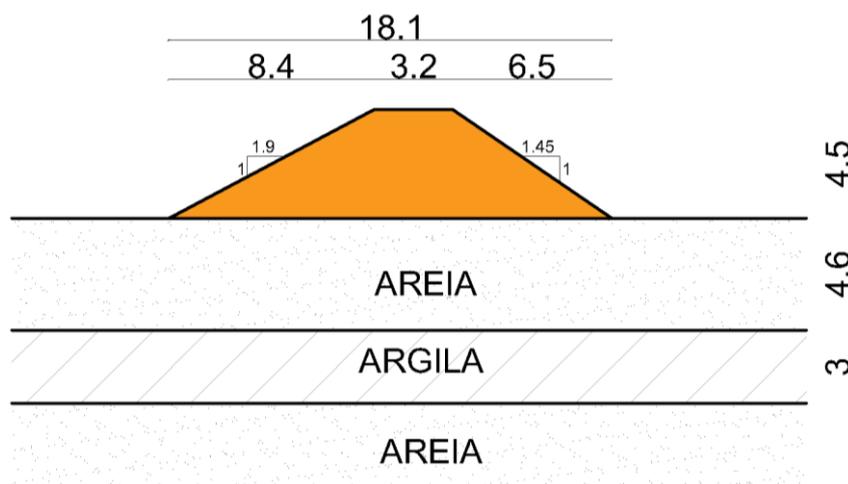
Fonte: Autor (2019)

1.1.2 Seção Transversal 03 – ST03

A ST03 está situada ao lado do bairro Várzea da Matriz até encontrar a Br-304, mais precisamente nas coordenadas 638362.28E e 9496068.13S. Uma região pouco habitada e via de escoamento das cargas da carcinicultura presentes nas proximidades deste trecho.

A seção apresenta 3,20 m de crista, 4,5 m de altura e aproximadamente 18,1 m de projeção horizontal. A mesma é demonstrada pela figura 30. Os taludes dessa região são de difícil acesso, com vegetação nativa nas duas extremidades do maciço.

Figura 30 - Esquema representativa da ST03.



Fonte: Autor (2019)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos através dos ensaios realizados para a caracterização do solo e na utilização dos softwares SEEP/W e SLOPE/W para a análise da estabilidade de taludes estão descritos neste capítulo. O mesmo tem como objetivo informar quais as conclusões obtidas por meio deste estudo.

As imagens feitas durante os ensaios encontram-se em anexo (ANEXO B, ANEXO C, ANEXO D E ANEXO E)

4.1 Ensaio e Caracterização do Solo

4.1.1 Teor de Umidade

O teor de umidade do solo foi realizado por meio do método de secagem em estufa. Através de repetição do ensaio e cálculo da média, obteve-se umidade natural para o solo equivalente a 3,38%.

Deste modo, podemos calcular o fator de correção de umidade (f_c), que para este solo é de 0,967. Por meio deste resultado, ao multiplicar qualquer peso em massa deste solo em seu estado natural por seu fator de correção, obtêm-se o peso relativo ao peso da amostra de solo se a mesma estivesse seca.

4.2 Textura e Análise Granulométrica

Para a caracterização da textura e granulometria do solo estudado foi utilizada a combinação dos ensaios de peneiramento e sedimentação de solos, descritos na NBR 7181 (1984). Os resultados obtidos pelo ensaio de granulometria por meio do peneiramento estão descritos na tabela 1.

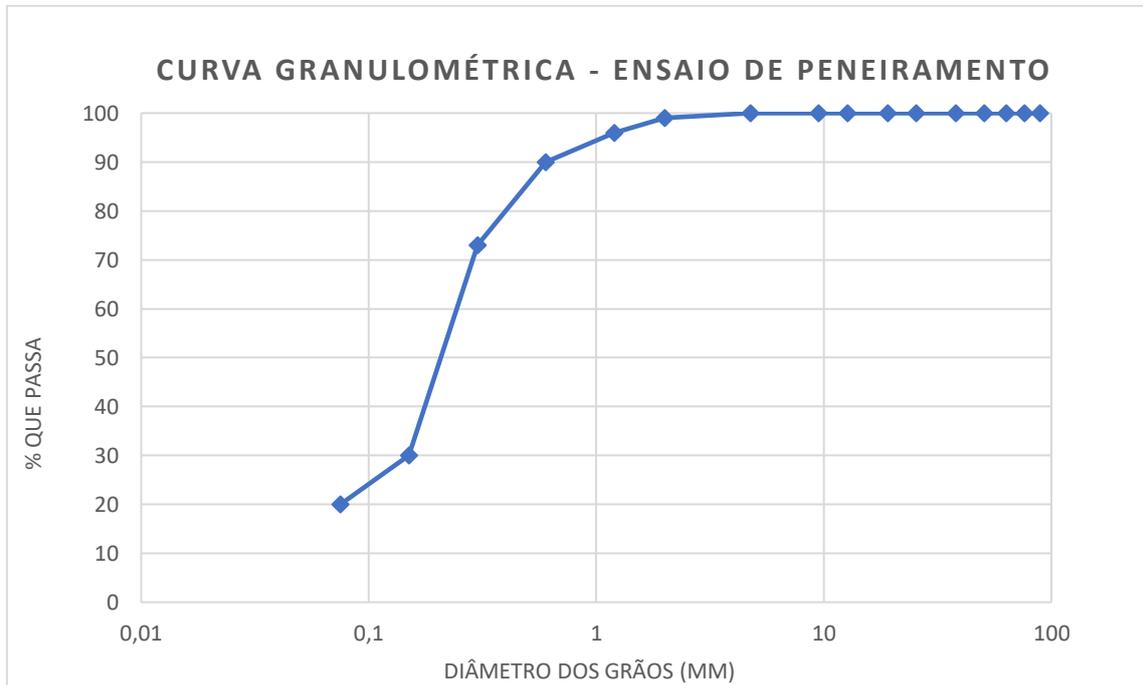
Tabela 3 - Resultado da Granulometria por peneiramento.

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO					
-	PENEIRAS		P. RETIDO	PESO	% PASSA
	POLEGA DAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM. TOTAL
PEN. GROSSO	3 1/2"	88,9	0,00	967,47	100
	3"	76,2	0,00	967,47	100
	2 1/2"	63,3	0,00	967,47	100
	2"	50,8	0,00	967,47	100
	1 1/2"	38,1	0,00	967,47	100
	1"	25,4	0,00	967,47	100
	3/4"	19,1	0,00	967,47	100
	1/2"	12,7	0,00	967,47	100
	3/8"	9,5	0,00	967,47	100
	Nº 4	4,76	0,29	967,18	100
	Nº 10	2	4,86	962,32	99
PEN. FINO	Nº 0,6	1,20	3,94	112,14	96
	Nº 0,42	0,60	6,69	105,45	90
	Nº 0,3	0,30	20,16	85,29	73
	Nº 100	0,15	50,20	35,09	30
	Nº 200	0,075	11,90	23,19	20

Fonte: Autor (2019)

A curva granulométrica extraída dos dados acima, possui a forma de acordo com o gráfico 1. Por meio desta pode-se observar que o solo é composto por 1% de pedregulho, 9% de areia grossa, 60% de areia média, 10% de areia fina e 20% de silte e argila.

Gráfico 1 - Curva granulométrica obtida por meio do ensaio de peneiramento.



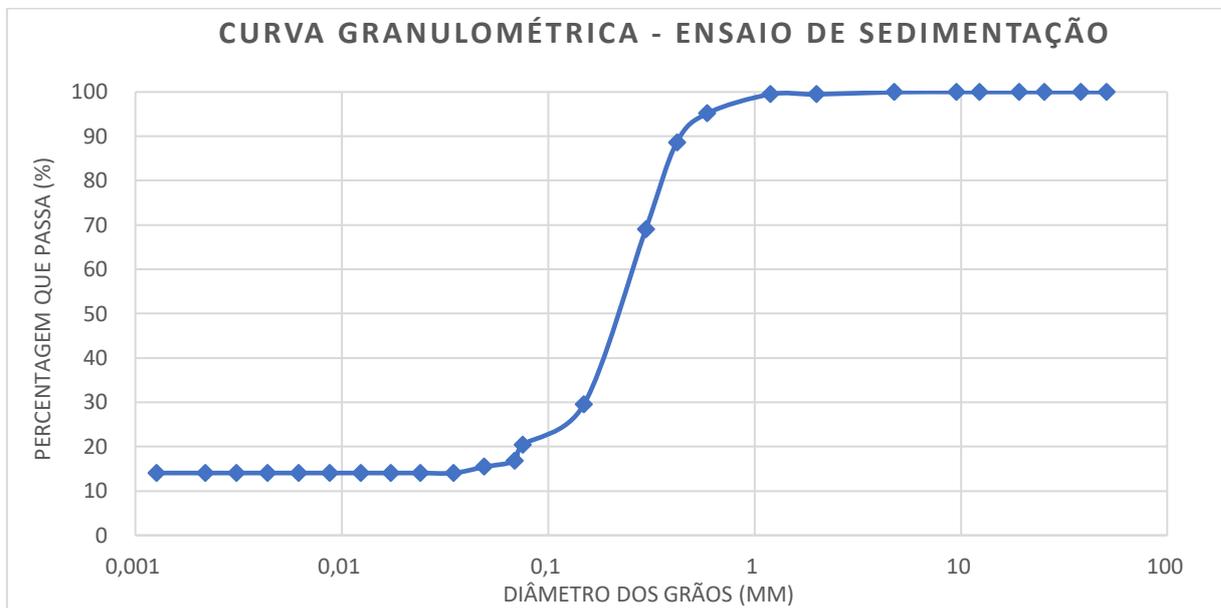
Fonte: Autor (2019)

Antes de realizar o ensaio de sedimentação faz-se necessário a determinação da densidade real do solo, a partir do ensaio do picnômetro. O ensaio foi executado a uma temperatura constante de 20°C e a média entre os três resultados obtidos foi 2,66 g/cm³.

Em seguida, realizou-se o ensaio de sedimentação para a caracterização do diâmetro das partículas de solo da parcela de silte e argila presentes na amostra.

Por meio destes dados pode-se observar melhor os diâmetros dos solos finos presentes na amostra. Ao realizar esta análise obteve-se que a amostra não contém pedregulhos e contém 1% de areia grossa, 11% de areia média, 68% de areia fina, 6% de silte e 14% de argila em sua composição. Agregando estes resultados a análise granulométrica por peneiramento possibilita-se complementar a curva granulométrica, que assume a forma do gráfico 2.

Gráfico 2 - Curva granulométrica obtida por meio do ensaio de sedimentação.



Fonte: Autor (2019)

Como o diâmetro efetivo trata-se do diâmetro correspondente a 10% em peso de todas as partículas menores que este e não possuímos este dado, não podemos caracterizar o solo quanto ao seu grau de uniformidade (U) e de seu coeficiente de curvatura (CC).

4.3 Limites de Consistência

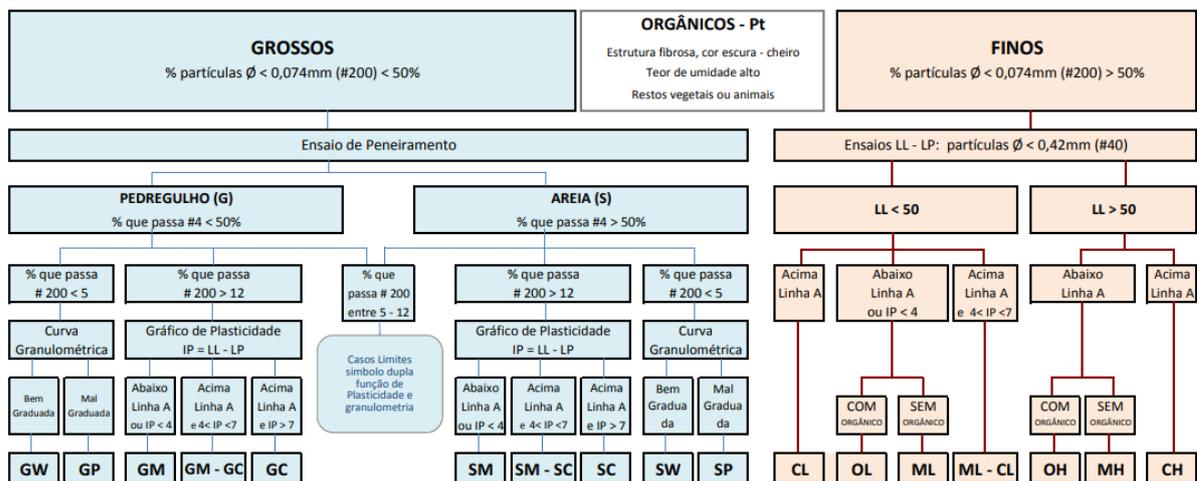
Ao realizar os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade percebeu-se que o solo não apresenta plasticidade ($LP=0$) e nem liquidez ($LL=0$). Ou seja, o solo apresenta um índice de plasticidade nulo, não fornecendo critérios sobre a sua composição argilosa e conduzindo a um solo sem coesão ($c=0$).

Estes dados contradizem o observado no ensaio de sedimentação. Pois, é comum que solos cuja composição demonstram valores de finos (siltes e argilas) acima de 10% já apresentem plasticidade. Vale salientar que os valores expressos no ensaio de sedimentação foram refeitos e não apresentaram alterações em seus resultados.

4.4 Classificação do Solo – SUCS

Para realizar a classificação do solo por meio do SUCS utiliza-se das características granulométricas e dos limites de consistência do mesmo. A partir do esquema demonstrado na figura 31 abaixo pode-se determinar o grupo ao qual o solo pertence de acordo com esta classificação.

Figura 31 - Esquema de classificação de solos pelo SUCS.



Fonte: UDESC (2017)

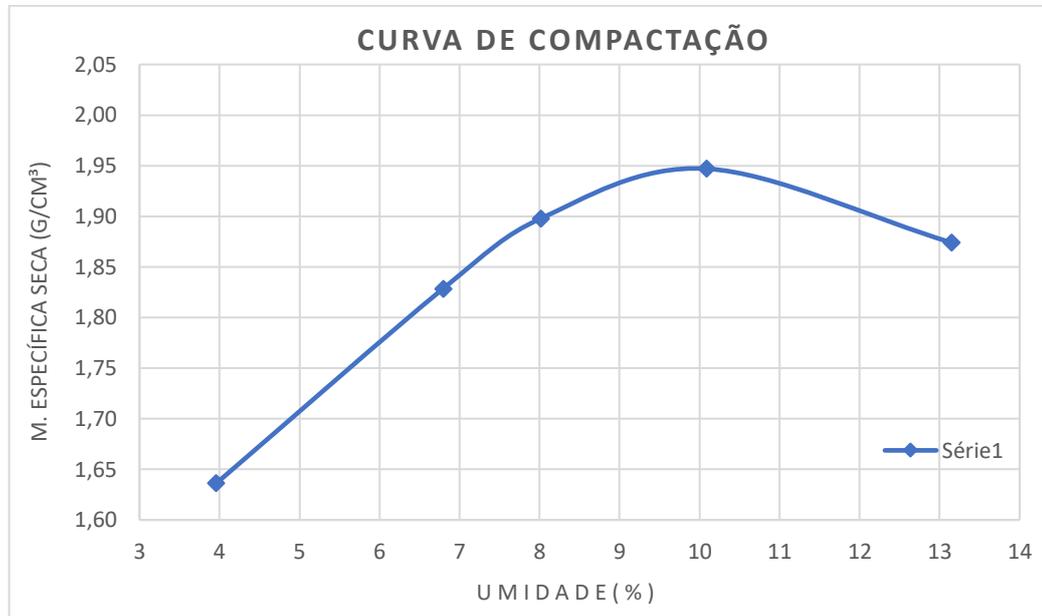
A partir da análise de cada parâmetro determinado pelo esquema acima, percebe-se que o solo em questão pode ser classificado como SM (areia siltosa), que segundo Almeida (2005) neste grupo encontram-se misturas mal graduadas de areia e silte.

4.5 Umidade ótima e Grau de Compactação

Para a determinação da umidade ótima (w_{ot}) e do peso específico aparente (γ_s) da amostra de solo em estudo realizou-se o ensaio de compactação Proctor normal. O ensaio foi realizado segundo o descrito na NBR 7182 (2016), o objetivo do ensaio é encontrar os pesos específicos da amostra para diferentes teores de umidades.

Foram ensaiados 5 cilindros com umidades diferentes, os pares de pontos cartesianos formados pelas umidades de cada corpo de prova e suas massas específicas possibilitaram traçar a curva de compactação do solo. A partir destes pontos traça-se uma curva de aproximação para extrair os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima. O gráfico 3, mostra curva de compactação do solo estudado.

Gráfico 3 - Curva de Compactação obtida por meio do Ensaio de Proctor Normal.



Fonte: Autor (2019)

O ponto máximo do gráfico encontra-se em uma umidade ótima equivalente a 10% e massa específica aparente seca máxima igual a $1,95 \text{ g/cm}^3$. Ao multiplicar a massa específica seca máxima pela aceleração da gravidade e ajustar as unidades obtém-se o peso específico aparente seco máximo da amostra, equivalente a $19,5 \text{ kN/m}^3$.

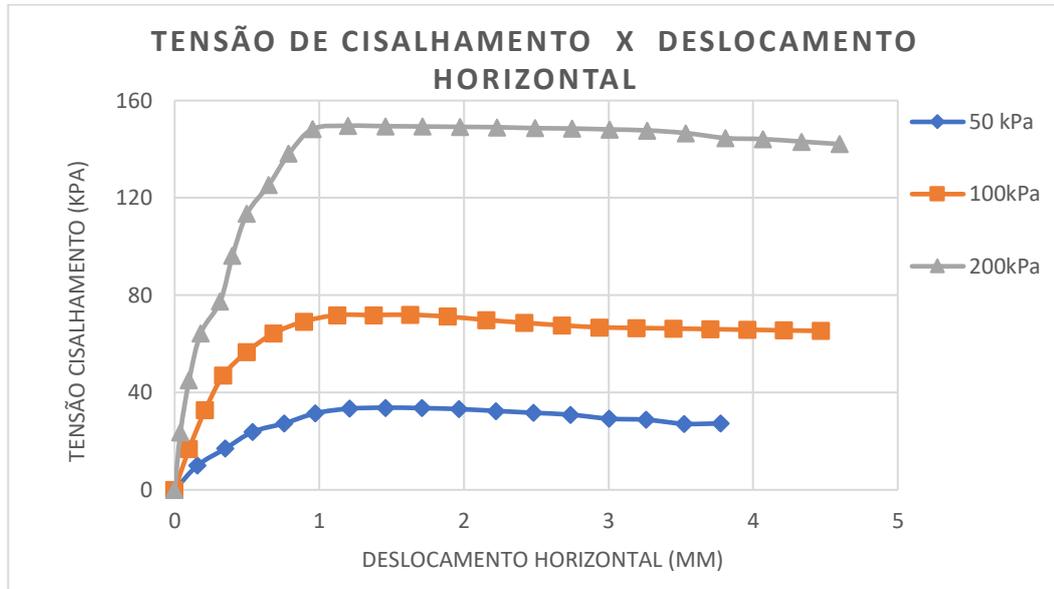
4.6 Resistência ao Cisalhamento

Para definir a tensão de cisalhamento suportada por um solo faz-se necessário conhecer a coesão e o ângulo de atrito interno do mesmo. Com o intuito de determinar estes valores para a amostra de solo estudada realizou-se o ensaio de cisalhamento direto.

O ensaio foi repetido para três amostras de solos de seção quadrada, submetidos a tensões normais de 50, 100 e 200 kPA. O ensaio objetiva encontrar pares de pontos cartesianos para as tensões normais e de cisalhamento. As tensões de cisalhamento são obtidas por meio da razão entre a força cisalhante atuando no equipamento e a área corrigida do corpo de prova.

A partir destes dados as curvas de tensão cisalhamento por deslocamento horizontal são traçadas. As mesmas podem ser observadas no gráfico 4. Por meio destes gráficos, obtêm-se as tensões cisalhantes máximas para cada uma das tensões normais aplicadas.

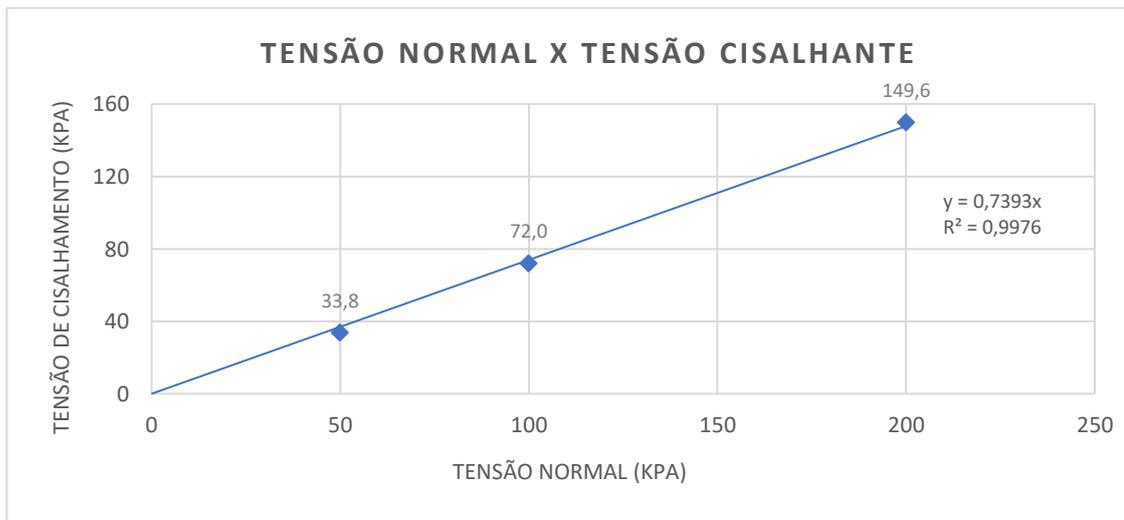
Gráfico 4 - Gráfico da tensão cisalhante por deslocamento horizontal.



Fonte: Autor (2019)

Em seguida, pode-se traçar em um plano cartesiano os pares de resultados entre as tensões normais e as tensões cisalhantes máximas, gráfico 5. Este gráfico permite extrair os dados de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ).

Gráfico 5 - Tensão normal versus tensão cisalhante obtido por meio do ensaio por cisalhamento direto.



Fonte: Autor (2019)

Através do gráfico acima é possível observar que o solo não apresenta coesão ($c=0$), confirmando o ensaio dos limites de Atterberg, que evidenciou que o solo se tratava de um material não plástico. O coeficiente angular da reta, ou ainda a tangente do ângulo formado pela

reta e a horizontal possibilita encontrar o ângulo de inclinação da reta, este ângulo equivale ao ângulo de atrito interno do solo. Para o solo estudado este parâmetro é igual a $36,5^\circ$.

Faz-se necessário determinar também estes parâmetros para os solos presentes nas fundações do barramento em estudo. Para isto, utilizou-se de valores típicos de coesão e ângulo de atrito para solos determinados por Maragon (2009) em função de relação entre o SPT e os parâmetros de resistência e de deformabilidade de solos em fundações, tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros de resistência e de deformabilidade em função do SPT.

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ°	E (t/m ²)	N
Fofa	1,6	0	25 – 30	100 – 500	
Pouco Compacta	1,8	0	30 – 35	500 – 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 – 40	1400 – 4000	0,3 a 0,4
Compacta	2,0	0	40 – 45	4000 – 7000	
Muito Compacta	>2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ°	E (t/m ²)	N
Muito Mole	1,3	0 – 1,2	0	30 - 120	
Mole	1,5	1,2 – 2,5	0	120 – 280	
Média	1,7	2,5 – 5,0	0	280 – 500	0,4 a 0,5
Rija	1,9	5,0 – 15,0	0	500 – 1500	
Dura	>2,0	>15,0	0	>1500	

Fonte: Adaptado de Maragon (2007)

A seguir, na tabela 5, encontram-se os valores adotados para o peso específico, coesão e ângulo de atrito utilizados nesta monografia.

Tabela 5 - Parâmetros de coesão e ângulo de atrito adotados.

Descrição	Material	Peso		
		Específico Saturado (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (φ °)
Solo – Barramento	Areia Fina	21,7	0	36,5
Solo 01 – Fundação	Areia Fofa	20	0	27,5
Solo 02 – Fundação	Argila Mole	15,0	18,14	0

Fonte: Autor (2019)

4.7 Coeficiente de Permeabilidade do Solo

Neste estudo esperava-se estimar o coeficiente de permeabilidade do solo por meio da correlação desse parâmetro com a granulometria, obtido por meio da fórmula de Hazen. Ou seja, através da relação desta entre o diâmetro efetivo extraído da curva granulométrica. Entretanto, como visto anteriormente, o solo não apresenta um diâmetro para as partículas com o percentual de massa igual a 10%. Assim como não existem parâmetros para obtenção do seu grau de uniformidade.

De modo que, fez-se necessário utilizar-se de valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diversos tipos de solos obtidos por Pinto (2006) e por Cruz (1996), como mostram as tabelas 6 e 7, para a determinação da permeabilidade do solo.

Tabela 6 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos sedimentares.

Tipos de Solos	k (cm/s)
Argilas	$>10^{-7}$
Siltes	10^{-4} a 10^{-7}
Areias Argilosos	10^{-5}
Areias Finas	10^{-3}
Areias Médias	10^{-2}
Areias Grossas	10^{-1}

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Tabela 7 - Valores típicos de coeficiente de permeabilidade.

Material	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)
Rochas Maciças	$10^{-9} - 10^{-12}$
Argilas Marinhas	10^{-8}
Argilas Sedimentares	$10^{-7} - 10^{-8}$
Solos Compactos (k_v)	10^{-7}
Solos Compactos (k_n)	$10^{-4} - 10^{-6}$
Siltes	10^{-6}
Arenitos	10^{-4}
Areias Finas	10^{-3}
Areias Médias	10^{-2}
Areias Grossas	$10^{-2} - 5 \cdot 10^{-2}$

Fonte: Adaptado de Cruz (1996)

Por meio destes resultados observa-se que para areias finas, ou seja, areias que apresentam percentagem considerável de siltes e argilas, a permeabilidade apresenta uma ordem de grandeza de 10^{-3} cm/s, valor este que será adotado pelo presente trabalho.

Faz-se necessário também determinar os coeficientes de permeabilidade dos solos presentes nas fundações do barramento. Estes, foram determinados a partir das especificações, já citadas no capítulo 2 deste trabalho, a respeito dos solos existentes e das tabelas acima. Na tabela 8, encontram-se os valores adotados neste trabalho.

Tabela 8 - Coeficientes de permeabilidade adotados.

Descrição	Material	Coeficiente de Permeabilidade Adotado (cm/s)
Solo - Barramento	Areia Fina	10^{-3}
Solo 01 – Fundação	Areia Média	10^{-2}
Solo 02 – Fundação	Argila Sedimentar	10^{-8}

Fonte: Autor (2019)

4.8 Análise da Estabilidade de Taludes

Para a realização da análise da estabilidade de um talude faz-se necessário conhecer a sua geometria, os parâmetros do solo, a malha de elementos finitos, as condições de contorno e as tensões atuantes sobre o maciço.

Como a presença da água interfere nos parâmetros do solo e a mesma sempre constitui parte do problema para estabilidade de barragens. É relevante então realizar primeiramente um estudo com relação ao fluxo de água através do maciço e a poropressão atuante antes de realizar uma análise de estabilidade.

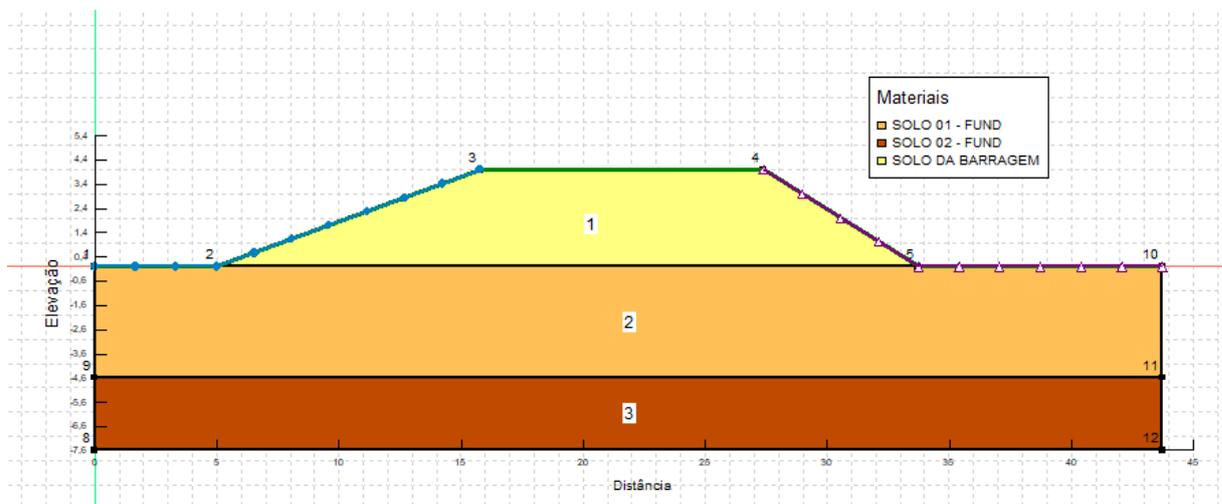
A análise do fluxo de água dentro da barragem foi realizada por meio do *software* SEEP/W, e está descrita no item abaixo. Para esta análise considerou-se que a barragem estivesse em estado de operação, com carga hidráulica máxima.

Em seguida pode-se verificar a análise de estabilidade de talude por meio do *software* SLOPE/W, nesta etapa da análise *software* realiza o cálculo da estabilidade por meio do método de Morgenstern e Price (1965).

4.8.1 Análise SEEP/W

A análise inicia-se utilizando o *software* SEEP/W para modelar a seção transversal do barramento a ser estudado. A figura 32, 33 e 34 abaixo, mostram a ST01, a ST02 e a ST03 em escala e as condições de contorno aplicadas a montante e a jusante.

Figura 32 - Esquema da ST01, escala de elevação por distância e condições de contorno.

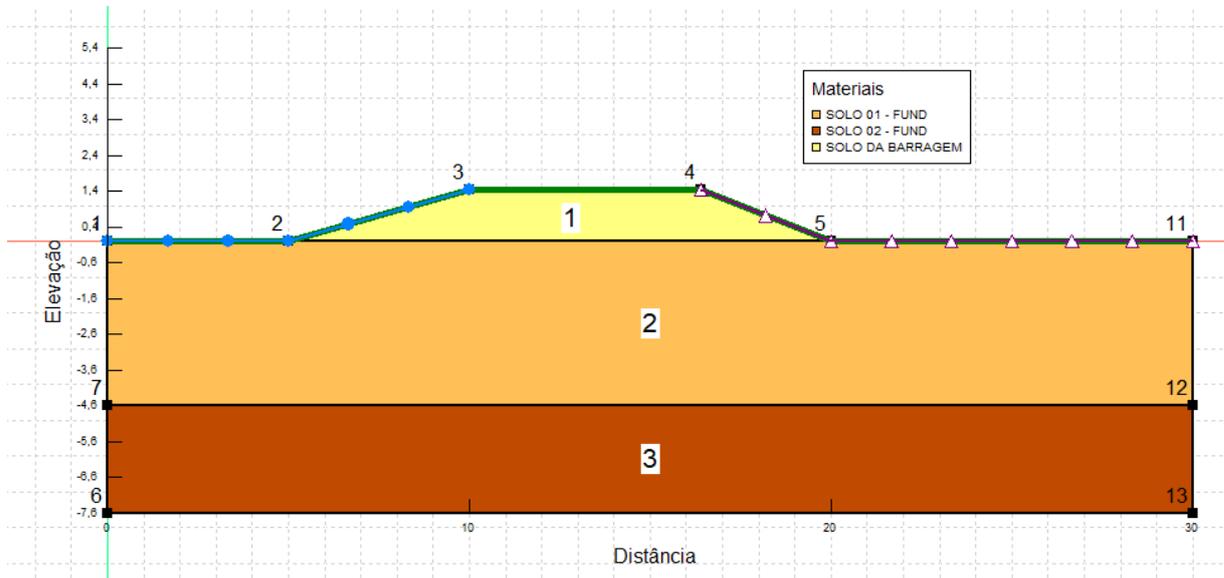


Fonte: Autor (2019)

As condições de contorno consistem na determinação da carga hidráulica total presente a montante na condição de drenagem a jusante. Deste modo, a carga hidráulica é equivalente a

carga piezométrica fixada em um metro abaixo da crista do maciço de acordo com a seção estudada.

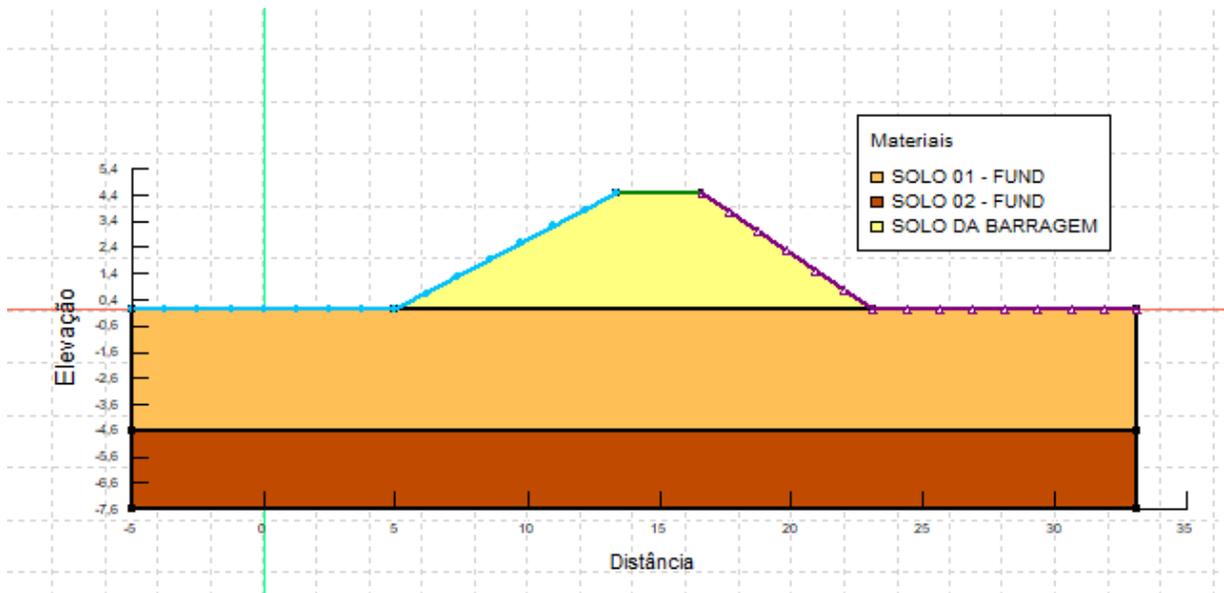
Figura 33 - Esquema da ST02, escala de elevação por distância e condições de contorno.



Fonte: Autor (2019)

Já que o maciço de terra não possui drenos em seu interior, faz-se necessário garantir que no talude de jusante não apresente fluxos de água, logo, assume-se que o talude a jusante se encontra na condição de drenado.

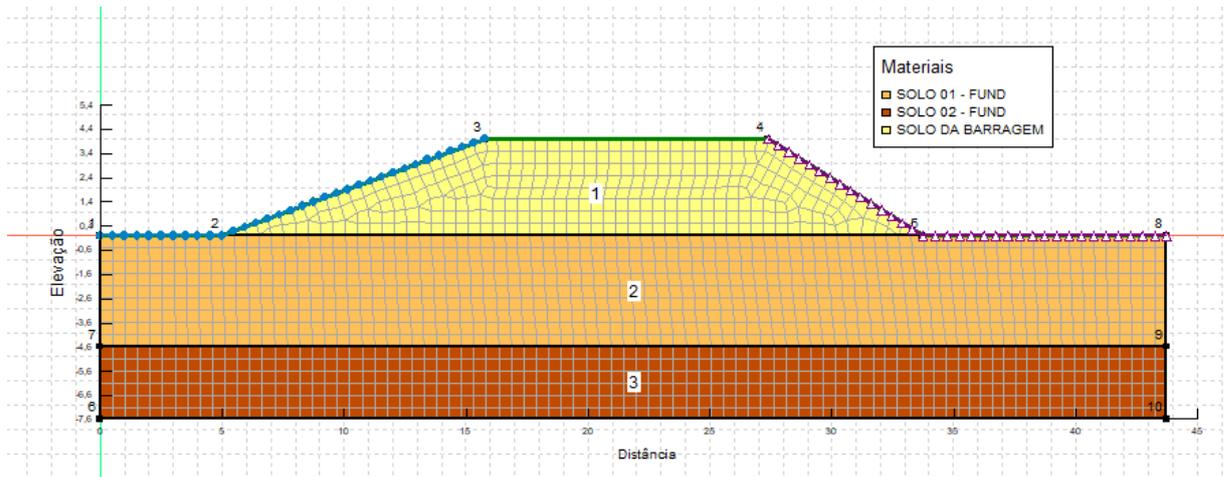
Figura 34 - Esquema da ST03, escala de elevação por distância e condições de contorno.



Fonte: Autor (2019)

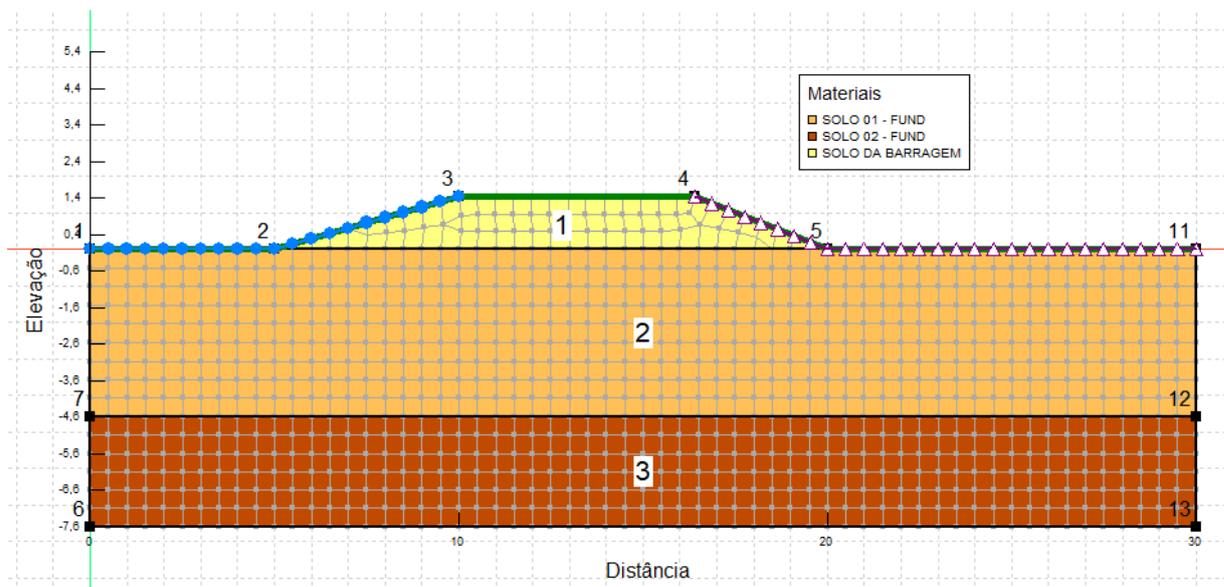
A malha de elementos finitos adotada no maciço é apresentada elementos globais de aproximadamente 0,5 m de tamanho. Para a análise executada na ST01 a malha apresenta 1730 nós e 1631 elementos, malha de elementos finitos para a ST02 possui 1042 nós e 968 elementos, por sua vez, a ST03 contém 1429 nós e 1337 elementos, mostrado nas figuras 35, 36 e 37, respectivamente.

Figura 35 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST01.



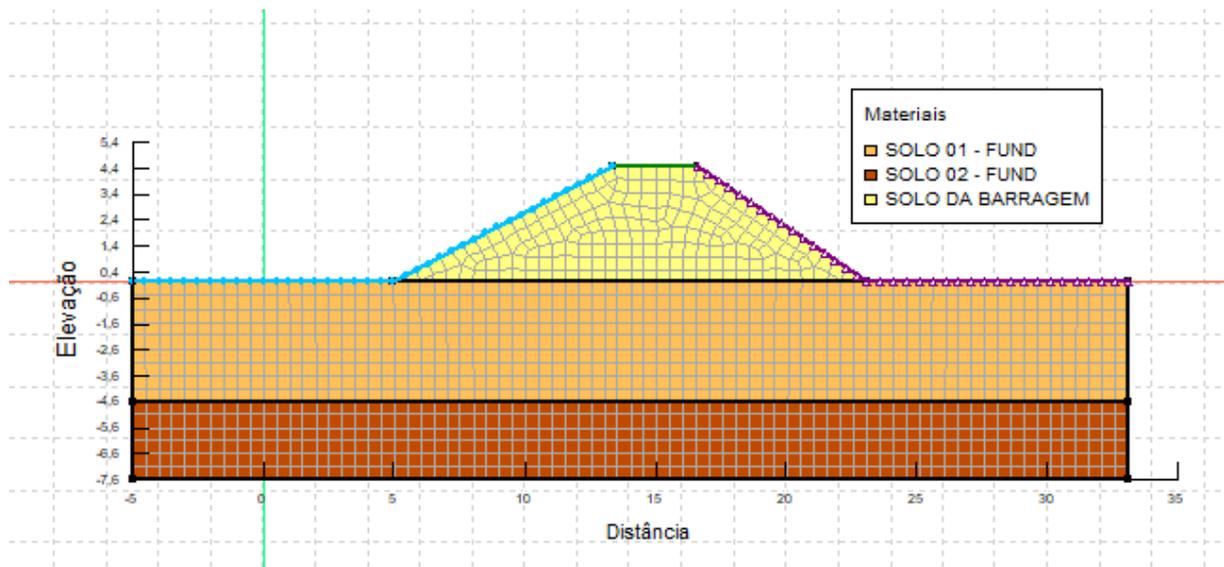
Fonte: Autor (2019)

Figura 36 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST02.



Fonte: Autor (2019)

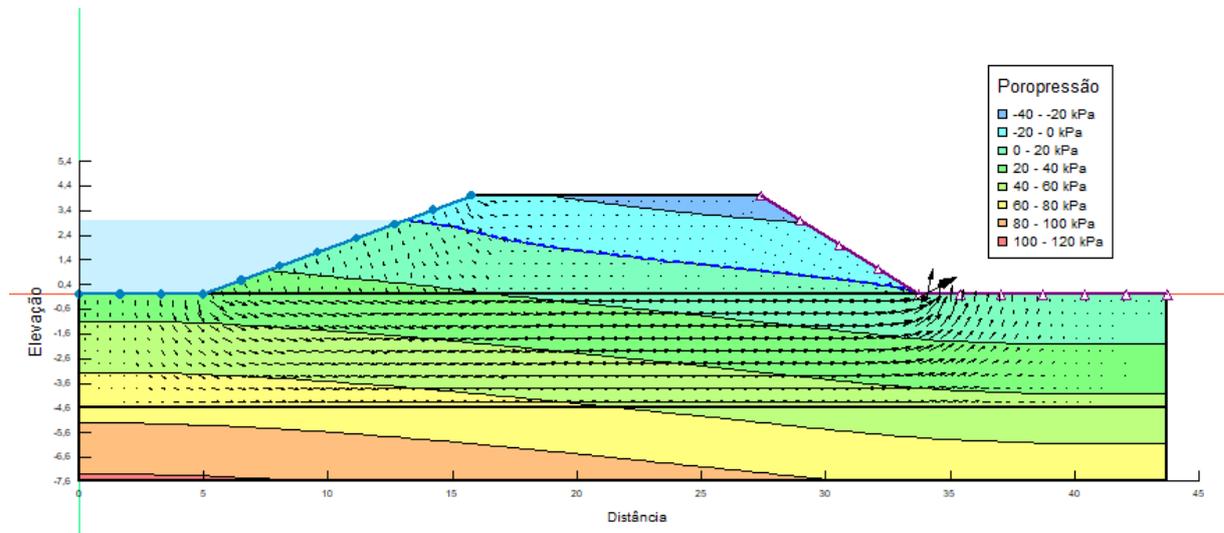
Figura 37 - Malha quadriculada de elementos finitos aplicados a seção ST03.



Fonte: Autor (2019)

A poropressão e os vetores de fluxo encontrados no interior do maciço para a ST01 podem ser observadas por meio da figura 38. A poropressão nesta seção varia de -29,13 kPa a 103,12 kPa e os vetores de fluxo indicam a trajetória da água no interior do maciço.

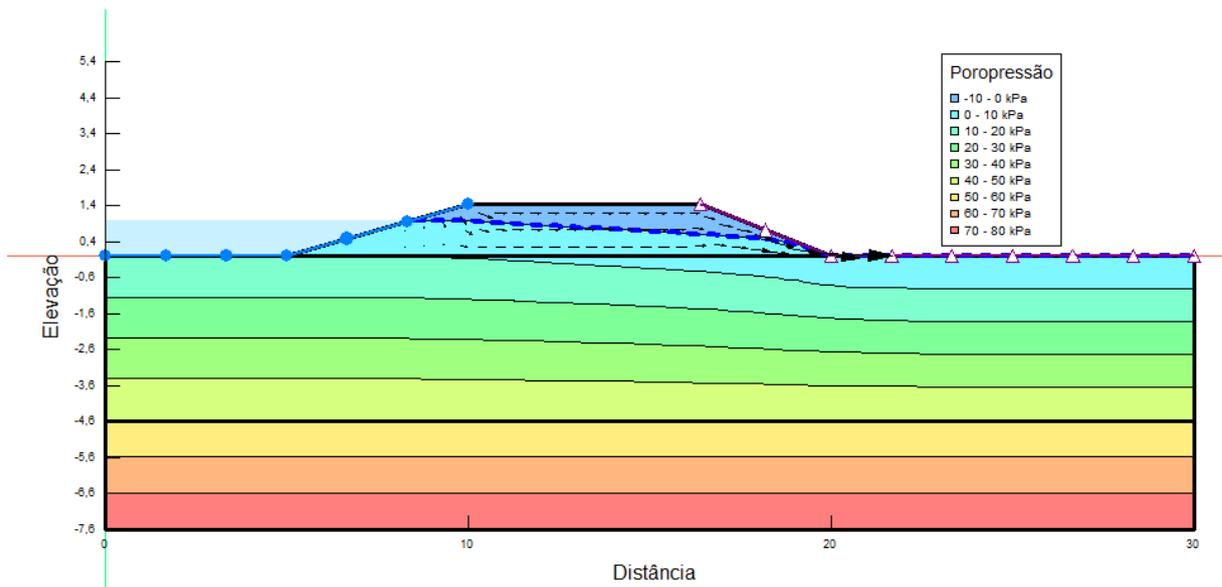
Figura 38 - Poropressões e vetores de fluxo na ST01.



Fonte: Autor (2019)

Na ST02, figura 39, a poropressão varia de -7,98 kPa a 79,92 kPa, sendo estes os valores de mínimo e máximo respectivamente. A linha tracejada representa a linha freática, onde a poropressão é nula.

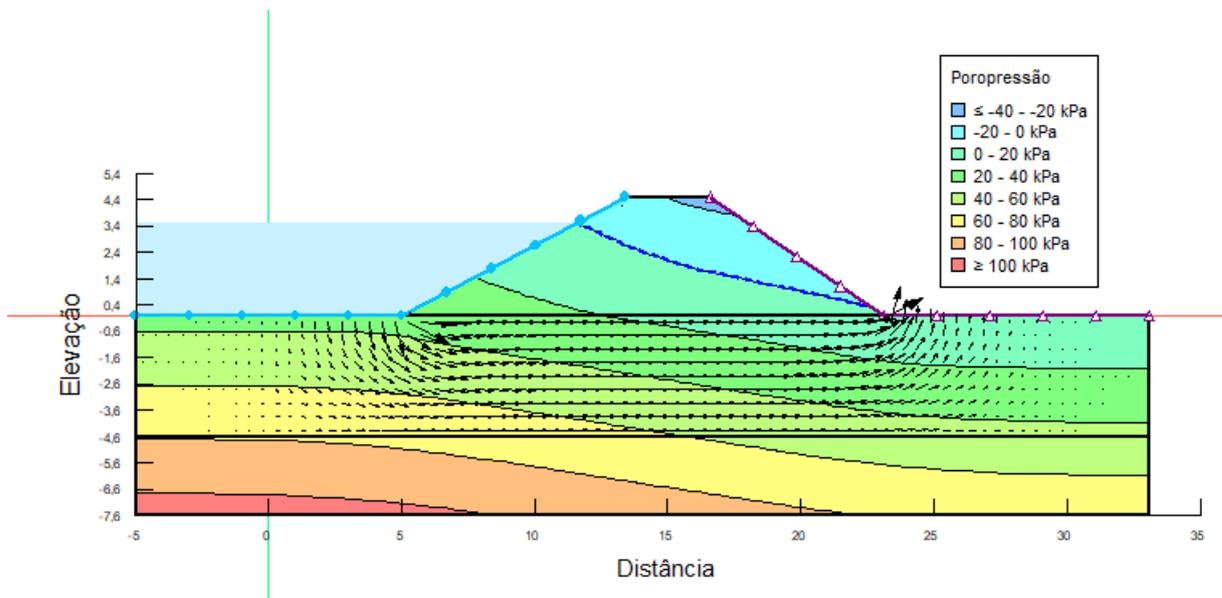
Figura 39 - Poropressões e vetores de fluxo na ST02.



Fonte: Autor (2019)

As poro pressões no interior do maciço para a ST03 variam de -24,55 kPa a 108,37 kPa, conforme figura 40.

Figura 40 - Poropressões e vetores de fluxo na ST03.



Fonte: Autor (2019)

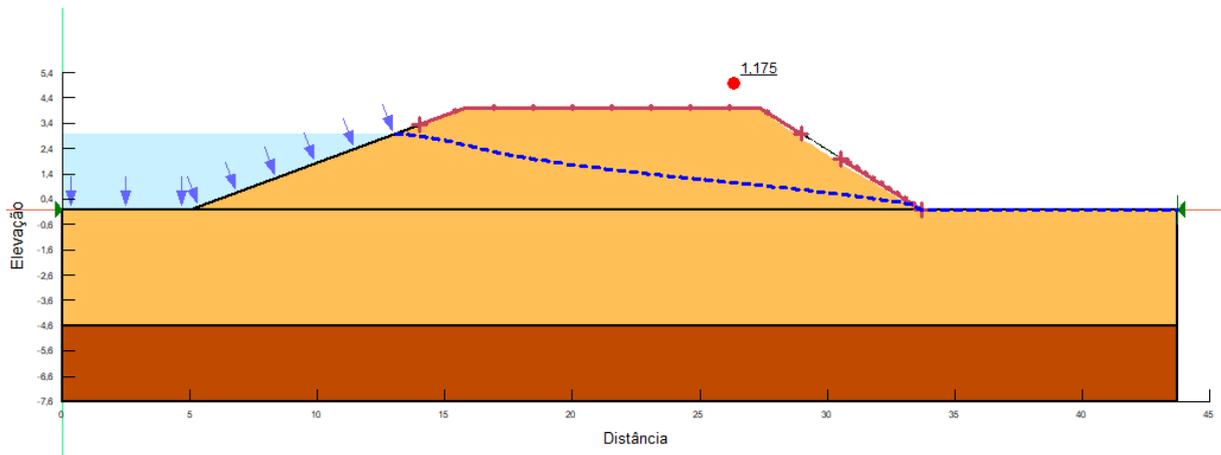
4.8.2 Análise SLOPE/W

Para a análise da estabilidade de taludes faz-se necessário conhecer alguns parâmetros a respeito do solo e do fluxo de água no interior do meio poroso. Deste modo, os dados necessários para realizar a análise em questão foram importados do SEEP/W.

Em seguida, determinou-se o método de Morgenstern-Price (1965) para a realização da análise.

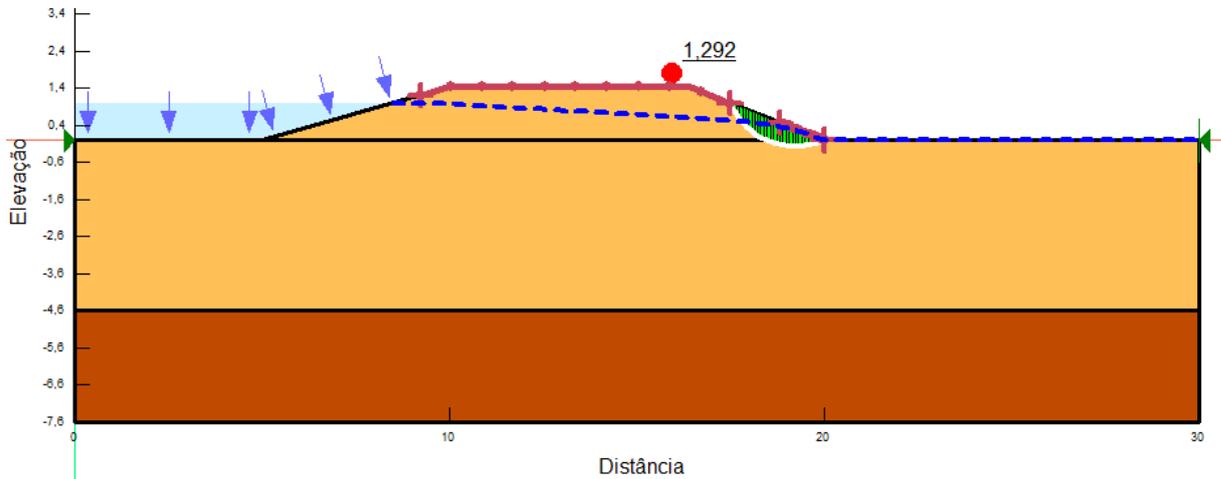
Os FS encontrados para as seções ST01, ST02 e ST03 são respectivamente 1,175, 1,292 e 1,063, as superfícies de ruptura analisadas pelo *software* podem ser observadas a seguir, nas figuras 41, 42 e 43.

Figura 41- Superfície de ruptura da ST01.



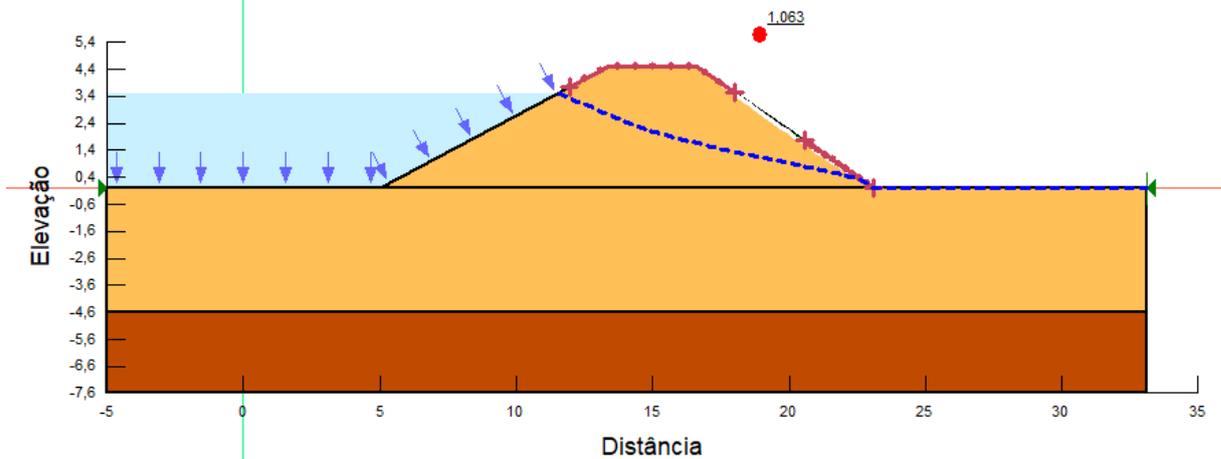
Fonte: Autor (2019)

Figura 44 - Superfície de ruptura da ST02.



Fonte: Autor (2019)

Figura 47 - Superfície de ruptura da ST03.



Fonte: Autor (2019)

Segundo Marangon (2004), o fator de segurança mínimo permitido pelo *Corps of Engineers* é de 1,5 considerando reservatórios cheios com fluxo permanente, a NBR 11682 (2009) admite fatores de segurança variando de 1,2 a 1,5 de acordo com os níveis de segurança contra dados materiais, ambientais e a vidas humanas, de acordo com a tabela 9.

Tabela 10 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682 (2009)

Ao classificar de acordo com a NBR 11682 (2009) em quais classes de danos a barragem Estrada Dique se encontra, por meio das tabelas 10 e 11, constata-se que os FS encontrados para cada seção apresentam-se insatisfatórios, visto que os danos se caracterizam como altos, solicitando do barramento um FS igual ou superior a 1,5.

Tabela 11 - Nível de segurança contra a perda de vidas humanas.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11628 (2009)

Tabela 14 - Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682 (2009)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir das análises de caracterização do solo e de estabilidade de taludes realizadas pelo presente trabalho pode-se concluir que:

- O solo utilizado na construção da barragem trata-se de um solo areno siltoso mal graduado, de coesão nula, peso específico saturado equivalente a $21,7 \text{ kN/m}^3$ e ângulo de atrito interno de $36,5^\circ$;
- As três seções estudadas da barragem de retenção homogênea Estrada Dique em Aracati/CE, apresentam fatores de segurança insatisfatórios, abaixo de 1,5;
- A ST03 apresenta o menor FS, equivalente a 1,063, sendo esta a região mais crítica do barramento;
- Estes resultados conduzem a ruptura do barramento, que podem ser agravados pela situação atual dos taludes e da crescente ocupação da população ao pé do barramento;
- As simplificações adotadas durante este estudo podem ter influenciado nos resultados obtidos, de modo que se sugere uma análise mais detalhada do material e principalmente das fundações.

A barragem Estrada Dique compõe importante sistema de proteção contra as cheias para o Aracati/CE e necessita de intervenções de reestruturação e restauração para a manutenção da vida, do patrimônio histórico e cultural do município.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICA. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.** Rio de Janeiro, 1986. 9 p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=6812>>. Acesso em: 20 mai. 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, 2016. 8 p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=358011>> Acesso em: 30 mai. 2019
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 12 p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=398421>>. Acesso em: 20 mai. 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, Rio de Janeiro. **NBR NM 248: Determinação da composição granulométrica: Método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 6 p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=2979>> Acesso em: 30 mai. 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6502: Rochas e solos.** Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18 p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=4050>> Acesso em: 15 ago. 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo: Determinação do Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p. Disponível em: <<http://files.ilcoribeiro.webnode.com.br/200000083-3c9663d904/NBR%206459.pdf>>. Acesso em: 02 nov. 2019
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo : Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro: ABNT, 1984, 3p. Disponível em: <<http://files.ilcoribeiro.webnode.com.br/200000085-5d2195d9d7/NBR%207180.pdf>>. Acesso em: 02 nov. 2019.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Taludes.** Rio de Janeiro: ABNT, 2009, 39p. Disponível em: <<https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=51490>>. Acesso em: 15 nov. 2019.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). **Relatório de segurança de barragens 2017.** Brasília: ANA, 2018. 81 p. Disponível em: <<http://www.snisb.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2017/rsb-2017-versao-enviada-ao-cnrh.pdf>> Acesso em: 20 nov. 2019.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). **Guia Prático de Pequenas Barragens.** Brasília: ANA, 2016. 120 p. (Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens). Disponível em: <<http://www.snisb.gov.br/portal/snisb/downloads/volume-viii-guia-pratico-de-pequenas-barragens>> Acesso em: 21 nov. 2019.

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. Juiz de Fora:UFJF, 2005, [145]. Apostila. Disponível em:

<http://ufrj.br/institutos/it/deng/rosane/downloads/material%20de%20apoio/APOSTILA_SOLOS.pdf>. Acesso em: 20 out. 2019.

BARBOSA, Maria Edivani Silva. **ARACATI (CE) NO PERÍODO COLONIAL: ESPAÇO E MEMÓRIA**. 27 DE AGOSTO DE 2004. Universidade Estadual do Ceará – UECE.

Disponível em: <http://www.uece.br/mag/dmdocuments/maria_edivani_dissertacao.pdf>. Acesso em 10 de out. 2019

BRASIL, Presidência da República. **Política Nacional de Segurança de Barragens**: lei n. 12.334, DE 20 DE SETEMBRO DE 2010. Brasília: Congresso Nacional, 2010. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm>. Acesso em: 17 out. 2019.

BURMISTER, D. M. **Principles and Techniques of Soil Identification**: Proceedings, Annual Highway Reserarch Board Meeting, National Research Council: Washington., v. 29, p. 402-433,1949.

CARDOSO, Antônio Silva. Desenvolvimento da Geotecnia. Condicionantes Gerais e Específicas. **Revista Geotecnia**, Lisboa, v. 138, n. 1, p.07-41, out. 2016. Disponível em: <file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/2015_art_sadantasneto.pdf>. Acesso em: 05 out. 2019.

CASAGRANDE, A. Research of Atterberg Limits of Soil. *Public Roads*, v. 13, n. 8, p. 121-136,1932.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6 ed. rev e ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. 3 v. ISBN 8521605242 (obra completa).

Disponível em: <<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2015/05/mecanica-solos-fundamentos-vol1-6ed-caputo.pdf>>. Acesso em: 01 nov. 2019.

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de barragens**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2012. 352 p. ISBN 9788579750540 (enc.). Disponível em: <<https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=m9g6DAAAQBAJ&oi=fnd&pg=PT5&dq=geologia+de+barragens+walter+duarte+costa+&ots=V4nv4w5sr3&sig=vFMI28vdJE-HUqACsZg5mc5lKz0#v=onepage&q&f=true>>. Acesso em: 09 nov. 2019.

CRUZ, Paulo Teixeira (1996): **100 Barragens Brasileiras**: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 648 p.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo, SP: Thomson, 2007. xvii, 561 p. ISBN 8522105480 (broch.).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Adequação do projeto executivo para melhoramentos com adequação de capacidade e segurança: ponte sobre o Rio Jaguaribe. Brasília: Ministério dos transportes. Brasília, 2006. Vol. 01. (relatório do projeto e documentos para concorrência. Disponível em:

http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos_edital0095_14-03_0.PDF. Acesso em: 10 out. 2019.

FREITAS, Marco Antônio Coelho. **Análise de Estabilidade de taludes pelo método de Morgenstern-Price e Correia**. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61387/1/000148648.pdf>>. Acesso em: 10 nov. 2019.

GeoSlope International Ltda. SLOPE/W – User Guide, Versão 2012, Calgary, Alberta – Canada, 2015.

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA E PAVIMENTAÇÃO (Santa Catarina). Udesc - Universidade do Estado de Santa Catarina. **Classificação dos solos – SUCS**. 2017.

Disponível em:

<http://www.cct.udesc.br/arquivos/id_submenu/1470/classificacao_sucs_2017.pdf>. Acesso em: 12 nov. 2019.

MARANGON, M.. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS. In: MARANGON, M.. **Mecânica dos Solos II - Edição 2018**. Juiz de Fora: Nugeo, 2018. p. 121-136. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Unidade-05-Resist%C3%Aancia-at%C3%A9-pag-136.pdf>>. Acesso em: 12 nov. 2019.

MARAGON, Márcio. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra: Barragens de terra e enrocamento**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2004. 1 v. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_unid05.pdf>. Acesso em: 14 nov. 2019.

Morgenstern, N. R; Price, V. E. (1965) **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. *Geotechnique*, Vol. 15, p. 79 – 93.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos: com exercícios resolvidos: em 16 aulas**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, c2006. 355 p. ISBN 8586238511 (broch.).

TEIXEIRA, Washington Luiz Evangelista. **Um estudo das condições de percolação e estabilidade em barragens de terra mediante métodos geofísicos: caso do dique de Sant Llorenç de Montgai - Espanha**. 2013. 188 f. Tese (Doutorado em Geodinâmica; Geofísica) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

ANEXO A – CERTIDÃO MUNICIPAL (CARTÓRIO ALEXANDRE GONDIM)



Cartório Alexandre Gondim

2º Ofício – Cidade de Aracati / CE

Serviço Notarial e Registral

(1ª ZONA RI; RTD; RPJ)

Antonio Kleber Alexandre Gondim – Titular

Newton Gurgel Pinto Neto - Substituto

Certidão

**Antônio Kleber Alexandre Gondim,
titular do Cartório do 2.º Ofício da Comarca
de Aracati, Estado do Ceará, por nomeação
legal, etc.**

Certifica, que na matrícula numero 3.737 (três mil setecentos e trinta e sete), data, 21/03/1.986, folhas 37 (trinta e sete), do Livro 2-O de Registro Geral de Imóveis deste Cartório da 1ª Zona, do Registro de Imóveis, de Aracati – Ceará, consta (m) a (s) seguinte (s) anotação (ões)

MATRICULA – Teor integral : IDENTIFICAÇÃO DO IMÓVEL Um terreno situado no loteamento denominado novo Aracati. **PROPRIETÁRIO** Departamento Nacional de Obras de Saneamento – DNOS, através de sua 4º Diretoria Regional, com sede em Fortaleza-Ceará, à rua Manuelito Moreira nº 70 CGC 33.657.274/0005-05. **NÚMERO DO REGISTRO ANTERIOR** 2.502, fls. 102, livro 2-I. **FORMA DE AQUISIÇÃO** Escritura de compra e venda, lavrada nas notas do tabelião, Antonio Kléber Alexandre Gondim, desta comarca, às fls. 20/22, livro nº 62, em 06 (seis) de março de 1986 (mil novecentos e oitenta e seis). **VALOR** Crz\$ 366.024,44 (trezentos e sessenta e seis mil, vinte e quatro centavos e quarenta e quatro centavos). **Descrição do Imóvel** “Uma parte de terra situada no loteamento denominado Novo Aracati, constituído dos lotes 08 ao 14 da Quadra 49; 01 ao 03 e 15 ao 22 da Quadra 50; lotes 01 a 06 e 18 ao 25 da Quadra 51; lotes 01 da Quadra 52; lotes 01 a 17 da Quadra 53; lotes 01 a 14 da Quadra 54; lotes 05 a 07 da Quadra 55; lotes 01 a 12 da quadra 56; lotes de nº01 a 22 da quadra 57; lotes nº01 a 22 da Quadra nº58; de 01 ao 22 da quadra 59; lotes 01 a 22 da quadra 60; lotes 01 ao 22 da quadra 61; lotes 01 ao 26 da quadra 62; lotes 01 ao 22 da quadra 63; lotes de 01 ao 62 da quadra 64; lotes de 01 ao 22 da quadra nº64; lotes 01 ao 21 da quadra 65, lotes 01 a 18 e lotes 01 ao 31 da quadra 67, formando um área de (15)quinze hectares situada no Sitio São Tome, confrontando-se ao Norte, com terreno do Parque de Exposição; ao Sul com terras de José Correia Barbosa; ao Leste, com terreno da vendedora, e ao Oeste com uma estrada carroçável”. O referido é verdade, dou fé. Aracati, 21 de março de 1986. Eu, Raimundo Ferreira de Lima, escrevente compromissado, escrevi.....

R-1-3.737 – FORMA DE AQUISIÇÃO Escritura desapropriação, lavrada nas notas do tabelião, Antonio Kléber Alexandre Gondim, desta comarca, às fls. 20/22, livro nº 62, em 06 (seis) de março de 1986 (mil novecentos e oitenta e seis), o imóvel da presente matrícula foi alienado a **PROPRIETÁRIO** Departamento Nacional de Obras de Saneamento – DNOS, através de sua 4º Diretoria Regional, com sede em Fortaleza-Ceará, à rua Manuelito Moreira nº 70, CGC 33.657.274/0005-05, pela vendedora, Imobiliária Jaguaribana Ltda., estabelecida nesta cidade, CGC 06.631.790/0001-90,, no **VALOR** Crz\$ 366.024,44 (trezentos e sessenta e seis mil, vinte e quatro centavos e quarenta e quatro centavos). O referido é verdade, dou fé. Aracati, 21 de março de 1986. Eu, Raimundo Ferreira de Lima, escrevente compromissado, escrevi.....

R-2-3.787 – FORMA DE AQUISIÇÃO Termo de Transferência valendo o mesmo como escritura pública, de acordo com o artigo 10 da lei nº 5.421, de 25 de abril de

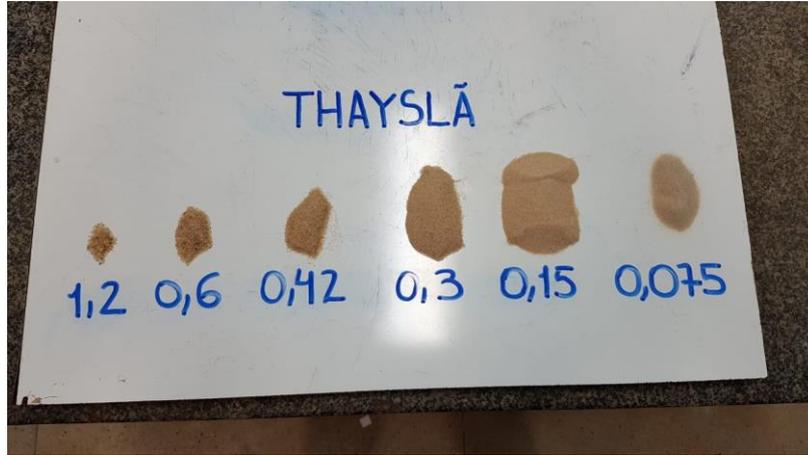
1968, datado de 06 (seis) de abril de 1993, o imóvel da presente matrícula foi transferido para o Patrimônio da União Federal, em virtude da extinção da autarquia – Departamento Nacional de Obras de Saneamento – DNOS. O referido é verdade, dou fé. Aracati, 11 de maio de 1993. Eu, Raimundo Ferreira de Lima, escrevente compromissado, escrevi.....
Está certidão tem validade de 30 (trinta) dias nos termos do provimento 08/2014, artigo 601 (seiscentos e um), da Corregedoria Geral do Tribunal de Justiça do Estado do Ceará – Código de Normas Notarial e Registral, como determina a Lei, extraída dos assentamentos registraes em LIVRO, sistema usual desta serventia, nos termos dos artigos 3º e 4º da lei 6.015/1973. Dou fé. Eu José Vânio Paula Silva, escrevente autorizado digitei. Eu Newton Gurgel Pinto Neto, Oficial do Registro de Imóveis Substituto, subscrevo e assino. Emolumentos: 00,00; Faadep: 0,0; Fermoju: 0,00; Valor do Selo: 0,00; Digitalização: 0,00; Busca: 0,00.
 Aracati, 02 de setembro de 2019.

Newton Gurgel Pinto Neto
 Tabelião Substituto

“Válida somente com o selo de autenticidade”

ANEXO B – FOTO DOS ENSAIOS DE DENSIDADE COM PICNÔMETRO

ANEXO C – ENSAIO DE GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO





ANEXO D – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL

ANEXO E – ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO