



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil  
Curso de Graduação em Engenharia Civil

---



Domenico Oliveira Gontijo

**Avaliação da Influência da Compactação no Ângulo de Atrito de Rejeitos de Cobre e Ouro por Meio de Ensaios CPTu e suas Implicações na Estabilidade de Taludes**

Ouro Preto,

2025

Domenico Oliveira Gontijo

**Avaliação da Influência da compactação no ângulo de atrito de Rejeitos de Cobre e Ouro por Meio de Ensaios CPTu: Implicações na Estabilidade de Taludes**

Trabalho Final de Curso apresentado como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Ouro Preto.

Orientador: Felipe Campos Loch

Ouro Preto,

2025

## SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

G641a Gontijo, Domenico Oliveira.

Avaliação da influência da compactação no ângulo de atrito de rejeitos de cobre e ouro por meio de ensaios CPTu e suas implicações na estabilidade de taludes. [manuscrito] / Domenico Oliveira Gontijo. - 2025. 71 f.: il.: color., tab..

Orientador: Prof. Dr. Felipe de Campos Loch.  
Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto.  
Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Rejeitos (Metalurgia) - Minas e recursos minerais. 2. Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement (Cptu). 3. Solos - Compactação. 4. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade. I. Loch, Felipe de Campos. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Domenico Oliveira Gontijo**

**Avaliação da Influência da compactação no ângulo de atrito de Rejeitos de Cobre e Ouro por Meio de Ensaios CPTu: Implicações na Estabilidade de Taludes**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de engenheiro civil.

Aprovada em 28 de agosto de 2025

### Membros da banca

Prof. Dr. Felipe de Campos Loch - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP)  
Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha - (Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" - Unesp)  
Eng. Matheus Cardoso Rabelo

Prof. Dr. Felipe de Campos Loch, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 10/09/2025



Documento assinado eletronicamente por **Felipe de Campos Loch, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 10/09/2025, às 19:59, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **0976481** e o código CRC **0010D926**.

*Eu andarei vestido e armado com as armas de São Jorge para que meus  
inimigos,  
tendo pés não me alcancem,  
tendo mãos não me peguem,  
tendo olhos não me vejam,  
e nem em pensamentos eles possam me fazer mal.  
Armas de fogo o meu corpo não alcançarão,  
facas e lanças se quebrem sem o meu corpo tocar,  
cordas e correntes se arrebentem sem o meu corpo amarrar..*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Carlos e Rita por sempre apoiarem meus sonhos.

Agradeço ao meu irmão, Lourenço, por sempre me ensinar e me guiar ao longo da vida.

Agradeço à gloriosa Escola de Minas pelo ensino gratuito e de qualidade.

À República Favela, por ser meu alicerce e meu porto seguro ao longo de toda graduação.

## RESUMO

Este trabalho insere-se no contexto da segurança de barragens de rejeitos, destacando a importância da caracterização e do controle construtivo para a estabilidade de taludes. Foram investigados rejeitos provenientes da mineração de cobre e ouro, em duas condições distintas: no barramento existente, onde o material foi apenas espalhado com trator de esteira, e em um aterro experimental, compactado com rolo vibratório. O objetivo principal foi avaliar a influência da compactação em parâmetros obtidos através dos ensaios de piezocone (CPTu), com foco no ângulo de atrito. A metodologia incluiu a análise comparativa dos dados obtidos nas duas condições através de análises de estabilidade. Os resultados indicaram aumento significativo dos parâmetros de resistência nos rejeitos compactados, implicando diretamente em maior estabilidade dos taludes e menor risco geotécnico. Como contribuição, o estudo reforça a relevância da compactação controlada como prática construtiva segura para barragens de rejeitos, fornecendo dados de campo que podem subsidiar diretrizes técnicas e projetos futuros.

**Palavras-chave:** Rejeitos de mineração; CPTu; Compactação; Ângulo de atrito; Estabilidade de taludes.

## ABSTRACT

This work is set in the context of tailings dam safety, highlighting the importance of material characterization and construction control for slope stability. Tailings from copper and gold mining were investigated under two distinct conditions: in the existing embankment, where the material was only spread using a bulldozer, and in an experimental embankment, compacted with a vibratory roller. The main objective was to evaluate the influence of compaction on parameters obtained through piezocone penetration tests (CPTu), with a focus on the friction angle. The methodology included a comparative analysis of the data obtained under both conditions through stability assessments. The results indicated a significant increase in strength parameters in the compacted tailings, directly implying greater slope stability and reduced geotechnical risk. As a contribution, the study reinforces the relevance of controlled compaction as a safe construction practice for tailings dams, providing field data that can support technical guidelines and future projects.

**Keywords:** Mining tailings; CPTu; Compaction; Friction angle; Slope stability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de um hidrociclone.....	7
Figura 2: Curva granulométrica padrão.....	10
Figura 3: Esquema do aparelho de Casagrande.....	12
Figura 4: Resultado típico de um ensaio de adensamento. ....	15
Figura 5: Esquema de uma câmara triaxial.....	17
Figura 6 Posições típicas de medição da poropressão.....	19
Figura 7 Resultado típico de um ensaio SCPTu.....	19
Figura 9 :Ábaco SBT .....	28
Figura 10: Distribuição granulométrica do rejeito estudado. ....	32
Figura 11: Resultado do ensaio de adensamento do rejeito em questão.....	33
Figura 12: Resultado da envoltória de ruptura para o ensaio triaxial drenado em questão. ....	38
Figura 13: Gráfico de deformação axial x Tensão desviadora. ....	36
Figura 14: Gráfico deformação axial pela variação volumétrica.....	37
Figura 15: Resultados da resistência de ponta normalizada dos CPTu's da barragem. ....	40
Figura 16: Resultados de atrito lateral normalizado para os CPTu's da barragem.....	41
Figura 17: Resultados das poropressões medidas nos CPTu's da barragem.....	42
Figura 18: Resultados do índice de classificação para os CPTu's da barragem.....	43
Figura 19: Resultados do ângulo de atrito para os CPTu's da barragem.....	44

Figura 20: Resultados da resistência de ponta normalizada dos CPTu's do aterro.....	45
Figura 21: Resultados de atrito lateral normalizado para os CPTu's do aterro. ....	46
Figura 22: Resultados das poropressões medidas nos CPTu's do aterro.....	47
Figura 23: Resultados do índice de classificação para os CPTu's do aterro.....	48
Figura 24: Resultados do ângulo de atrito para os CPTu's do aterro.....	49

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Limites granulométricos..	9
Tabela 2: Comportamento do solo baseado no índice de plasticidade.....	13
Tabela 3: Faixas de comportamento do solo com base em $I_c$ .....	29
Tabela 4: Resumo resultados ensaio de granulometria.....	33
Tabela 5: Valores típicos de coeficiente de compressão pela literatura .....	34
Tabela 6: Valores típicos de coeficiente de recompressão pela literatura .....	34
Tabela 7: Valores típicos de ângulo de atrito .....	38
Tabela 8: Resumo dos resultados obtidos para o ângulo de atrito. ....	50
Tabela 9: Resumo das análises de estabilidade.....	50

# SUMÁRIO

1	Introdução .....	1
1.1	Objetivo.....	2
1.1.1	Objetivos Específicos .....	2
2	Revisão Bibliográfica.....	3
2.1	Rejeitos da mineração de cobre .....	3
2.2	Rejeitos da mineração de ouro .....	4
2.3	Barragens de rejeito.....	5
2.4	Disposição hidráulica .....	6
2.5	Teoria da compactação .....	9
2.6	Aterros experimentais .....	6
2.7	Granulometria .....	9
2.8	Limites de Atterberg.....	11
2.9	Adensamento.....	14
2.10	Ensaio Triaxial .....	16
2.11	Ensaio de penetração de cone (CPT).....	18
2.12	Estabilidade de taludes por método de equilíbrio limite .....	20
2.12.1	Método de Morgerstern-Price .....	21
3	Materiais e métodos.....	23
3.1	Ensaio de granulometria completo.....	24

3.2	Limites de Atterberg.....	24
3.3	Adensamento.....	25
3.4	Ensaio triaxial drenado .....	26
3.5	CPTU.....	26
3.6	Análise de estabilidade de taludes.....	30
4	Resultados e discussões .....	31
4.1	Resultados dos ensaios de laboratório .....	31
4.2	Resultados dos ensaios CPTu's .....	39
5	Conclusões e trabalhos futuros.....	52
6	Referências.....	1

# 1 INTRODUÇÃO

A construção de estruturas para contenção de rejeitos tornou-se uma atividade de extrema importância na sociedade a partir da necessidade de produção de minérios em massa para o desenvolvimento das sociedades modernas, e o Brasil é um destaque mundial na produção mineral devido às suas riquezas naturais (Salomons, 1995).

Após o rompimento das barragens de Fundão e Córrego do Feijão, a importância da geotecnia passou a ser mais compreendida pela sociedade de modo geral, resultando também em normas regulatórias mais adequadas para estas complexas estruturas. Projetos geotécnicos complexos como as barragens de rejeito são cercados de diversas incertezas e riscos, os quais deverão ser minimizados através do entendimento da geologia local, do ciclo hidrológico da região, da elaboração de projetos adequados, e do entendimento dos materiais construtivos da estrutura (Tonks, 2012).

Neste sentido, a utilização de aterros experimentais é uma alternativa interessante para se obter parâmetros geotécnicos ou confirmar resultados já existentes. O aterro experimental consiste em construir alguma estrutura em escala real, com um controle de qualidade de construção bem-feito e geralmente ensaiando as diversas etapas do aterro com a utilização de instrumentação geotécnica, ensaios de campo e ensaios de laboratório. Desde que devidamente projetados, executados, monitorados e ensaiados, resultam em bons resultados dos experimentos realizados, com dados mais confiáveis por se tratar de um laboratório em escala real (Tonks, 2012).

Este estudo realizou uma comparação entre os resultados do ângulo de atrito ( $\phi$ ), do índice de classificação ( $I_c$ ) e dos parâmetros obtidos diretamente nos ensaios de piezocone (resistência de ponta, atrito lateral e poropressão). Os ensaios foram conduzidos em duas condições distintas: no rejeito da barragem, onde o material foi apenas espalhado e compactado com trator de esteira, e no aterro experimental, no

qual foi aplicada a compactação com rolo vibratório. Conforme apontado por diversos autores, a melhoria do processo de compactação tende a elevar os parâmetros de resistência do rejeito, refletindo em maiores fatores de segurança em função do incremento do contato entre partículas (DAS, 2007). Serão então selecionados valores representativos do ângulo de atrito para utilizar-se nas análises de estabilidade, no qual serão comparados dois cenários: o rejeito totalmente composto por material compactado através de trator esteira (com ângulo de atrito menor) e toda a estrutura sendo construída com rejeito compactado com rolo vibratório (maior ângulo de atrito).

## **1.1 Objetivo**

Este trabalho tem como objetivo avaliar o impacto de uma compactação adequada na estabilidade de taludes, por meio da análise do parâmetro de resistência: ângulo de atrito ( $\phi$ ).

### **1.1.1 Objetivos Específicos**

O presente trabalho buscará entender a diferença no comportamento do rejeito entre diferentes métodos de compactação, através de análises de estabilidade. Para isso, serão determinados:

- O comportamento esperado para o rejeito, fruto da avaliação de ensaios geotécnicos (caracterização completa, ensaio triaxial drenado e ensaio de adensamento);
- O comportamento em campo do rejeito frente à análise de três ensaios CPTu realizados no barramento e três ensaios realizados no aterro. Com base na caracterização realizada anteriormente, serão interpretados os ensaios com base nos resultados esperados;
- Escolha de parâmetros representativos para os valores de ângulo de atrito observados nos rejeitos sob diferentes formas de compactação;
- Realização de análise de estabilidade para quantificar a variação no fator de segurança.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Rejeitos da mineração de cobre

A produção de cobre no Brasil é concentrada nos estados do Pará, Goiás, Bahia e Alagoas, sendo o estado do Pará responsável por mais de 85% das reservas e da produção nacional. Segundo o Serviço Geológico do Brasil (SGB), o Brasil produziu, em 2023, aproximadamente 376 mil toneladas de cobre contido, com valor de produção estimado em R\$ 17,2 bilhões.

O cobre em estado puro raramente é encontrado na natureza, sendo geralmente encontrado em associação a outros elementos químicos. O cobre pode ser encontrado principalmente em dois estados. Os sulfetados referem-se a jazidas com teores maiores do minério e, geralmente, em profundidades maiores. Os oxidados são encontrados em camadas mais superficiais e estão associados à purezas menores. Os principais minerais usados na extração do cobre são a calcopirita  $\text{CuFeS}_2$ , a calcocita  $\text{Cu}_2\text{S}$  a bornita  $\text{Cu}_5\text{FeS}_4$ , a cuprita  $\text{Cu}_2\text{O}$  e a tenorita  $\text{CuO}$  (Trindade, 2015).

O tratamento do cobre na forma de sulfeto é feito principalmente através da técnica de deflotação, processo físico-químico que utiliza de conceitos como a hidrofobicidade para realizar a separação do minério e do rejeito. Os minérios encontrados na forma oxidada são extraídos principalmente através da técnica de lixiviação, na qual ocorre a adição de cianeto ao mineral. Ressalta-se que esta técnica pode vir a resultar em danos ambientais (Trindade, 2015). Estudos realizados apontam que rejeitos de cobre possuem ângulos de atrito usualmente em uma faixa de 21-28 graus (Adajar, 2016).

## 2.2 Rejeitos da mineração de ouro

A produção de ouro no Brasil voltou a ganhar destaque nos últimos anos, com taxas crescentes e posição de relevância no ranking mundial. Em 2022, foram extraídas cerca de 100 toneladas de ouro em território nacional, segundo o Ministério de Minas e Energia, o que se mantém próximo em 2023 e 2024, com estimativa de 87 toneladas em 2023 (The Gold Bullion company apud Brasil Mineral, 2024; Ministério de minas e energia, 2022). Essa produção representa aproximadamente 2,5% a 3% da produção mundial, que gira em torno de 3 500 toneladas por ano (Sindimia, 2021; Brasil Mineral, 2024).

O ouro é comumente encontrado na natureza em forma livre, ou associado à prata, cobre, platina, mercúrio e também associado a minerais sulfetados como a pirita ( $\text{FeS}_2$ ), arsenopirita ( $\text{FeAsS}$ ), calcopirita ( $\text{CuFeS}_2$ ) dentre outros (Brandão, 2018). Os principais minerais associados à rocha de origem do ouro são o quartzo, albita, clorita e sulfetos (Nierwinski, 2020). O minério de ouro usualmente passa pelas etapas de cianetação e flotação.

A lixiviação e a cianetação são processos químicos empregados para a recuperação de ouro e cobre. O termo lixiviação é mais usado para o processo no qual o cianeto é aplicado ao minério bruto, dissolvendo o ouro e o termo cianetação é mais usado para o processo no qual o cianeto é aplicado ao minério preparado anteriormente por cominuição (britagem e moagem), para redução do tamanho dos grãos, e classificação (separação por tamanho), extraíndo-o dos minerais previamente preparados, presentes na forma de polpa (mistura de sólidos e líquidos). São então usados diferentes métodos para retirar o cianeto da mistura. Este processo deve ser realizado de forma bastante controlada, uma vez que o cianeto é extremamente tóxico para a saúde humana e pode causar sérios impactos ambientais.

A flotação é um processo físico-químico no qual um agente químico chamado de coletor é adicionado à mistura para separar o mineral desejado do rejeito, a parcela que terá que ser disposta. Podem ser adicionados também agentes espumantes, para facilitar a formação de bolhas de ar que se ligam aos minerais a serem flotados,

formando agregados com densidade inferior ao meio, que, por diferença de densidade, flutuam, separando os minerais coletados.

O rejeito da mineração de ouro apresenta potencial de drenagem ácida, que é quando o mineral sulfetado oxida em contato com o ar e a água e produzem acidez, o que pode vir a contaminar córregos d'água e o solo da região. Além disso, os rejeitos de ouro naturalmente por si só apresentam baixo pH, na ordem de 1,9 a 7,4, predominantemente ácido. Essa variação relativamente alta é devido à composição mineralógica do minério, nos quais os maiores valores são atribuídos à elevadas reações com carbonatos e cianetos - utilizados no beneficiamento - e os baixos valores são atribuídos aos intemperismos nos minerais sulfatados (Silva, 2004).

Em relação às características físicas do rejeito de ouro, comumente as amostras possuem grandes teores de areia e silte, com baixos teores de argila. Em relação aos limites de Atterberg, geralmente estes rejeitos ou não apresentam plasticidade ou apresentam plasticidade baixa. Desta forma, de modo geral os rejeitos de ouro comportam- e como solos granulares (Nierwinski, 2020)

### **2.3 Barragens de rejeito**

Existem diversos tipos de barragens, e estas podem ser classificadas quanto ao material usado na construção (solo, cimento, rejeito etc), quanto ao que está sendo barrado (água, rejeito) e o método construtivo (alçamento à montante, à jusante ou por linha de centro). Este tipo de estrutura têm a finalidade de reter ou desviar água e sólidos e possuem diversas aplicações: acúmulo de água para uso em irrigação, abastecimento urbano, geração de energia elétrica, na piscicultura e diversas outras aplicações (Comitê Brasileiro de Barragens, 2015).

De acordo com o Relatório de Segurança de barragens, publicado pela ANA – Agência Nacional de Águas – até o ano de 2024 existiam 914 barragens cadastradas no sistema no qual o uso é de disposição de rejeitos de mineração. O estado de Minas Gerais é especificamente prolífico quando se trata de barragens, por ser um estado

com grandes reservas minerais e por possuir, em grande parte, uma topografia de vales favorável ao represamento. O estado é responsável por concentrar aproximadamente 38% das barragens de rejeito registradas na ANM (Magalhães, 2020).

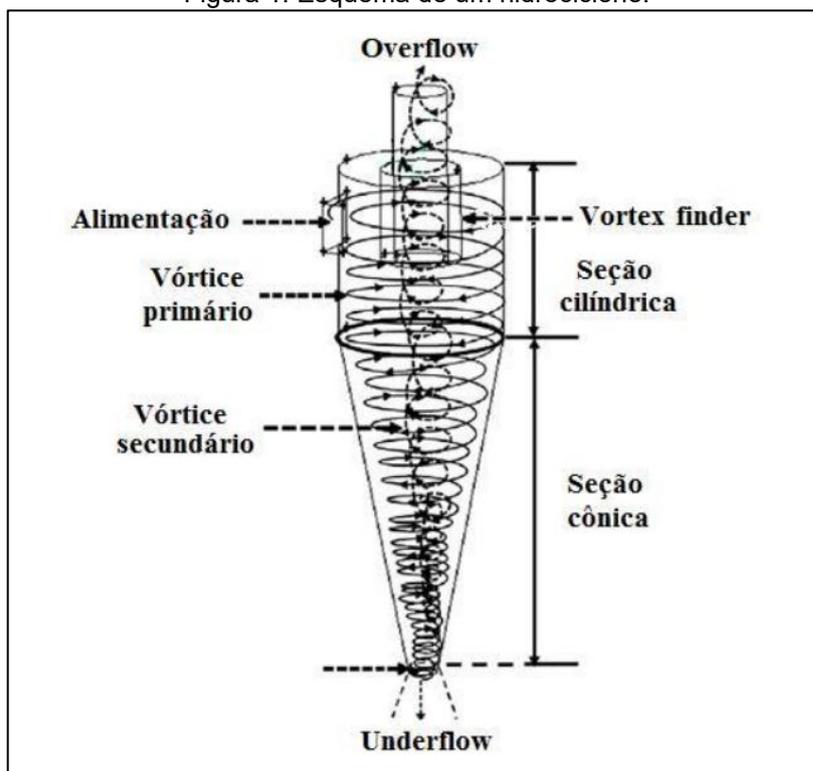
Com os recentes rompimentos no estado, nos municípios de Mariana e Brumadinho, o governo estadual promoveu fortes normas regulatórias através da FEAM (Fundação Estadual de Meio Ambiente) como as deliberações normativas DN 62/2002, DN 65/2003, 87/2005 e DN 124/2008. Além disso, mais atenção foi dada aos métodos de disposição de rejeitos, e também à métodos de disposição à seco, como as pilhas (Comitê Brasileiro de Barragens, 2015). Para o presente trabalho, o termo “Barragem de rejeito” refere-se ao material utilizado em sua construção.

## **2.4 Disposição hidráulica**

O beneficiamento dos minérios tem como principal objetivo separar o minério – parcela que possui valor econômico – do rejeito – parcela sem valor econômico. As características físicas e mecânicas desse material são fortemente influenciados pelo tipo de beneficiamento (Lima, 2006).

Usualmente, a disposição do rejeito é feita misturando-se a parcela sólida do rejeito com água, formando uma polpa. Deste modo, é possível que este material pastoso seja bombeado até o local de disposição. (Espósito e Duarte, 2010). Este material, quando chega ao local em que será armazenado, poderá ser disposto de diversas formas sendo as principais delas a utilização de hidrociclones, espigotes ou *spray bars*. A Figura 1 exemplifica um hidrociclone em operação.

Figura 1: Esquema de um hidrociclone.



Fonte: Araújo et.al,2015.

O sistema mais comum é o hidrociclone, e seu funcionamento baseia-se na aplicação combinada das forças centrífuga e gravitacional para promover a separação de partículas com diferentes tamanhos e densidades. Seu formato cônico, aliado à pressão de alimentação, favorece o direcionamento das partículas de maior diâmetro e massa para a região periférica do equipamento. Essas partículas, sob ação da gravidade, migram para a parte inferior do ciclone, onde são coletadas. A parcela grosseira é conhecida como *underflow*, e usualmente é usada como material de alçamento. A parcela fina é denominada *overflow*, e geralmente é depositada no reservatório (Peixoto, 2012). Existem uma série de fatores na operação dos hidrociclones que podem vir a influenciar a estrutura do ponto de vista geotécnico como:

- Altas pressões de saída: altera a granulometria do material, com fragmentação dos sólidos e aumentando o teor de finos do mesmo;

- Baixas pressões de saída: resultam no acúmulo de material fino ou até mesmo a mistura de *underflow* e *overflow* na região da crista da estrutura;
- O controle da quantidade de água aportada em decorrência da utilização da ciclonagem na estrutura também é um fator de difícil monitoramento e de grande interesse geotécnico.

## 2.5 Aterros experimentais

Os aterros experimentais são estruturas em escala real nos quais são realizados diversos tipos de controles tecnológicos, como a instalação de instrumentação geotécnica (piezômetros, inclinômetros, placas de recalque etc), condução de ensaios de campo (SPT, CPTu, DMT) e ensaios de laboratório (ensaios de compactação, triaxiais, adensamento, caracterização etc.).

Diversos estudos destacam o papel dos aterros experimentais na validação de modelos constitutivos e no entendimento de fenômenos complexos, como o colapso por umedecimento, recalques diferenciais e variações de rigidez ao longo da profundidade (QIAO et al., 2020). A construção desses aterros pode ser feita com controle rigoroso de camadas, métodos de adensamento (como rolos vibratórios ou compactação dinâmica) e posterior molhamento controlado, permitindo estudar cenários representativos de obras geotécnicas reais.

Este tipo de experimento é útil para a obtenção dos parâmetros geotécnicos em ambientes controlados, teoricamente mais precisos, e também para validar os resultados de laboratório (Falorca, 2015).

## 2.6 Granulometria

Um solo qualquer é constituído de infinitesimais partículas que o compõe. Um mesmo solo apresenta diversos tamanhos de grãos distintos entre eles e seus formatos: arredondados, planares, prismáticos etc. (Das, 2007).

A granulometria de determinado solo pode ser definida como a distribuição dos tamanhos dos grãos que compõe o solo (Das, 2007). Diferentes normas – nacionais e internacionais - apresentam diferentes limites de tamanho para cada classificação de solo. A ABNT NBR 6502 (1995) determina que o limite da parcela denominada fina do solo (siltes e argilas) é o diâmetro de 0,075 mm – equivalente a peneira de nº200. Argilas são consideradas partículas abaixo de 0,002 mm. Grãos maiores que 0,075 mm são considerados a parcela “grosseira” do solo (composta pelas areias e pedregulhos), geralmente visíveis a olho nu. Segundo a ABNT NBR 6502 (1995) os limites para cada classificação são definidos conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Limites granulométricos.

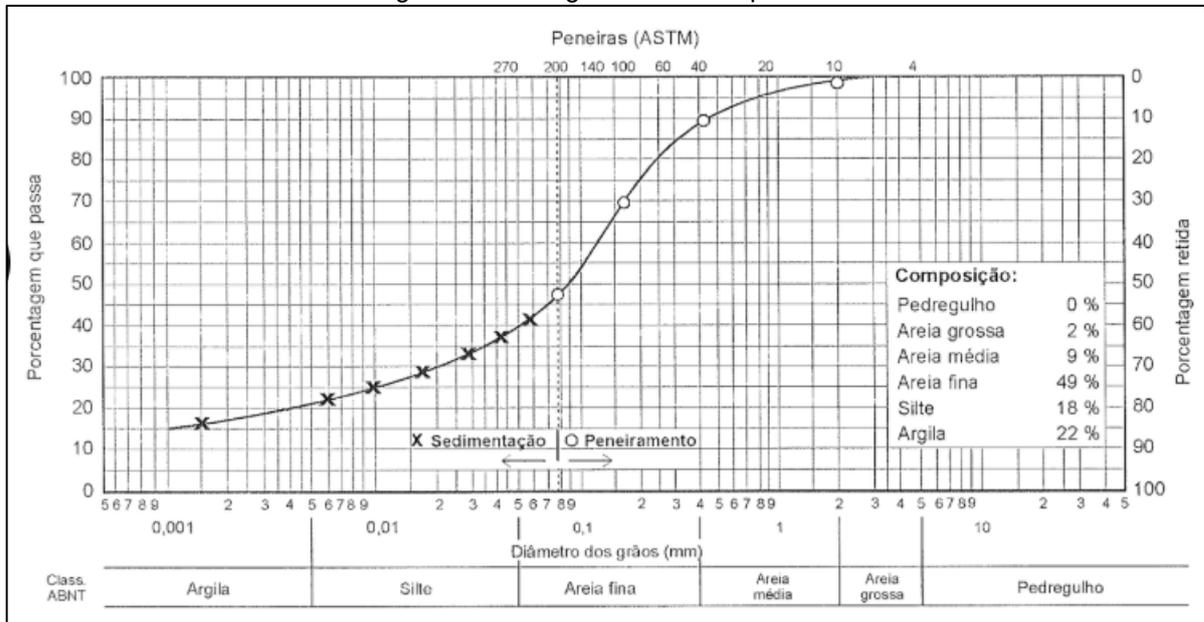
Fração	Limites definidos pela Norma da ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2,0 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2,0 mm
Areia fina	de 0,075 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,075 mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: Adaptado de Sousa Pinto (2016).

Existem ensaios específicos – peneiramento e sedimentação – que são usados para separar-se o solo e então medir com precisão qual o peso de cada faixa de material presente no solo. Os procedimentos para realização destes ensaios serão detalhados no item 3.1. Com isso em mãos, é possível traçar uma curva

granulométrica, no qual fica de fácil compreensão qual a composição de um solo. A Figura 2 elucida um exemplo clássico de uma curva granulométrica

Figura 2: Curva granulométrica padrão.



Fonte: Sousa Pinto (2016).

Diversos tipos de comportamentos e parâmetros podem ser estimados a partir de uma dada curva granulométrica. O Coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ), dado pela Equação (1), indica qual heterogêneo é um solo, quanto maior o índice, mais heterogêneo. O diâmetro 60 ( $D_{60}$ ) indica o tamanho de partícula no qual 60% os grãos são menores. O diâmetro 10 ( $D_{10}$ ) indica o tamanho de partícula no qual 10% os grãos são menores.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

O coeficiente de curvatura representado pela (2)  
 - indica se a curva granulométrica é bem distribuída ou não.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2)$$

Entretanto, o tamanho dos grãos por si só não consegue prever com exatidão o comportamento de um solo. A presença de determinados argilominerais originários da rocha matriz – como a Montmorilonita e a Vermiculita – conferem a um determinado solo maior plasticidade. A plasticidade é definida como a capacidade de um solo se deformar sem se quebrar (Das, 2007).

Desta forma, é plausível que um solo que apresente apenas 5% em massa de argila apresente características de um solo argiloso como: baixa permeabilidade, alta deformabilidade, presença de coesão entre as partículas (Sousa Pinto, 2016) desde que seja identificado a presença de tais argilominerais. Por isso, é importante também analisar o solo quanto aos Limites de Atterberg.

## 2.7 Limites de Atterberg

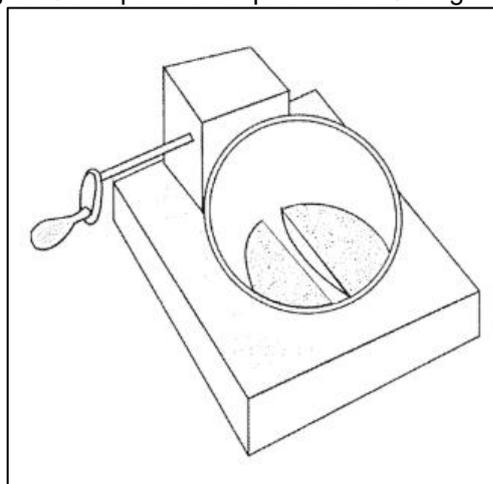
Solos finos com diferentes teores de umidade podem apresentar características muito distintas. Em baixos teores os solos comportam-se como sólidos, enquanto em altos teores estes comportam-se como líquidos (Das, 2007).

O engenheiro sueco Albert Atterberg estudou a fundo as mudanças de comportamento dos solos finos baseados no teor de umidade do mesmo, e criou uma padronização para descrição dos mesmos que não dependesse de um estudo profundo acerca dos argilominerais presentes no solo, considerado inviável para a época (Sousa Pinto, 2016). A Figura 3 demonstra o aparelho usado para realização do ensaio de limite de liquidez.

São definidos três índices: o Limite de contração (LC), o Limite de plasticidade (LP) e o Limite de Liquidez (LL) que delimitam os quatro estados do solo - sólido, semissólido, plástico e líquido (Das, 2007). Todos os índices são referentes a um determinado teor de umidade, em que, quando o solo atinge tal limite considera-se

que este muda seu comportamento. O estado sólido é definido como o estado no qual o solo é quebradiço ao se manusear. O estado semissólido indica o estado no qual o solo não está totalmente seco, e nota-se alguma perda de volume ao tentar moldá-lo. No estado plástico, o solo consegue ser perfeitamente moldado, enquanto no estado líquido ele flui (Sousa Pinto, 2016).

Figura 3: Esquema do aparelho de Casagrande.



Fonte: Sousa Pinto (2016).

Usualmente os índices mais utilizados são o limite de plasticidade (LP) e o limite de liquidez (LL). No Brasil estes índices são ensaiados conforme a ABNT NBR 7180 (2016) e a ABNT NBR 6459 (2016), nos quais os procedimentos para a realização serão detalhados no tópico 3.2. Atterberg definiu ainda o conceito do índice de plasticidade (IP), definido pela Equação (3).

$$IP = LL - LP \quad (3)$$

O IP é usado para a classificação do solo quanto ao seu estado e diversas fontes da literatura estipulam faixas de IP relacionadas ao comportamento. A Tabela 2 abaixo demonstra uma dessas correlações.

Tabela 2: Comportamento do solo baseado no índice de plasticidade.

IP	Descrição
0	Sem plasticidade
1–5	Plasticidade leve
5–10	Plasticidade baixa
10–20	Plasticidade média
20–40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das (2007).

## 2.8 Compactação

A compactação dos solos tem por objetivo a melhora de diversas características físicas, mecânicas, de resistência, de percolação e permeabilidade e a redução de volume do material. O aumento do peso específico, o aumento do contato intergrãos, a diminuição de vazios e a redução da permeabilidade são todas características melhoradas através de uma compactação adequada (Das, 2007).

A compactação é um processo mecânico que consiste na redução dos vazios e, portanto, no aumento da densidade do mesmo através da energia mecânica aplicada por um rolo compactador para estruturas de grande porte ou por equipamentos manuais em obras menores. Existem diversos tipos de equipamentos nos quais são utilizados em estruturas de grande porte.

Dentre os fatores que afetam a compactação, podemos citar o teor de umidade do solo - este atua como um lubrificante entre as partículas, reduzindo o atrito gerado - o tipo de solo, a energia de compactação, a espessura da camada e o número de passadas do rolo compactador como fatores importantes para uma boa compactação.

A espessura da camada é importante no processo de compactação, sendo que camadas muito espessas podem resultar na subcompactação de camadas inferiores e intermediárias, e camadas muito finas podem gerar a quebra das partículas que compõe o solo, podendo tornar um solo de comportamento arenoso por exemplo comportar-se como solo fino (Sousa Pinto, 2016).

O tipo de solo (argilominerais que o constituem, granulometria, formato dos grãos e peso específico dos sólidos) afetam diretamente o encaixe das partículas e portanto a compactação obtida. De forma geral, solos argilosos apresentam baixas densidades secas e altas umidades ótimas de compactação. Os solos siltosos também têm baixas densidades e curvas de compactação mais achatadas, de modo geral (Sousa Pinto, 2016).

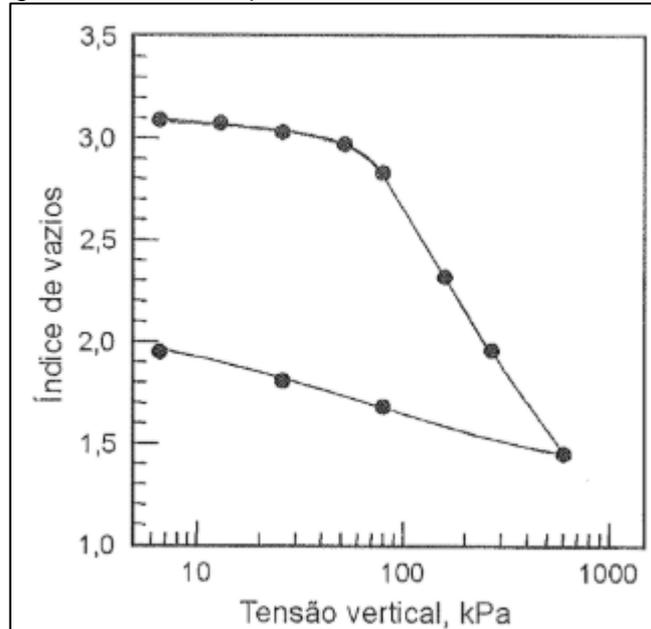
## **2.9 Adensamento**

O adensamento dos solos é um fenômeno característico de solos finos no qual ocorre a redução do volume do solo através da expulsão da água dele (Das, 2007).

Dado um solo fino, com baixa permeabilidade e relativamente alta compressibilidade, o adensamento ocorre em fases distintas. Inicialmente, com a aplicação de uma carga externa  $\Delta P$ , toda o peso deste acréscimo de tensão é suportado pela água do sistema. Como o sistema possui baixa permeabilidade, a carga não resulta em imediatos recalques e o sistema se mantém em equilíbrio devido. Entretanto, a medida que o tempo for passando e a água for sendo drenada, a poropressão começa a ser dissipada e os grãos do solo passam a suportar toda a carga aplicada. O sistema tenderá ao equilíbrio após a redução do volume do solo (Das, 2007).

O ensaio de adensamento é preconizado pela ABNT NBR 16853 (2020) e este será abordado no item 3.3. O ensaio de adensamento é extremamente importante na Geotecnia por fornecer importantes parâmetros acerca da deformabilidade do solo, a capacidade de reconfirmação plástica do solo, o histórico de tensões que determinado solo já suportou, a previsão de recalques e também a obtenção de parâmetros utilizados em modelagens avançadas (Almeida, 2009). Um resultado típico de um ensaio de adensamento é demonstrado na Figura 4 abaixo.

Figura 4: Resultado típico de um ensaio de adensamento.



Fonte: Sousa Pinto (2016).

A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) é um dos parâmetros mais importantes do ensaio de adensamento. Ele representa a tensão vertical efetiva máxima ao qual determinado solo já foi submetido. Usualmente, tensões aplicadas antes deste índice induzem pouca ou nenhuma de formação no solo, e tensões maiores que este índice resulta em maiores deformações (Das, 2007).

Existem diversos métodos usados para estimar-se a tensão de pré-adensamento. Brevemente, será explicado o método desenvolvido por Casagrande (1936). O método consiste em, a partir do gráfico gerado pela Figura 4:

- (1) Traçar, a partir do ponto de maior inflexão da curva, uma horizontal até o eixo das ordenadas;
- (2) Traça-se uma tangente ao ponto de maior inflexão;
- (3) Traça-se uma bissetriz entre ambas as retas feitas em (1) e (2);
- (4) Prolonga-se a reta virgem (reta após  $\sigma'_p$ ) até a bissetriz traçada em (3);
- (5) O ponto obtido em (4) representa a tensão de pré-adensamento.

O ensaio adensamento é responsável por fornecer importantes parâmetros de compressibilidade do solo. O Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) quantifica a

deformabilidade do solo com base no acréscimo de tensões e é definido pela Equação (4).

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (4)$$

O Coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) mede o quanto o solo se comprime com base no acréscimo de tensões efetivas, e é definido pela Equação (5).

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)\Delta \sigma'} \quad (5)$$

O Índice de compressão ( $C_c$ ) mede a capacidade do solo deformar em tensões acima da tensão de pré-adensamento. Representa a inclinação da curva no trecho normalmente adensado da Figura 4. O Índice de recompressão ( $C_r$ ) mede a capacidade do solo deformar em tensões abaixo da tensão de pré-adensamento. Representa a inclinação da curva no trecho pre-adensado da Figura 4. A Equação (6) define os índices.

$$C_c \text{ ou } C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (6)$$

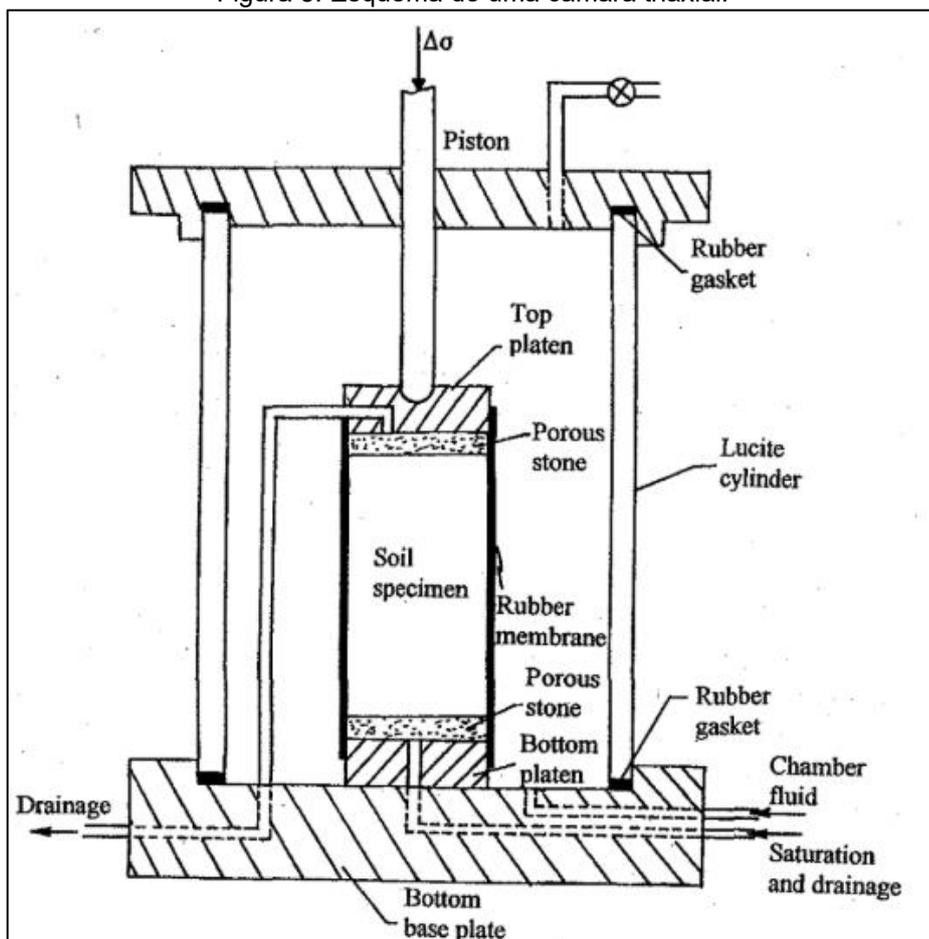
## 2.10 Ensaio Triaxial

Os ensaios triaxiais são de grande importância na engenharia geotécnica por gerarem parâmetros importantes acerca de compressibilidade e de resistência que são extremamente importantes para alimentar modelos computacionais. É um ensaio complexo que envolve uma fase de saturação do solo, uma fase de adensamento e uma fase de cisalhamento. O ensaio pode ser realizado permitindo-se ou não a

drenagem do solo, sendo possível obter parâmetros de resistência em termos de tensões totais ou tensões efetivas.

O ensaio consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico de solo a uma tensão confinante uniforme, aplicada por meio de um fluido em uma câmara triaxial, e a um carregamento axial controlado até a ruptura. São monitorados níveis de deformação e tensões aplicados, podendo ser gerado uma série de gráficos que ajudam a entender como o corpo de prova se comporta frente a um acréscimo de carga – se a amostra apresenta comportamento contrátil ou dilatante. O ensaio permite também entender o regime de poropressões presentes na amostra. A Figura 5 demonstra a aparelhagem padrão utilizada em um ensaio triaxial.

Figura 5: Esquema de uma câmara triaxial.



Fonte: Das (2007).

## 2.11 Ensaio de penetração de cone (CPT)

O ensaio de penetração de cone ou *cone penetration test* (CPT) é um dos ensaios de campos com maior aplicação na geotecnia de mineração no mundo todo. No Brasil, a ABNT NBR 15115 (2004) padroniza a execução deste ensaio.

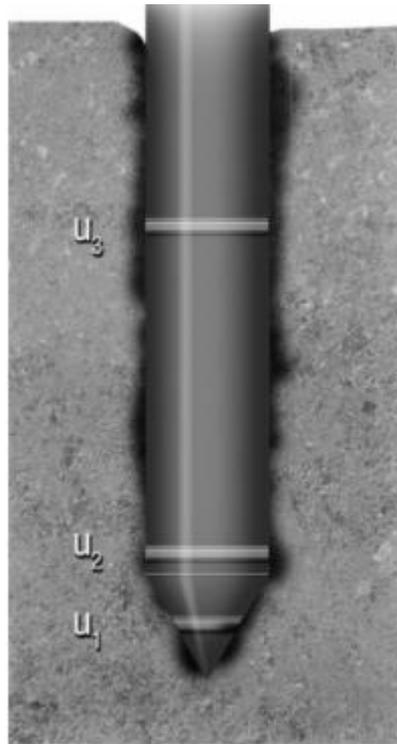
O ensaio foi desenvolvido inicialmente na década de 1930 na Holanda, e foi-se aperfeiçoando ao longo dos anos. No Brasil, os primeiros registros desse ensaio datam de 1950. Após sucessivas décadas de intensas pesquisas, este ensaio passou a ser executado comercialmente e com qualidade por diversas empresas brasileiras (Schnaid; Odebrecht, 2012).

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira de cônica - usualmente medindo 10 cm<sup>2</sup> - no solo a uma velocidade constante de 2 cm/s. O ensaio CPT tradicional fornece informações acerca da resistência de ponta ( $q_c$ ), do atrito lateral ( $f_s$ ) e da profundidade. Com o tempo, foram acopladas novas tecnologias que permitiram o monitoramento da poropressão dinâmica de cravação. Desta forma, os ensaios que fazem tal monitoramento são denominados de CPTu (*Cone penetration test with pore pressure measurement* - Ensaio de penetração de cone com medição de poropressão). Este tipo de ensaio é o mais comumente utilizado em projetos geotécnicos.

A poropressão pode ser medida em diferentes posições ao longo do cone, e sua indicação é feita através de um sufixo numeral que acompanha a sigla de poropressão. O  $u_1$  indica a medição de poropressão na ponteira cônica, o  $u_2$  indica a medição da poropressão imediatamente após o cone, entre a ponteira e a luva e o  $u_3$  indica a medição de poropressão na região da luva. A Figura 6 demonstra tais posições e a

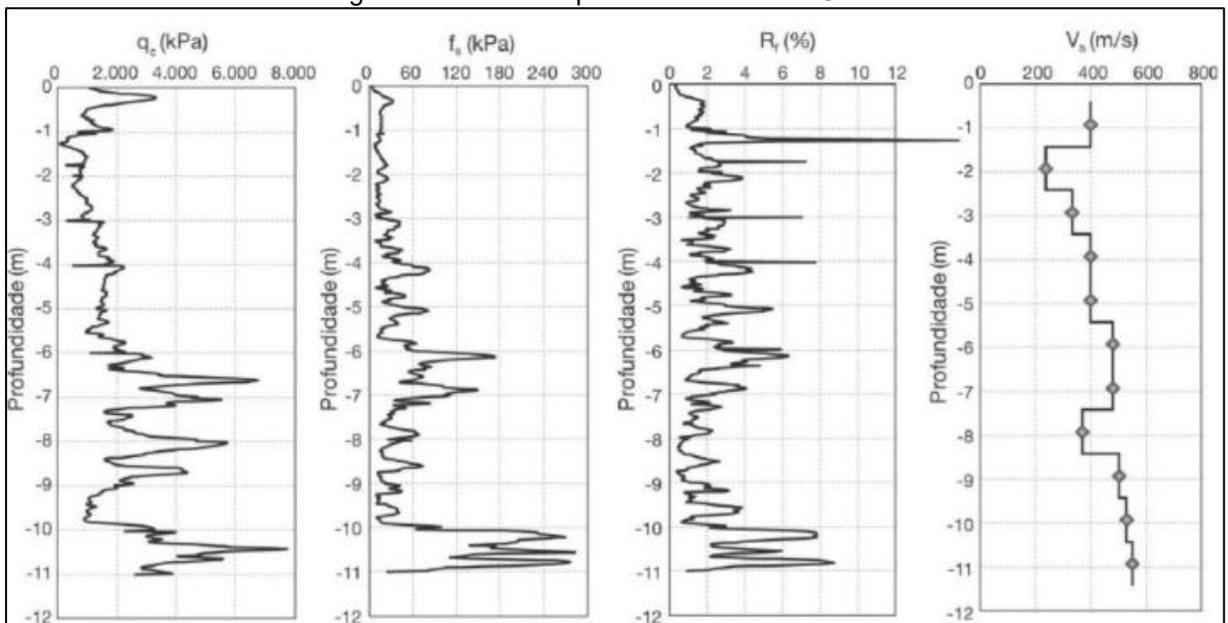
Figura 7 apresenta um resultado típico de um ensaio CPTu.

Figura 6 Posições típicas de medição da poropressão.



Fonte: Schnaid, Odebrecht (2012).

Figura 7 Resultado típico de um ensaio SCPTu.



Fonte: Schnaid, Odebrecht (2012).

A partir dos quatro parâmetros básicos supracitados, foi-se amplamente estudado ao longo dos anos a correlação deles com diversos parâmetros geotécnicos. O CPTU por si não permite a obtenção da estratigrafia do como o SPT (*Standard penetration test*), no qual é possível recuperar amostras ao longo do ensaio. Entretanto, é possível interpretar os resultados de resistência de ponta, atrito lateral e *Soil Behaviour Type* (SBT) e estimar com uma acurácia boa o material.

O SBT, traduzido para o português como tipo de comportamento do solo, reflete exatamente a natureza de inferição da estratigrafia no ensaio. Este parâmetro foi proposto inicialmente por Robertson, P.K. e Campanella, R.G. (1983), sendo ele baseado em formulações matemáticas que ponderam a resistência de ponta, o atrito lateral e a geração de poropressão para indicar qual o tipo de comportamento daquele material (argiloso, siltoso arenoso etc.). Usualmente, solos finos apresentam tendência de registrar baixas resistências de ponta, alto atrito lateral e geração de poropressão, enquanto solos com comportamento arenoso apresentam comportamento contrário (Schnaid; Odebrecht, 2012).

## **2.12 Estabilidade de taludes por método de equilíbrio limite**

De acordo com Denise Gerscovich, autora do livro “Estabilidade de Taludes”, um talude é definido como “É a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado encosta, ou construído pelo homem, como, por exemplo, os aterros e cortes.”.

Com as eventuais exceções de solos extremamente deformáveis, geralmente os solos rompem por cisalhamento. A resistência interna ao cisalhamento de um solo é definida como a resistência interna que essa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de um plano qualquer em seu interior (Das, 2007). Os principais métodos propõem o equilíbrio entre esforços normais e cisalhantes decorrentes do peso próprio do solo e dos momentos gerados pelos esforços.

Existem diferentes métodos de cálculo de fator de segurança que restringem o tipo de superfície de ruptura – devendo ser obrigatoriamente circular ou planar por exemplo. Existem também métodos que satisfazem apenas o equilíbrio de forças, ignorando os momentos gerados.

Apesar de existirem diversos métodos para avaliação de estabilidade de taludes através de métodos de equilíbrio limite, todos eles são baseados em alguns princípios básicos da física estática (Massad, 2010). São eles:

- A massa de solo comporta-se como um corpo rígido, isto é, desloca-se toda em conjunto, sem deformar;
- As equações de equilíbrio utilizadas são válidas até imediatamente antes da ruptura (devido ao solo comportar-se como corpo rígido);
- O Fator de segurança é constante ao longo de uma superfície de ruptura, ignorando-se uma ruptura progressiva;

Fatores como a piezometria, inclinação geral do talude e acréscimos de tensões externas são fatores que alteram o estado de tensões do solo e, portanto, a estabilidade. O fator de segurança (FS) é o parâmetro utilizado para se definir se um talude é estável ou não e ele é definido pela Equação (7).

$$FS = \frac{\text{Forças resistentes}}{\text{Forças mobilizadas}} \quad (7)$$

Ou seja, o fator de segurança trata-se de determinar em qual magnitude as forças de resistência superam as mobilizadas, ou vice-versa.

### **2.12.1 Método de Morgenstern-Price**

O método de Morgenstern-Price foi pensado para não se limitar o tipo de superfície de ruptura, permitindo-se superfícies de ruptura além das circulares ou planares. Além disso, destaca-se por ser um método mais rigoroso no qual devem ser satisfeitas além do equilíbrio entre forças, o equilíbrio entre momentos entre as diversas lamelas (Morgestern, 1965). O método é especialmente interessante quando o talude em

questão apresenta redes de fluxo mais complexas e a presença de materiais heterogêneos, os quais o método simula bem.

Este método baseia-se em assumir uma superfície de ruptura, e a partir dela, calcula-se o FS com base nas tensões do modelo. A grande inovação do método é assumir uma função ( $\lambda$ ) que controla a inclinação das forças entre lamelas. O valor de  $\lambda$  não é conhecido inicialmente e deve ser ajustado iterativamente para que o conjunto de fatias satisfaça o equilíbrio entre forças verticais, horizontais e momentos.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios de laboratório, de modo geral, permitem um controle preciso das variáveis envolvidas (tensões aplicadas, regime de poropressões, drenagem etc.). Desta forma, os resultados de parâmetros de resistência podem ser obtidos de forma mais confiável (Pinyol, 2019).

Para a realização deste trabalho, primeiro será feita a caracterização completa do rejeito estudado através de ensaios de laboratório, para estimar qual o comportamento esperado para o rejeito em questão. Ressalta-se que todos os ensaios de laboratório foram realizados no rejeito presente no barramento da estrutura, antes de haver compactação com uso do rolo vibratório. Serão avaliados os seguintes ensaios:

- Granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) conforme a ABNT NBR 7181 (2016);
- Limites de Atterberg conforme as normas ABNT NBR 6459 (2016) e ABNT NBR 7180 (2016);
- Adensamento Oedométrico conforme a ABNT NBR 12007 (1990);
- Ensaios triaxiais conforme a ABNT NBR 12717 (2009);

Em seguida, serão avaliados os ensaios de CPTu com base na metodologia proposta no artigo "*Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*" (Robertson, 2010). Serão selecionados valores representativos para o ângulo de atrito, os quais serão comparados com ensaio de laboratório e também com a literatura. Por fim, serão feitas análises de estabilidade com uso dos parâmetros obtidos dos CPTu's no barramento e no aterro experimental, comparando-se ambos.

### **3.1 Ensaio de granulometria**

Para o ensaio de granulometria conjunta, primeiro observa-se que este é dividido em duas fases. A fração fina do solo – grãos menores que 0,075 mm de diâmetro - será ensaiada conforme ensaio de sedimentação e os grãos maiores que este diâmetro será ensaiado conforme peneiramento mecânico. Os procedimentos dos ensaios são listados a seguir:

- Secar o solo em estufa a 105–110 °C até massa constante;
- Quebrar manualmente os torrões, evitando triturar grãos individuais;
- Arrumar peneiras em ordem decrescente;
- Colocar a amostra seca no conjunto de peneiras, disposto em ordem decrescente de abertura;
- Submeter ao agitador mecânico por tempo padronizado;
- Pesquisar o material retido em cada peneira e calcular a porcentagem retida e passante.
- Dispersar as partículas finas usando agente defloculante (ex.: hexametáfosfato de sódio) e agitação mecânica;
- Transferir a suspensão para cilindros graduados;
- Efetuar leituras de concentração em tempos determinados, medindo a velocidade de sedimentação das partículas;
- Traçar a curva granulométrica;

### **3.2 Limites de Atterberg**

Para determinar o limite de liquidez do solo (LL), utilizamos o procedimento descrito pela NBR 6459 (2016):

- Homogeneizar e umedecer com água destilada até consistência plástica;
- Moldar o solo no aparelho de Casagrande;
- Realizar uma ranhura central na amostra;

- Girar a manivela até que o solo se junte, sempre contando o número de golpes;
- Registrar a umidade do solo para 25 golpes;
- O Limite de Liquidez será a umidade correspondente a 25 golpes na curva umidade x log nº golpes.

Para a determinação do limite de plasticidade, utilizamos o procedimento descrito pela NBR 7180 (2016):

- Moldar cada porção manualmente em formato cilíndrico.
- Rolar o cilindro sobre superfície lisa, não porosa (vidro fosco ou cerâmica), com pressão uniforme das palmas das mãos até que seja atingindo o diâmetro de 3 mm. Caso o cilindro desagregue ou trinque, coleta-se uma amostra do mesmo para determinação do teor de umidade;

Para solos excessivamente arenosos ou não coesivos, o ensaio não é aplicável, indicando ausência de propriedades coesivas.

### **3.3 Adensamento**

O ensaio de adensamento Oedométrico é responsável por medir importantes parâmetros de compressibilidade e adensamento dos solos. Ele é regido pela NBR 12007 (2010) que preconiza o seguinte passo a passo:

- Saturação prévia da amostra;
- Aplicação da carga em progressão geométrica a cada estágio;
- Manter os incrementos até que a taxa de deformação observada seja estável – pouca variação;
- Registro das tensões e deformações observadas em intervalos pré determinados de tempo;
- Após atingir a carga máxima, as cargas também são reduzidas em progressão geométrica. Após isso, são obtidos os resultados padrões.

### 3.4 Ensaio triaxial drenado

O ensaio triaxial drenado permite a obtenção dos parâmetros drenados de resistência coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ). Este ensaio não permite a geração de poropressões e é usualmente usado para solos grossos, de comportamento arenoso. O procedimento do ensaio é regido pela NBR 12717 (2009) e os principais passos são descritos como:

- Posicionamento da pedra porosa para permitir drenagem do sistema;
- Saturação do corpo de prova até a tensão confinante determinada em conjunto com a contrapressão, de modo a evitar a expansão da amostra;
- Em seguida é iniciado a fase de adensamento, onde os drenos são abertos e aplica-se a tensão confinante desejada ( $\sigma_3$ ) para se permitir a total dissipação das poropressões;
- Aplicação de uma carga constantemente, medindo-se a carga e a deformação axial, a variação volumétrica e observando se a poropressão ainda é nula;
- Ensaio é considerado concluído quando a deformação axial é de 15% ou atingir resistência máxima.

### 3.5 CPTu

O primeiro passo na análise dos dados obtidos por meio de ensaios CPTu consiste na normalização dos parâmetros medidos diretamente, como a resistência de ponta ( $q_t$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão ( $u_2$ ). Essa normalização é essencial porque, à medida que a profundidade aumenta, também aumentam as tensões de confinamento no solo, o que naturalmente eleva os valores medidos. Sem essa correção, a comparação entre diferentes profundidades ou camadas de solo seria

incorreta, pois os dados estariam fortemente influenciados pelas tensões efetivas locais e não refletiriam unicamente o comportamento do material.

Esse aumento dos valores com a profundidade está relacionado ao incremento das tensões verticais totais e efetivas, que tendem a compactar mais os solos e reduzir os vazios entre as partículas, resultando em maiores resistências medidas.

A normalização, portanto, visa isolar o efeito do confinamento, permitindo que os parâmetros reflitam o comportamento intrínseco do solo (Robertson, 2009). A normalização da resistência de ponta é pela Equação (8).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (8)$$

Sendo:

- $Q_t$ : Resistência de ponta normalizada;
- $q_t$ : Resistência de ponta medida no CPTu;
- $\sigma_{v0}$ : Tensão vertical total;
- $\sigma'_{v0}$ : Tensão vertical efetiva;

A normalização do atrito lateral é expressa pela Equação (9).

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (9)$$

Sendo:

- $F_r$ : Atrito lateral normalizado;
- $f_s$ : Atrito lateral medido no CPTu;
- $q_t$ : Resistência de ponta medida no CPTu;
- $\sigma_{v0}$ : Tensão vertical total;

Usualmente, areias densas apresentam altas resistências de ponta e baixos valores de atrito lateral, enquanto argilas moles apresentam baixas resistências de ponta e altos valores de atrito lateral (Robertson, 2024). Com a normalização da

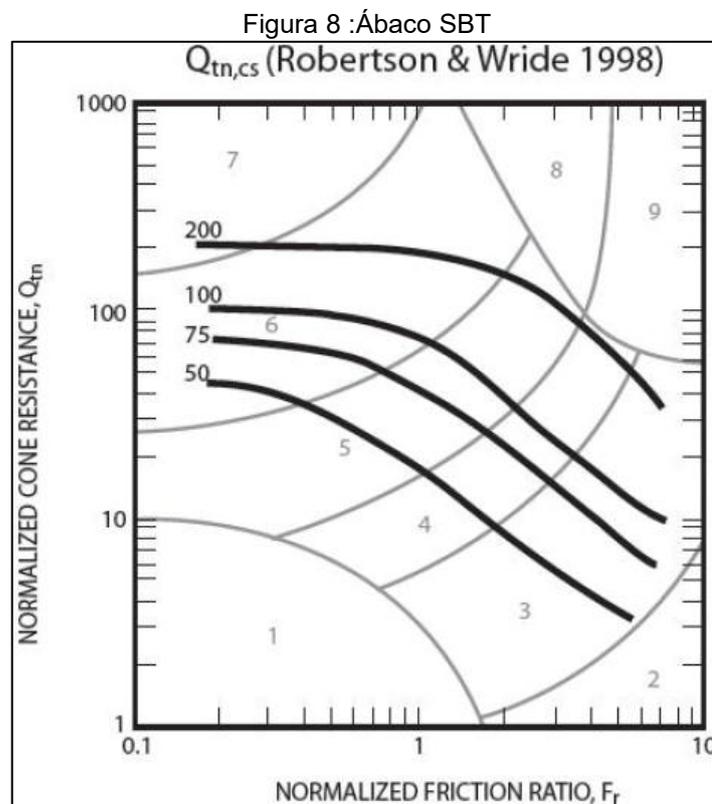
resistência de ponta e do atrito lateral, calcula se o *Soil Behaviour Type index* ( $I_c$ ). Este parâmetro está expresso conforme a Equação (10).

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2} \quad (10)$$

Sendo:

- $I_c$ : *Soil Behaviour type index*;
- $Q_t$ : Resistência de ponta normalizada;
- $F_r$ : Atrito lateral normalizado;

Este é um parâmetro combina a resistência de ponta e o atrito lateral, de modo a se estimar como o solo se comporta (como areia, como argila etc.). Este parâmetro foi extensamente testado pelo engenheiro Peter K. Robertson que desenvolveu, empiricamente, um ábaco que define o comportamento do material com base nos parâmetros normalizados (Robertson, 1990). A Figura 8 abaixo ilustra o ábaco.



Robertson notou que alguns tipos de  $I_c$  relacionavam-se com determinados tipos de comportamento de solo. Deste modo foi possível delimitar as faixas de comportamento do material com base no índice  $I_c$ , conforme a Tabela 3.

Tabela 3: Faixas de comportamento do solo com base em  $I_c$ .

Faixa de $I_c$	Comportamento do solo
$I_c < 1,31$	Areia muito densa a cascalho
1,31 – 2,05	Areia média a densa
2,05 – 2,60	Areia com silte ou silte arenoso
2,60 – 2,95	Silte macio
2,95 – 3,60	Argila intermediária
$I_c \geq 3,60$	Argila sensível ou argila orgânica

Fonte: Adaptado de Robertson (1990).

Com base na necessidade de incorporar a variável de tipo de comportamento de solo ( $I_c$ ) e o confinamento do material, Robertson sugeriu a correção da normalização da resistência de ponta baseada em  $I_c$  e  $n$  – parâmetro denominado expoente de tensão - responsável por tal corretiva (Robertson, 2010). A Equação (11) demonstra os cálculos para obtenção do expoente de tensão.

$$n = 0.381 I_c + 0.05 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad (11)$$

Sendo:

- $n$ : expoente de tensão
- $I_c$ : *Soil Behaviour type index*;
- $\sigma'_{v0}$ : Tensão vertical efetiva;
- $p_a$ : Pressão atmosférica;

Deste modo, a correção da resistência de ponta é dada pela Equação (12).

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (12)$$

Sendo:

- $Q_{tn}$ : Resistência de ponta normalizada (Robertson, 2010);
- $q_t$ : Resistência de ponta medida no CPTu;
- $\sigma_{v0}$ : Tensão vertical total;
- $\sigma'_{v0}$ : Tensão vertical efetiva;
- $p_a$ : Pressão atmosférica;
- $n$ : expoente de tensão;

Por fim, após extensos experimentos empíricos em diversos tipos de solo, chegou-se a seguinte aproximação para o ângulo de atrito, baseado na resistência de ponta normalizada dada pela Equação (13) (Mayne, 1990).

$$\phi' = 17,6^\circ + 11 \cdot \log_{10}(Q_{tn}) \quad (13)$$

Sendo:

- $\phi$ : Ângulo de atrito;
- $Q_{tn}$ : Resistência de ponta normalizada;

### 3.6 Análise de estabilidade de taludes

Para o cálculo dos fatores de segurança (FS) foram determinadas as seguintes premissas dentro do *software* Slide2:

- Comprimento de fatia mínimo de 5 metros de profundidade, para evitar cunhas superficiais;
- Método de Morgenstern-Price, considerado mais rigoroso por equilibrar forças e momentos;
- Freática determinada através da máxima histórica observada nos instrumentos da seção;
- Cunhas de ruptura não circulares, uma vez que o método de Morgenstern não necessita de assumir um formato pré-determinado da cunha;
- Serão avaliadas apenas cunhas globais;

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção serão analisados os resultados obtidos acerca dos ensaios de laboratório e dos ensaios de CPTu. Os resultados serão confrontados com dados da literatura e também entre si para entender o comportamento dos rejeitos.

### 4.1 Resultados dos ensaios de laboratório

Quando observamos o traçado da curva granulométrica (Figura 9) algumas características chamam a atenção. Nota-se uma grande concentração de material entre os diâmetros de 0,06 e 0,6 mm, referente a aproximadamente 80% do material ensaiado. Isto significa que a curva é mal graduada, ou seja, apresenta uma grande concentração de areia fina e areia média. Nota-se também que não há partículas de diâmetro denominado “areia grossa” em diante. A ausência de pedregulhos é esperada devido à desagregação proveniente do tratamento do rejeito. Ressalta-se que foi escolhido apresentar apenas uma curva granulométrica devido à semelhança entre as curvas existentes.

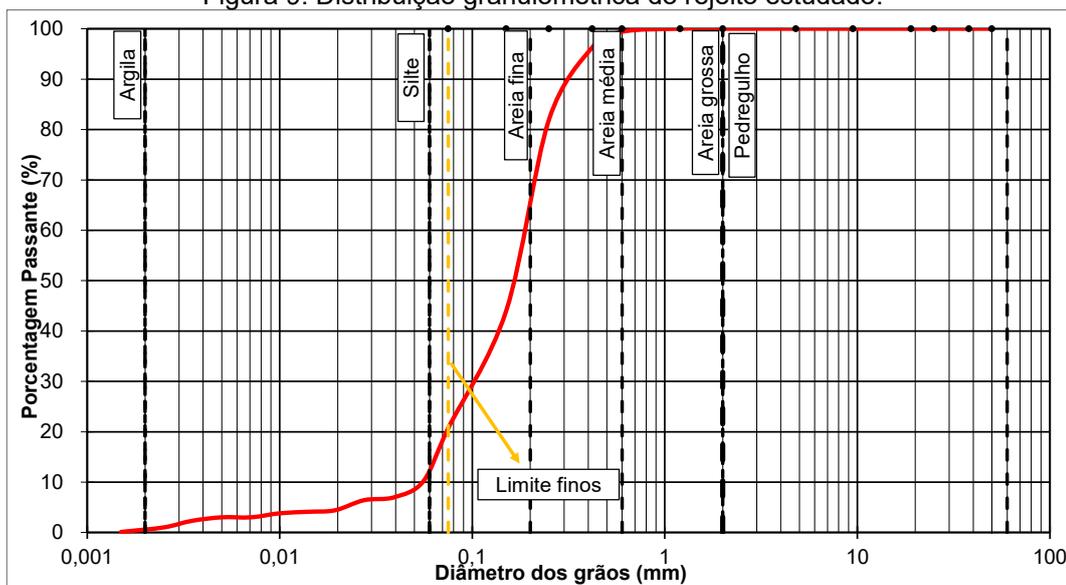
Graficamente, podemos inferir o coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ) através da Equação (1).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,2}{0,06} = 3,33$$

Podemos também inferir o coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) através da Equação (2).

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{0,1^2}{0,2 * 0,06} = 0,83$$

Figura 9: Distribuição granulométrica do rejeito estudado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Valores típicos de um solo bem graduado indicam um coeficiente de uniformidade maior que 6 para areias e um valor de coeficiente de curvatura entre 1 e 3 (Das, 2007). Portanto, a literatura confirma a má-graduação do rejeito em questão. A classificação do material conforme o sistema unificado de classificação de solos (SUCS) é de uma areia-siltosa.

Nota-se uma parcela significativa de materiais de granulometria fina no rejeito correspondendo a aproximadamente 20% do material ensaiado. Ressalta-se que até pequenas quantidades de finos podem vir a gerar um comportamento do solo como material fino, com reduções drásticas do coeficiente de permeabilidade (Mitchell & Soga, 2005), possível aumento da coesão (Lambe & Whitman, 1969), além de aumentar a compressibilidade do rejeito (Thevanayagam et al., 2002). Entretanto, os ensaios referentes aos limites de liquidez e plasticidade não apontaram a existência de propriedades plásticas no solo.

Desta forma, observa-se que o rejeito possui um comportamento de material não coesivo. Este comportamento é esperado devido ao fato de o rejeito ter sido quimicamente e fisicamente tratado para chegar a tal consistência. A Tabela 4 resume os resultados obtidos no ensaio de granulometria completa.

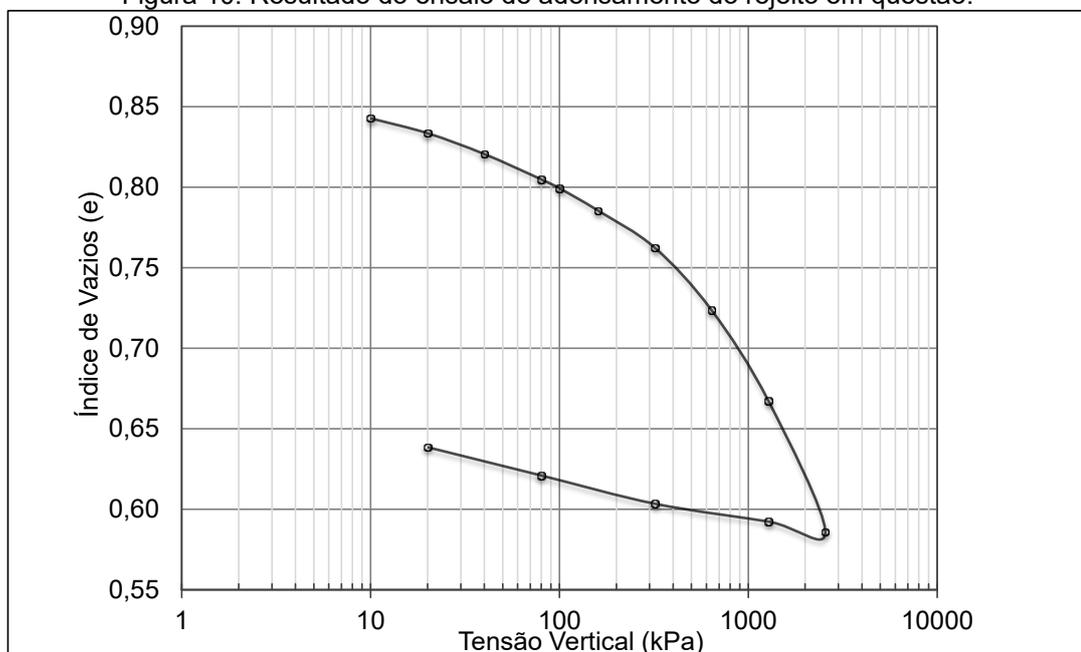
Tabela 4: Resumo resultados ensaio de granulometria.

Material	Diâmetro (mm)	% Passante
Argila	0,002	0,60
Silte	0,06	12,20
Areia	2	100
Pedregulho	4,8	100

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em relação ao ensaio de adensamento, o resultado do ensaio está demonstrado conforme a Figura 10. O ensaio de adensamento foi realizado em dez etapas de carregamento, indo de 0 kPa até 2560 kPa. A fase de descarregamento foi realizada em cinco etapas. Graficamente, foi-se estimado a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) com uso do método de Pacheco Silva resultando em uma tensão de 160 kPa. Considerando a profundidade de retirada da amostra na barragem e o peso específico considerado de 18 kN/m<sup>3</sup> a tensão de pré-adensamento está coerente com o resultado.

Figura 10: Resultado do ensaio de adensamento do rejeito em questão.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nos cálculos explicitados na Equação (6) , foram calculados os valores do índice de compressão como 0,23 e do índice de recompressão como 0,04. A Tabela 5 apresenta alguns valores de rejeitos finos e seus respectivos índices de compressão. Quando confrontado com a literatura, observamos que estes valores são típicos de rejeitos medianamente compressíveis.

Tabela 5: Valores típicos de coeficiente de compressão pela literatura

Tipo de Rejeito	Faixa típica de coeficiente de compressão	Compressibilidade	Referência
Rejeitos arenosos (pouco finos)	0,05 – 0,20	Baixa a média	Vick (1990), Almeida et al. (2014)
Rejeitos silto-argilosos	0,20 – 0,40	Média a alta	Marques et al. (2019), Pirete (2012)
Rejeitos argilosos ou ultrafinos	0,40 – 0,80	Alta a muito alta	Coelho (2008), Martins et al. (2021)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Já a Tabela 6 apresenta valores típicos de índices de recompressão encontrados na literatura. Analogamente ao índice de compressão, observamos que os valores encontrados são tipicamente de rejeitos com médios índices de recompressão.

Tabela 6: Valores típicos de coeficiente de recompressão pela literatura

Tipo de Rejeito	Faixa típica Cr	Recompressibilidade	Referência
Rejeito de cobre (siltoso)	> 0,01	Baixa	Silva, 2007
Rejeito de cobre (siltoso)	0,02-0,05	Média	Gonçalves, 2021
Rejeito de ouro (lama fina)	0,05-0,06	Alta	Vick, 1990

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em relação ao ensaio triaxial drenado realizado, este foi utilizado principalmente para obter-se os resultados da coesão efetiva ( $c'$ ) e do ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ). Estes parâmetros foram obtidos traçando-se os círculos Mohr-Coulomb para diferentes tensões principais  $\sigma_1$  no momento da ruptura. Para cada ensaio triaxial o centro da circunferência é dado pela Equação (14).

$$c = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (14)$$

Já o raio é dado pela Equação (15).

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (15)$$

Sendo

- $\sigma_1$  é a tensão principal;
- $\sigma_3$  é a tensão de confinamento;
- C é o centro da circunferência;
- R é o raio da circunferência;

A envoltória de ruptura é dada pela equação Equação (16).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (16)$$

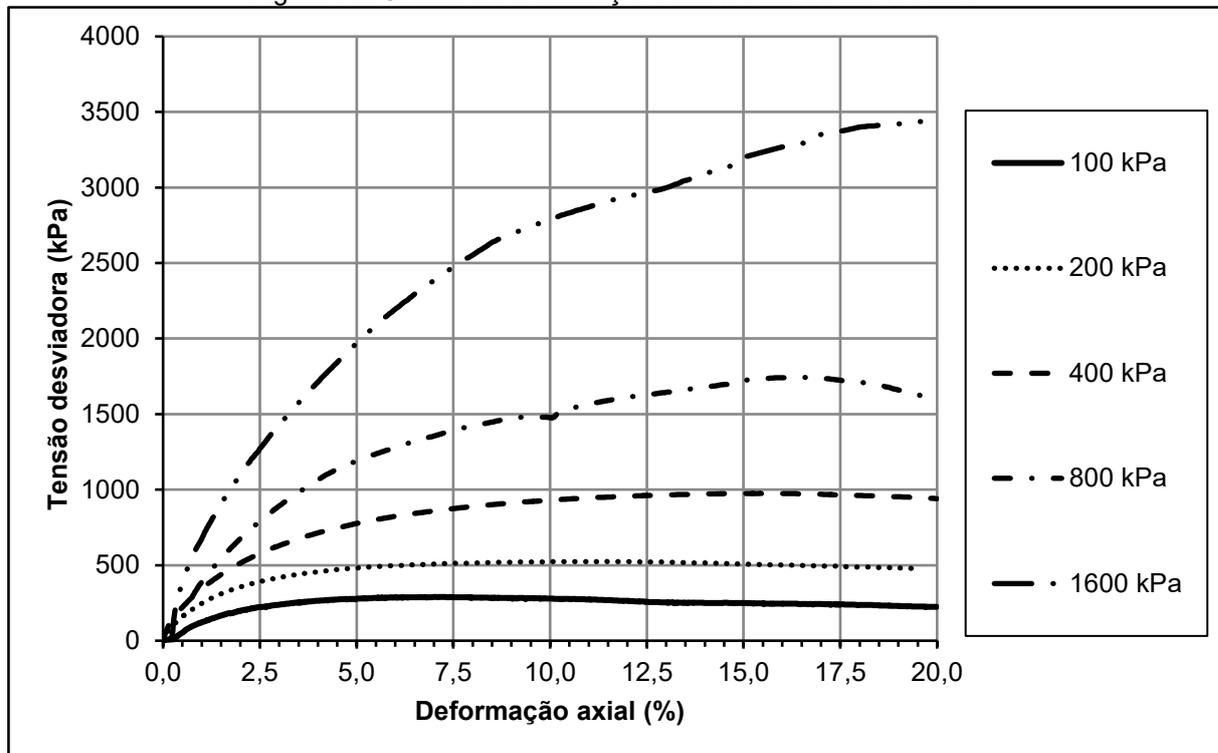
Sendo:

- $\tau$  é a tensão de cisalhamento no plano de ruptura,
- C é a coesão do solo,
- $\sigma$  é a tensão normal no plano de ruptura,
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo.

O gráfico da tensão desviadora pela deformação axial, conforme Figura 11, indica que para baixas tensões desviadoras (de até 400 kPa), nota-se que o material tende a não se deformar mais após certo valor de deformação. As amostras ensaiadas à 100 e 200 kPa tenderam a estabilizar após 5% de deformação e a amostra ensaiada a 400 kPa tendeu a estabilizar após 7,5% de deformação. Para tensões maiores, de 800 e 1600 kPa, não se observa uma tendência de estabilização das deformações

com acréscimos de tensões. Nenhum ensaio aparentou indicar perda de resistência com acréscimo de tensões, indicando um comportamento possivelmente contrátil.

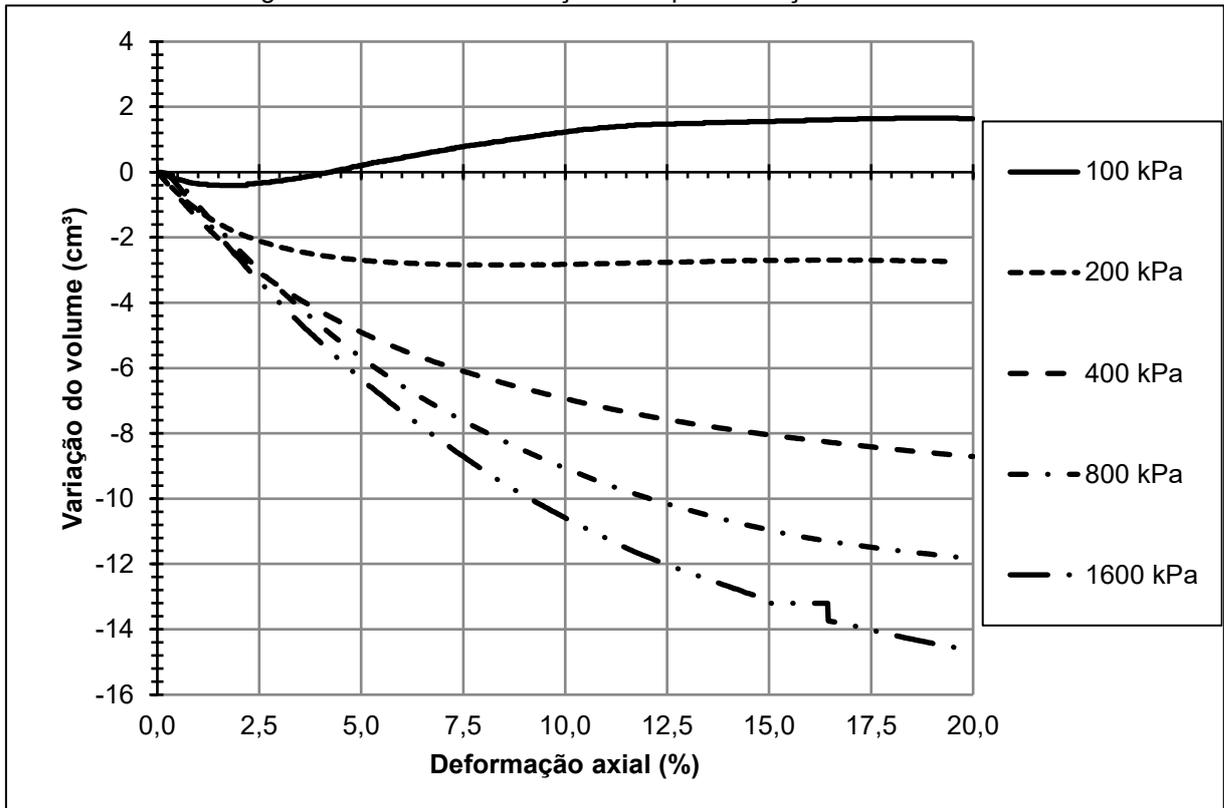
Figura 11: Gráfico de deformação axial x Tensão desviadora.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quando analisamos o gráfico da deformação axial pela deformação volumétrica, indicado na Figura 12, observamos que todos os ensaios – exceto o realizado a 100 kPa – indica uma tendência de contração do corpo de prova, reforçando a tendência observada do solo de reduzir seus vazios com o incremento de cargas. Observa-se que a tendência de dilatação do corpo de prova se dá antes da tensão de pré adensamento calculada (160 kPa).

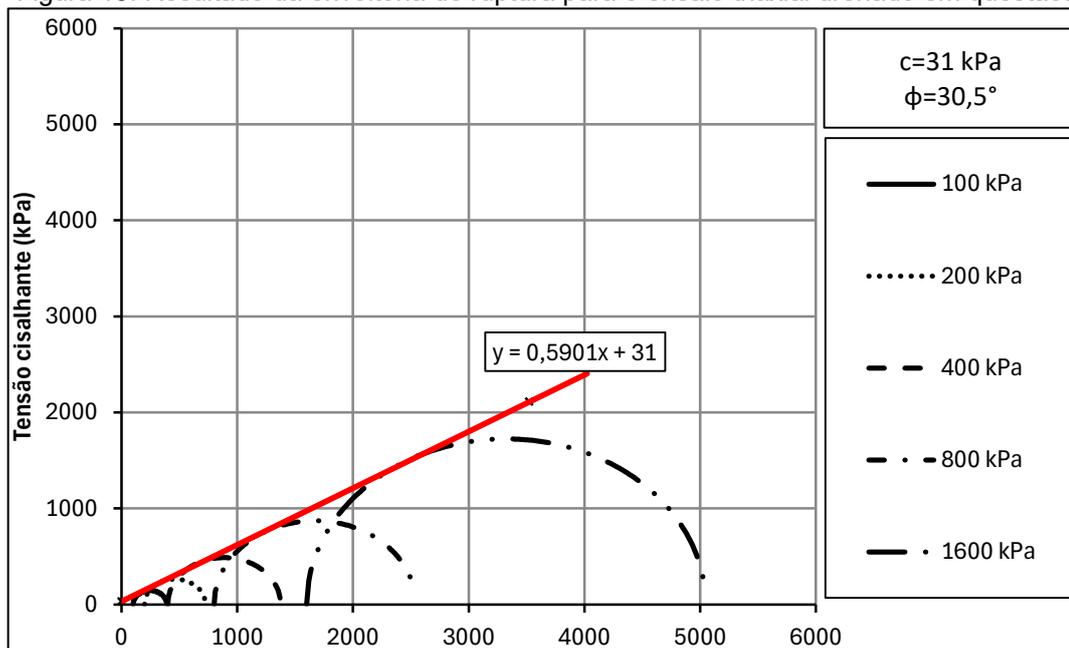
Figura 12: Gráfico deformação axial pela variação volumétrica.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com os dados obtidos para as tensões principais de 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa obtivemos o gráfico referente a Figura 13. Traçando-se uma tangente à cada círculo, obtemos os valores de ângulo de atrito e da coesão através da linha vermelha que interliga todos as tangentes. Observa-se que o ângulo de atrito efetivo obtido foi de  $30,5^\circ$  e a coesão efetiva foi de 31 kPa.

Figura 13: Resultado da envoltória de ruptura para o ensaio triaxial drenado em questão.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 7 apresenta valores típicos de ângulo de atrito encontrados na literatura para rejeitos de cobre e ouro. Observa-se que os resultados se encontram dentro dos valores esperados para diversos rejeitos históricos.

Tabela 7: Valores típicos de ângulo de atrito

Tipo de Rejeito	Classificação	Ângulo de Atrito ( $\phi'$ )	Referência
Rejeito de cobre	Areia de rejeito, não cimentada	32° – 37°	UY, Erica Elice Saloma; ADAJAR, Mary Ann Q. (2017)
Rejeito de cobre	Areia média a fina	30° – 36°	WICKREMESINGHE, D. S. (1986)
Rejeito de cobre	Areia de rejeito ciclona	33° – 38°	FOURIE, Andy; DOHERTY, Jeff (2004)
Rejeito de ouro	Areia grossa de rejeito	34° – 38°	MCPHAIL, G. (1995)
Rejeito de ouro	Areia fina	30° – 35°	FITTON, T. G. (2011)
Rejeito de ouro	Silte arenoso	28° – 32°	ADAMS, R. J.; et al. (1981)

Fonte: Elaborado pelo autor.

## **4.2 Resultados dos ensaios CPTu's**

Os resultados dos CPTu's serão tratados em dois subtópicos distintos, diferenciando os CPTu's executados na barragem – no qual o rejeito foi apenas espalhado com trator esteira - e os CPTu's executados no aterro – no qual ocorreu a compactação com rolo vibratório.

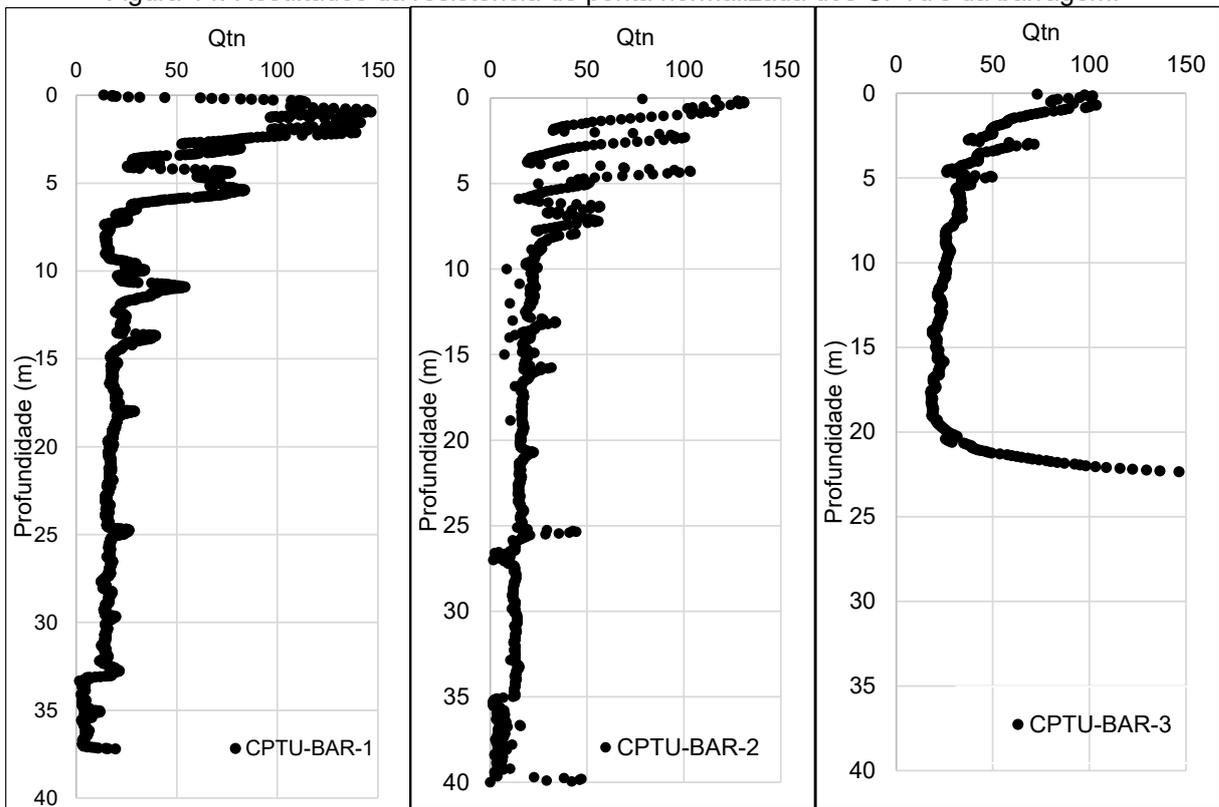
Esta divisão foi proposta uma vez que se espera resultados distintos para os ensaios. Os CPTu's realizados no aterro espera-se uma melhora dos parâmetros de resistência devido ao melhor empacotamento dos grãos, aumentando o contato entre eles.

### **4.2.1 Resultados CPTu's feitos na barragem**

Os resultados da resistência de ponta para os CPTu's realizados na barragem estão apresentados na Figura 14. Os ensaios CPTU-BAR-1 e CPTU-BAR-2 indicam uma redução na resistência de ponta à uma profundidade de 33 e 35 metros respectivamente. O CPTU-BAR-3 aponta um pico na resistência de ponta a partir de 20 metros de profundidade.

Os primeiros cinco metros dos três ensaios apontam altas resistências de ponta comportamento esperado devido a uma maior compactação devido a movimentação de maquinários pesados, e a partir dos 5 metros os valores estabilizam-se por volta do valor adimensional 25.

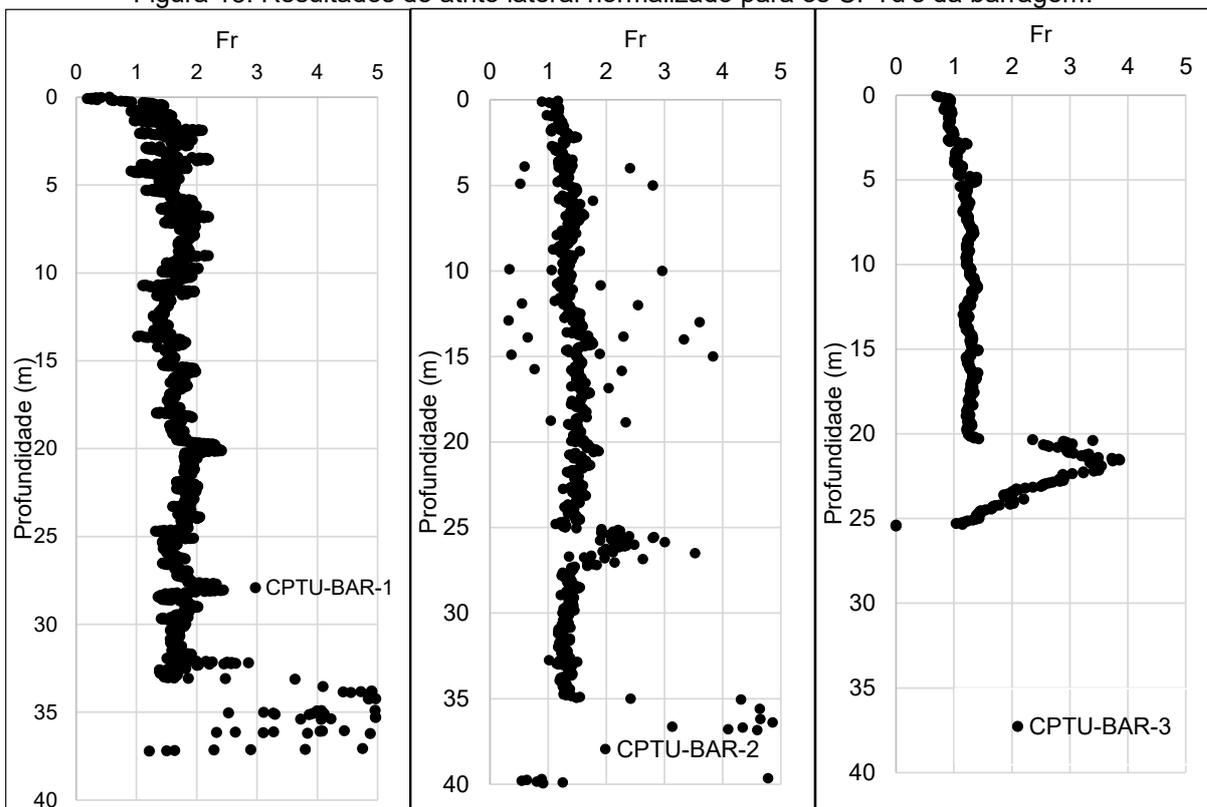
Figura 14: Resultados da resistência de ponta normalizada dos CPTu's da barragem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 15 apresenta os resultados do atrito lateral, os resultados variam entre 1 e 2 para os três ensaios. A partir de 33 metros de profundidade os valores para o CPTU-BAR-1 apresentam um pico, o que também acontece aos 35 m para o CPTU-BAR-2 e aos 20 m para o CPTU-BAR-03.

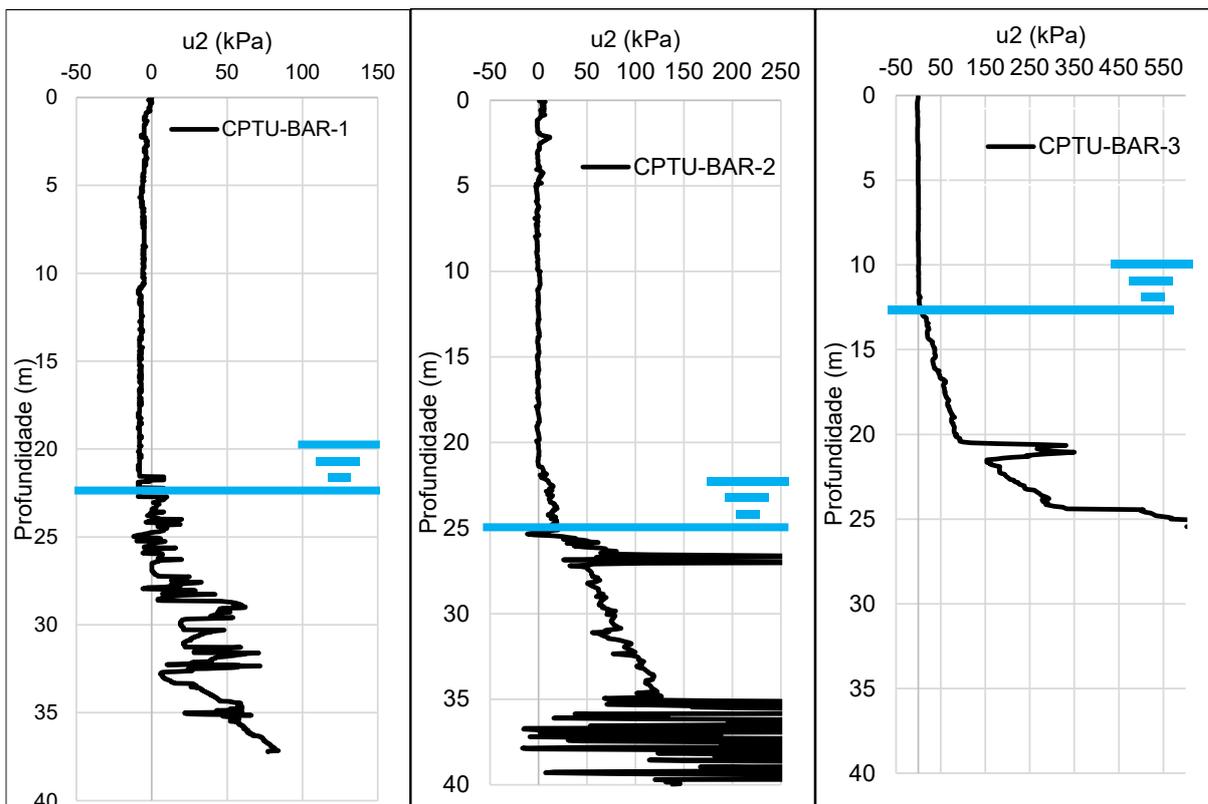
Figura 15: Resultados de atrito lateral normalizado para os CPTU's da barragem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 16 apresenta os resultados das poropressões medidas nos CPTu's da barragem. É interessante observar que o CPTU-BAR-1 e o CPTU-BAR-2 começam a apresentar excesso de poropressão apenas aos 22,5 metros de profundidade. O CPTU-BAR-3 apresenta excesso de poropressão por volta de 20 m de profundidade. Antes das profundidades supracitadas, os valores oscilam bem próximos a 0.

Figura 16: Resultados das poropressões medidas nos CPTu's da barragem.



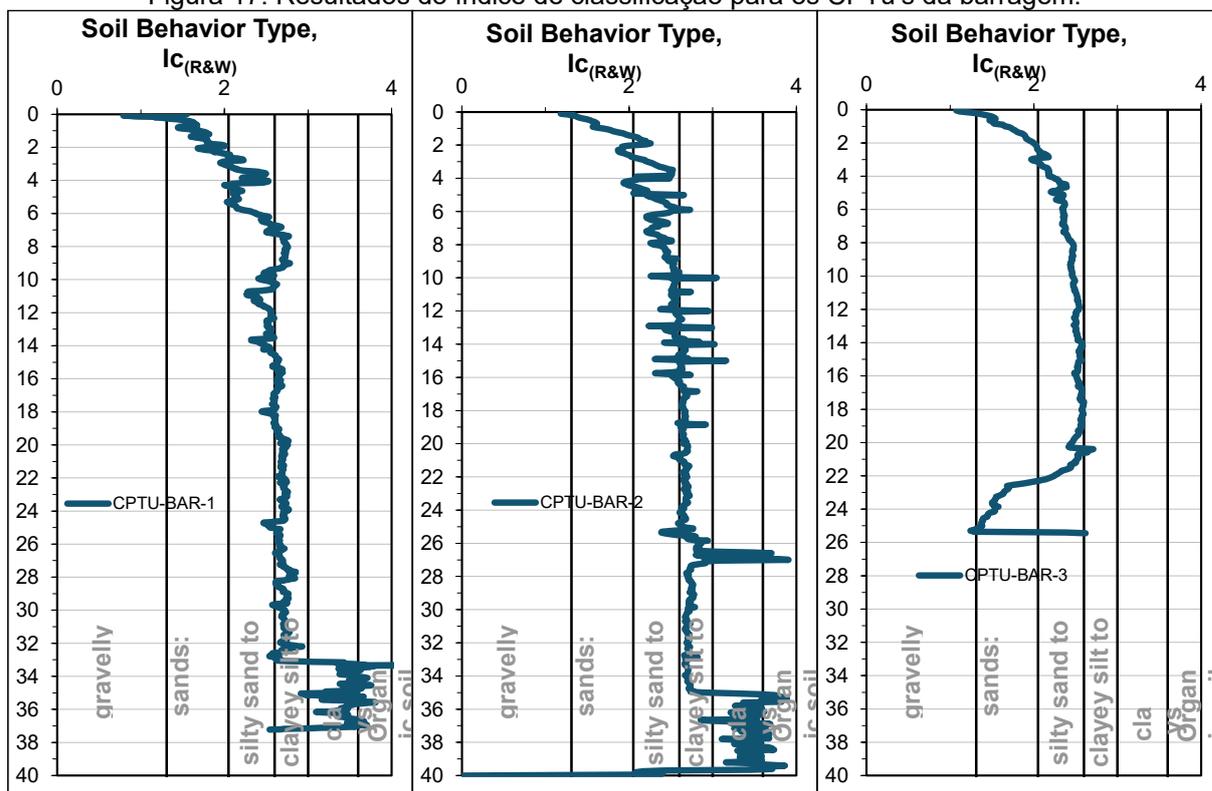
Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 17 apresenta os resultados do índice de classificação ( $I_c$ ) dos CPTu's realizados na barragem. A maioria dos resultados apresentam valores na faixa de *silty sand* até *clayey silt* (areia siltosa até silte argiloso), claramente um comportamento mais parecido com de um solo fino.

O CPTU-BAR-1 e o CPTU-BAR-2 apresentam uma mudança brusca de comportamento à 33 e 35 metros de profundidade, comportando-se como argilas.

O CPTU-BAR-3 apresenta uma tendência de mudança de comportamento a partir dos 20 metros de profundidade, tendendo a comportar-se como areia. A partir dos 25 metros os resultados apontam um pico e uma mudança de tendência rumo à um solo fino. Uma vez que o ensaio é encerrado aos 25 metros de profundidade, não podemos afirmar com certeza se o a geologia está mudando de camada ou se há uma lente de algum material nesta profundidade.

Figura 17: Resultados do índice de classificação para os CPTu's da barragem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quando se trata de analisar CPTu's o comportamento do material deverá ser determinado baseado na observação de todos os parâmetros e não de apenas um deles.

Fica claro no CPTU-BAR-1 que aos 33 metros ocorre uma mudança de camada, passando do rejeito para o material de fundação. O mesmo ocorre com o CPTU-BAR-2 na profundidade de 35 metros e no CPTU-BAR-3 na profundidade de 20 metros.

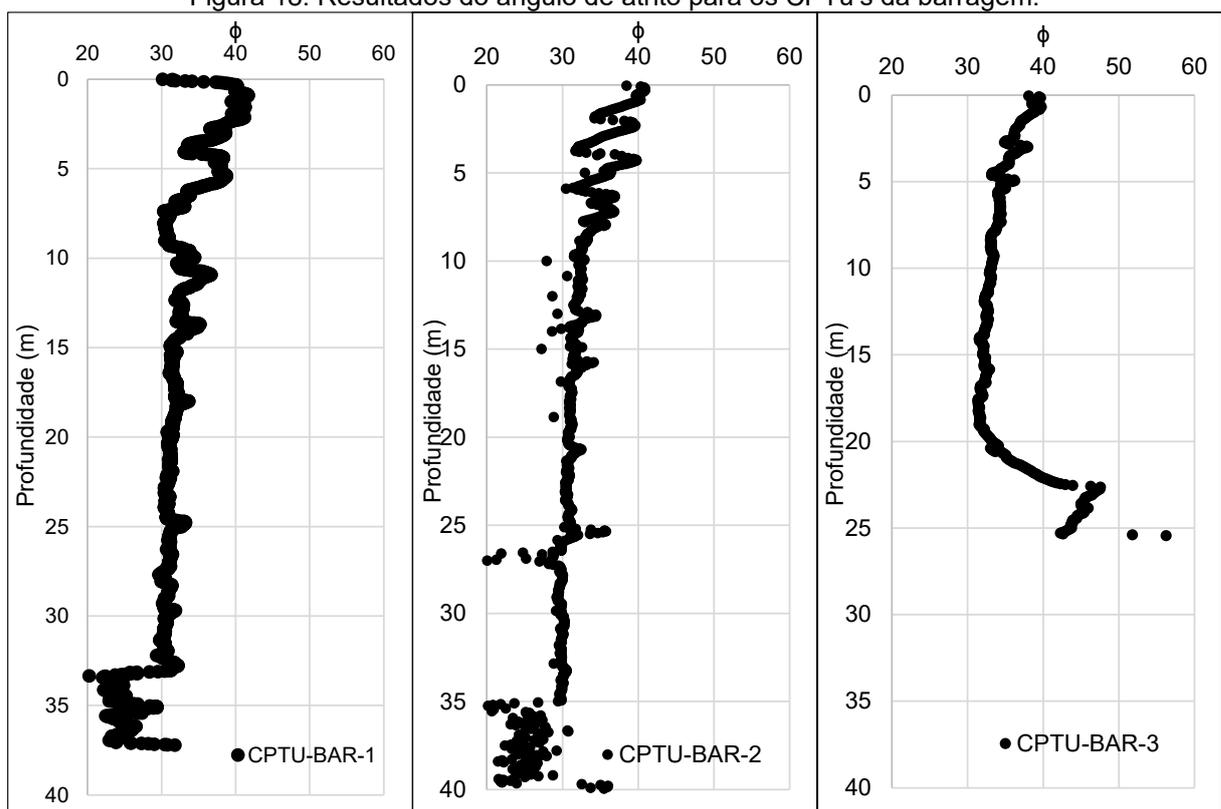
Os materiais na fundação do CPTU-BAR-1 e do CPTU-BAR-2 apresentam claramente comportamento de material fino (redução da resistência de ponta, aumento do atrito lateral e geração de excesso de poropressão). Enquanto isso o material presente na fundação do CPTU-BAR-3 apresenta comportamento de material grosseiro, com aumento da resistência de ponta e diminuição do atrito lateral.

É interessante observar que a geração de excesso de poropressão nos três ensaios ocorre antes da mudança identificada na camada. Não são observadas mudanças outros parâmetros analisados à uma mesma profundidade, o que indica que se trata do mesmo material.

Essa geração de excesso de poropressão indica um material com comportamento não drenado. Isto pode ser causado por uma série de fatores como por exemplo a maior presença de finos nessa camada – reduzindo a permeabilidade do material – a má compactação, dentre outros.

Por fim, a Figura 18 apresenta os resultados do ângulo de atrito medido para os CPTu's da barragem. Para o trecho no rejeito, percebe-se claramente uma tendência de concentração dos valores entre 30° e 40°.

Figura 18: Resultados do ângulo de atrito para os CPTu's da barragem.

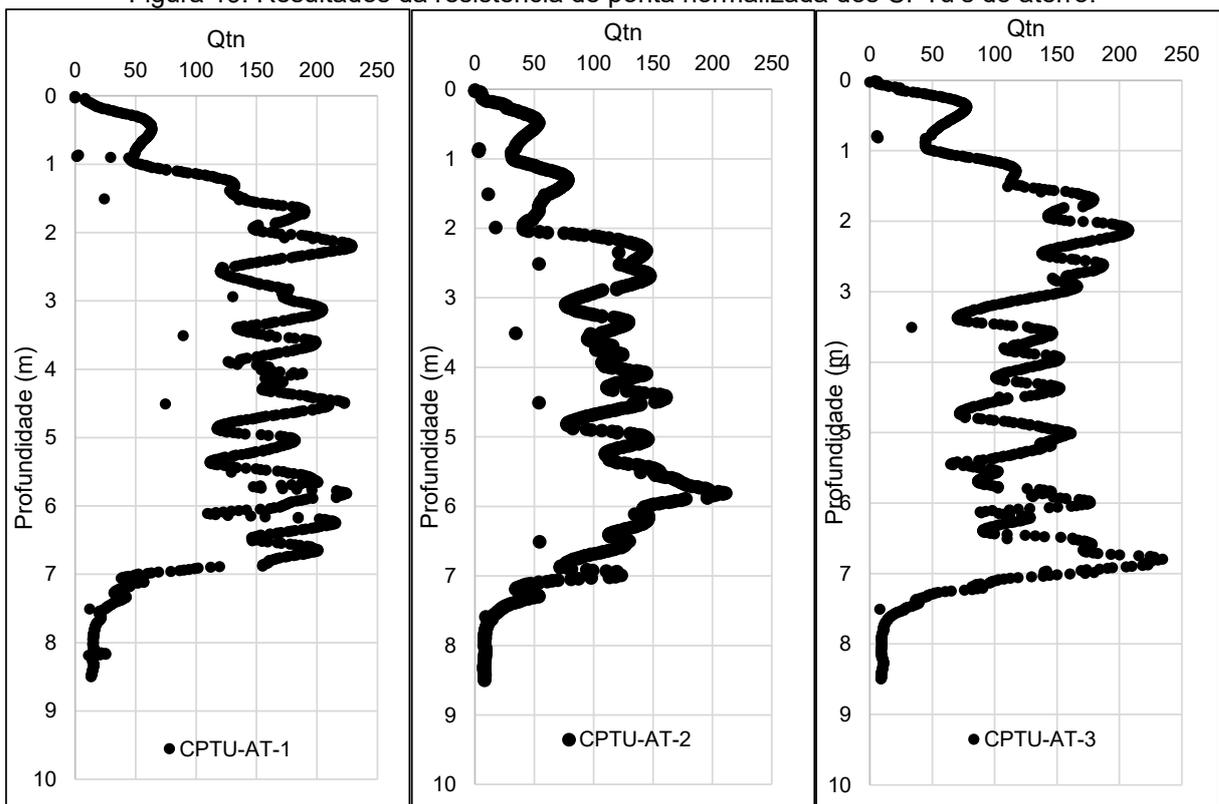


Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.2.2 Resultados CPTu's feitos no aterro

Neste trecho serão estudados os CPTu's utilizados no aterro experimental. A Figura 19 apresenta os resultados da resistência de ponta normalizada. Para os três ensaios a resistência de ponta é crescente até aproximadamente os dois metros de profundidade. A partir deste ponto, os valores medidos para o CPTU-AT-1 e para o CPTU-AT-3 oscilam ao redor do valor de 150, enquanto os valores medidos para o CPTU-AT-2 oscilam por volta de 100. Os três ensaios apresentam uma redução drástica dos valores a partir dos 7 metros de profundidade, com leituras próximas à 5. Ressalta-se que os resultados da resistência de ponta, uma vez que foram normalizados, são adimensionais.

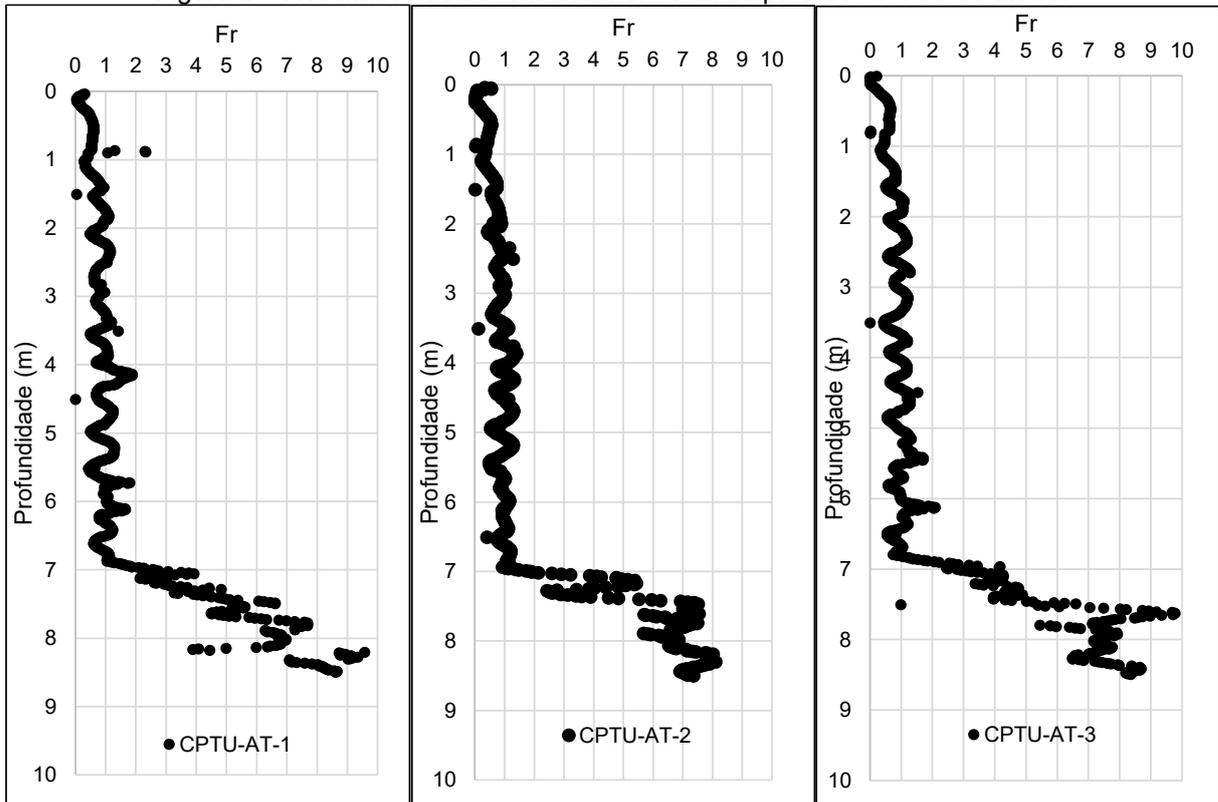
Figura 19: Resultados da resistência de ponta normalizada dos CPTu's do aterro.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 20 apresenta os resultados do atrito lateral normalizado. Novamente fica claro que todos os valores medidos até a profundidade de sete metros variam os registros entre 0 e 1. Após esta profundidade os valores dos três CPTu's registram pico nas leituras, aproximando-se de registros de 9.

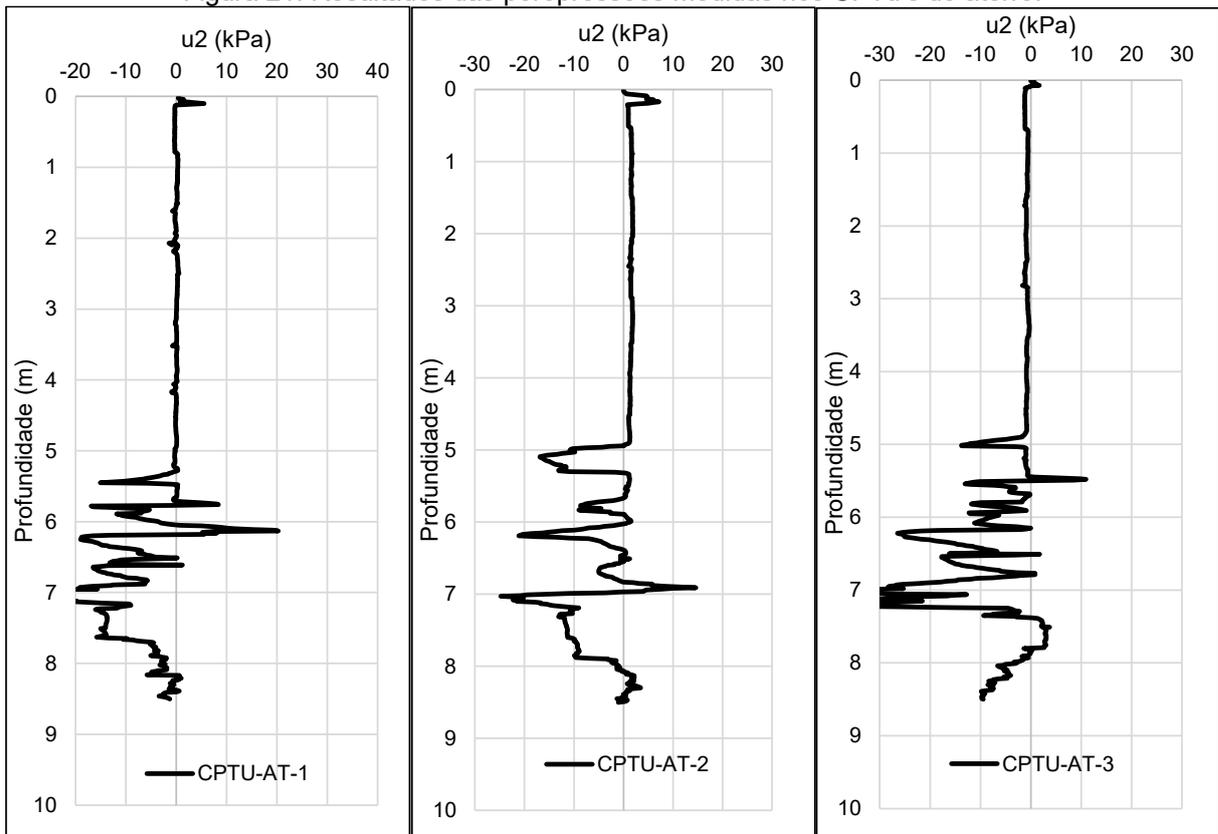
Figura 20: Resultados de atrito lateral normalizado para os CPTu's do aterro.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 21 apresenta os resultados das poropressões medidas nos CPTU's do aterro. É interessante observar que os três ensaios apresentaram poropressão negativa, iniciando aos 5,5 metros no CPTU-AT-1 e aos 5 metros nos CPTU's AT-2 e AT-3. Antes destas profundidades os ensaios apresentam poropressões próximas à zero. O comportamento da poropressão indica que o material está seco.

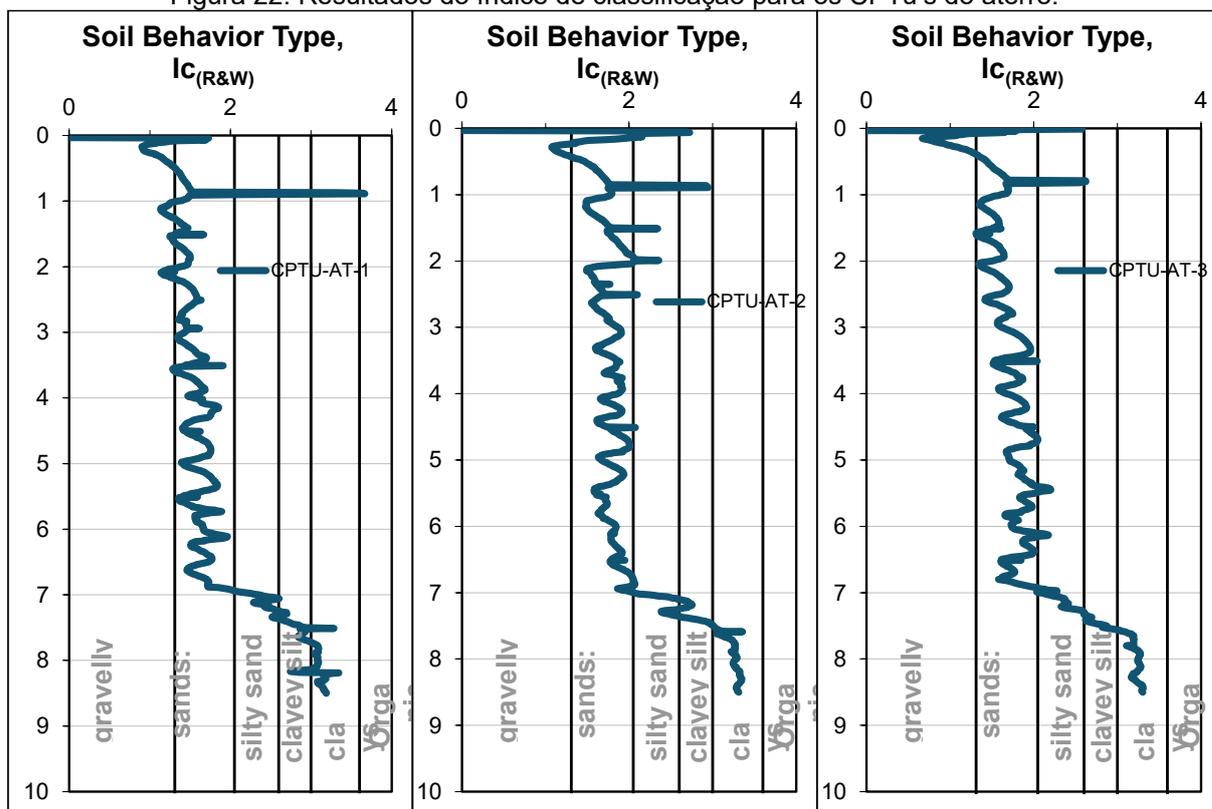
Figura 21: Resultados das poropressões medidas nos CPTu's do aterro.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 22 apresenta os resultados do índice de classificação para os CPTu's do aterro. Observa-se que a maioria do material apresenta comportamento arenoso, diferentemente do rejeito observado na barragem. Na profundidade de 7 metros há um pico de  $I_c$ , registrando valores correspondentes à um comportamento argiloso.

Figura 22: Resultados do índice de classificação para os CPTu's do aterro.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Novamente, fica evidente uma mudança de camada identificado na profundidade de 7 metros, no qual há uma redução da resistência de ponta, aumento do atrito lateral e mudança na classificação do solo.

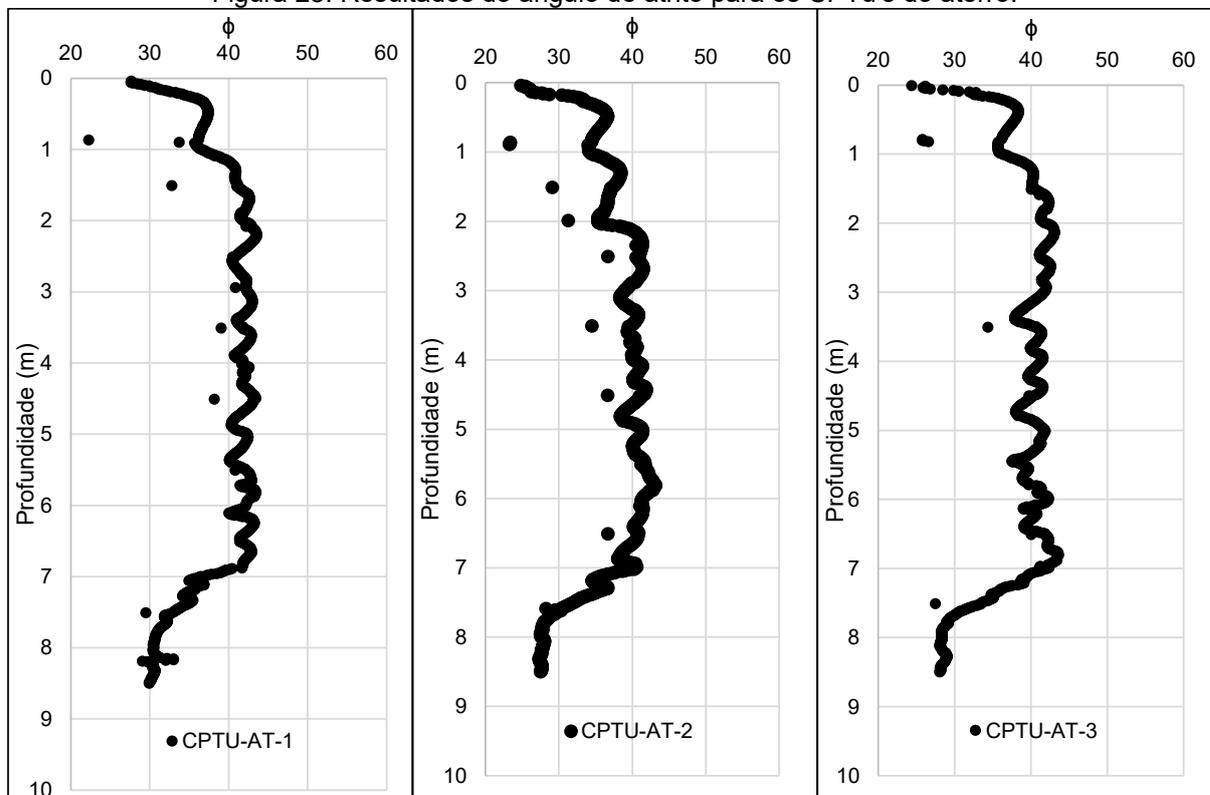
Destaca-se também que os valores de resistência de ponta observados no rejeito do aterro apresentam valores consideravelmente superiores do que aqueles apresentados na barragem. Os valores de atrito lateral presentes no aterro são consideravelmente inferiores aos apresentados na barragem.

O rejeito presente na barragem tende a comportar-se mais como um solo arenoso ou silto-arenoso, enquanto o rejeito do aterro apresenta comportamento mais próximo a uma areia pura. Estas observações são confirmadas também comparando-se os índices de classificação.

Por fim, a Figura 23 apresenta os valores dos ângulos de atrito obtidos pela correlação indicada na Equação (13) para os CPTu's do aterro. Nota-se que os valores

estão concentrados na faixa dos 40°. Aos 7 metros de profundidade, com a mudança da litologia, observa-se uma redução do ângulo de atrito.

Figura 23: Resultados do ângulo de atrito para os CPTu's do aterro.



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 4.3 Análises de Estabilidade

Com base na identificação da camada de fundação, presente aos 33 metros de profundidade para o CPTU-BAR-1, aos 35 metros de profundidade para o CPTU-BAR-2 e aos 20 metros para o CPTU-BAR-03 foram selecionados apenas os dados referentes a estratigrafia do rejeito para tomar um valor representativo do ângulo de atrito. O mesmo foi realizado para os CPTu's do aterro, à uma profundidade de 7 metros para os CPTu's AT-1, AT-2 e AT-3.

A Tabela 8 resume os resultados estatísticos obtidos para os ensaios de CPTu feitos na barragem e no aterro referentes ao ângulo de atrito.

Tabela 8: Resumo dos resultados obtidos para o ângulo de atrito.

Parâmetro estatístico	CPTu Barragem	CPTu Aterro
Média	32,77	39,93
Desvio padrão amostral	2,85	3,06
Maior valor	41,69	43,67
Menor valor	20,05	19,42

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as análises de estabilidade, foram considerados os seguintes cenários:

- Cenário 1: Rejeito compactado com uso de rolo vibrador, ângulo de atrito obtido através dos CPTu's realizados no aterro experimental (39,93°).
- Cenário 2: O rejeito compactado com uso de trator esteira. O valor do ângulo de atrito foi obtido através dos CPTu's realizados no barramento (32,77°).

Nenhum outro parâmetro (posição freática, peso específico dos materiais, dentre outros) foi modificado durante as análises. Por motivos de sigilo, a seção geotécnica em questão não foi representada neste trabalho. Entretanto, os resultados das análises estão disponíveis na Tabela 9.

Tabela 9: Resumo das análises de estabilidade

Cenário	Fator de Segurança
Cenário 1	1,78
Cenário 2	1,52

Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se um comportamento linear entre a melhora do ângulo de atrito observado (aproximadamente 22%), com a melhora no fator de segurança (de 17%). Ressalta-se que estruturas geotécnicas complexas como barragens possuem uma série de variáveis que influenciam na segurança das mesmas e que esta melhora significativa deve ser avaliada sobre diferentes óticas. A ausência do nível freático impacta diretamente nos resultados do aterro experimental, e essa melhora nos parâmetros geotécnicos deveria ser confrontada com ensaios de laboratório realizadas com amostras do aterro.

## 5 CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou entender as mudanças no comportamento geotécnico fruto da compactação com rolo vibrador de um rejeito proveniente do beneficiamento de cobre e ouro. Foi-se comparado três ensaios CPTU realizados na barragem – compactados com trator esteira – e três CPTU's realizados no aterro experimental, o qual foi compactado com rolo vibratório.

Nota-se através dos ensaios que o rejeito compactado com rolo vibrador apresentou maior tendência de comportamento como um material arenoso. O rejeito disposto hidraulicamente e espalhado com trator esteira, presente na barragem, apresentou tendência de comportamento como um material mais fino. Foi notado uma melhora significativa também no parâmetro do ângulo de atrito do rejeito do aterro, comportamento esperado devido ao melhor empacotamento dos grãos.

Entretanto, quando se observa os resultados das análises de equilíbrio limite, algumas considerações devem ser feitas. Foi notado uma grande melhora no fator de segurança quando comparado o cenário 1 com o cenário 2. Por ser tratar de uma estrutura ainda em operação, que ainda é alteada e que existem diversos fatores que influenciam a qualidade do material usado como barramento (pressão utilizada nos hidrociclones – podendo gerar material mais fino ou não – regime de percolações na estrutura, aporte de água proveniente da operação na barragem etc) acredita-se que esta melhora observada não é totalmente condizente. O fato de que os CPTU's realizados no aterro não indicaram a presença de água impacta diretamente nos parâmetros obtidos nos mesmos. Entretanto, é inegável que uma boa compactação tende a melhorar o comportamento mecânico do material em questão.

Os resultados observados, além de confirmarem a melhora no fator de segurança, apontam que o rejeito compactado do aterro tende a comportar-se como uma areia pura, enquanto o rejeito não compactado da barragem tende a comportar-se como uma areia siltosa.

## 6 REFERÊNCIAS

ADAMS, R. J. et al. Shear strength properties of gold tailings. Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, v. 90, p. C1–C9, 1981.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (Brasil). Relatório de Segurança de Barragens de Mineração: ciclo 2024/2025. Brasília, DF: ANM, 2025. Disponível em: <https://www.gov.br/anm/pt-br>. Acesso em: 24 jul. 2025.

ALMEIDA, M. S. S.; COELHO, B. C.; PEREIRA, M. A. S. Compressibility and modulus from oedometer test data. Soils and Rocks, 2009.

ALMEIDA, M. S. S. et al. Geotecnia Aplicada à Mineração. Rio de Janeiro: ABMS, 2014.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181:2022 – Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007:2010 – Solo – Determinação das propriedades de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12717:2006 – Solo – Ensaio de adensamento triaxial. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

BRANDÃO, Pedro Kuhlmann; CASTILHOS, Zuleica Carmen; BARCELOS, Daniel Alves. Caracterização de rejeito da mineração de ouro por meio do uso de extrações sequenciais. XXVI Jornada de Iniciação Científica e II Jornada de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação, CETEM/MCTIC, 2018.

BRASIL MINERAL. Brasil é o 7º em ranking de produção e demanda de ouro. Brasília, 05 ago. 2024. Disponível em: <https://www.brasilmineral.com.br/noticias/brasil-e-o-7o-em-ranking-de-producao-e-demanda-de-ouro>. Acesso em: 22 jul. 2025.

CASAGRANDE, A. Determination of the preconsolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, v. 3, p. 60–64, 1936.

COELHO, L. M. G. Caracterização geotécnica de rejeitos de minério de ferro. 2008. Dissertação (Mestrado) – UFMG.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). Barragens de rejeitos no Brasil. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

DAS Braja M.; SOBHAN, Khaled. Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DE OLIVEIRA TRINDADE, Adriane et al. Caracterização dos rejeitos das minas do Camaquã para reaproveitamento sustentável. Revista Monografias Ambientais, p. 116–132, 2015.

DE SOUSA PINTO, Carlos. Curso básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

FARENZENA, J. R. et al. Características geotécnicas de rejeitos de mineração: estudo do índice de recompressão. Geotecnia, Coimbra, v. 17, n. 3, p. 123-134, 2023. Disponível em: <https://impactumjournals.uc.pt/geotecnia/article/download/10968/9408/57743>.

FALORCA, Ivo Manuel Marques et al. A full-scale trial embankment construction with soil reinforced with short, randomly distributed polypropylene fibers. Geotextiles and Geomembranes, v. 43, n. 2, p. 103–109, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.12.002>.

FITTON, T. G. The stability of tailings dams – lessons from experience. In: Proceedings of the 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Hong Kong: ISSMGE, 2011.

FOURIE, Andy; DOHERTY, Jeff. Improving the beach slope of conventionally deposited tailings through the use of flocculants. International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment, v. 18, n. 4, p. 267–273, 2004.

GONÇALVES, M. R. Desempenho de empilhamentos drenados com tubos geotêxteis preenchidos com rejeito de mineração de ouro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/35526/1/Desempenho%20de%20um%20empilhamento%20drenado%20de%20tubos%20geot%C3%AAtteis%20preenchidos%20com%20rejeito%20de%20minera%C3%A7%C3%A3o%20de%20ouro.pdf>. Acesso em: 09 ago. 2025.

LIMA, Maria Helena Rocha; TEIXEIRA, Nilo da Silva. A contribuição da grande mineração às comunidades locais: uma perspectiva econômica social. Comunicação Técnica elaborada para o III Fórum de Mineração — Bens Minerais e Desenvolvimento Sustentável, v. 28, 2006.

MAGALHÃES, Luciana Costa et al. As barragens de mineração e os desastres de Mariana e Brumadinho: impactos à saúde e reflexões para a vigilância. Revista Brasileira de Epidemiologia, v. 23, supl. 1, e200051, 2020. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbepid/a/ZRXmTNjdNr7q5LgWpNn46Dh/>. Acesso em: 24 jul. 2025.

MARQUES, G. et al. Characterization and consolidation behavior of iron ore tailings. Geotechnical and Geological Engineering, v. 37, n. 2, 2019.

MARTINS, A. C. M. et al. Compressibility of iron ore tailings: An experimental study. Soils and Rocks, v. 44, n. 1, 2021.

MASSAD, Faïçal. Obras de terra – curso básico de geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MCPHAIL, G. Predicting the beach profile of tailings using laboratory beach tests. In: Proceedings of the International Symposium on Tailings Dams. Denver: AIME, 1995.

MORGENSTERN, Norbert R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, Londres, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965. DOI: 10.1680/geot.1965.15.1.79.

NIERWINSKI, Helena Paula et al. Caracterização Física de Amostras de Rejeito de Mineração de Bauxita e Ouro. *Brazilian Applied Science Review*, v. 4, n. 6, p. 3530–3544, 2020.

PINYOL, Núria Mercè; ALONSO, Eduardo E. Ensaaios de laboratório e de campo: uma visão crítica. *Soils and Rocks*, v. 42, n. 3, p. 229–250, set. 2019. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/soiroc/a/dXXcVtGbsfdxGVfwQpjf7qv/>. Acesso em: 24 jul. 2025.

PIRETE, S. M. C. Estudo de propriedades geotécnicas de rejeitos de bauxita. 2012. Dissertação (Mestrado) – UFOP.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, n. 1, p. 151–158, 1990.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of Cone Penetration Tests — A Unified Approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009.

ROBERTSON, P. K. Estimating in situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, vol. 3, 2010.

SALOMONS, Win. Environmental impact of metals derived from mining activities: processes, predictions, prevention. *Journal of Geochemical Exploration*, v. 52, n. 1–2, p. 5–23, 1995.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL (SGB). Informe sobre recursos minerais destaca o potencial do Brasil na produção de cobre. Brasília, 2023a. Disponível em:

[https://www.sgb.gov.br/sala-de-imprensa/-/asset\\_publisher/ujyx/content/informe-sobre-recursos-minerais-destaca-o-potencial-do-brasil-na-producao-de-cobre](https://www.sgb.gov.br/sala-de-imprensa/-/asset_publisher/ujyx/content/informe-sobre-recursos-minerais-destaca-o-potencial-do-brasil-na-producao-de-cobre).

Acesso em: 22 jul. 2025.

SILVA, Karoline Aparecida da. Proposta de nova metodologia para análise da estabilidade de barragens de rejeito de mineração. 2021. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Ouro Preto, 2021.

SILVA, R. L. Caracterização geotécnica de rejeitos de mineração de cobre. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007. Disponível em: <https://locus.ufv.br/bitstreams/992e69fa-c450-4db7-aaf3-278cfd511f92/download>. Acesso em: 09 ago. 2025.

SILVA, S. R. et al. Caracterização de rejeito de mineração de ouro para avaliação de solubilização de metais pesados e arsênio e revegetação local. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 28, p. 189–196, 2004.

TERZAGHI, Karl. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydromechanischen Spannungserscheinungen. *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse*, v. 132, n. 3–4, p. 125–138, 1925.

THOMSON, William. On Vortex Atoms. *Proceedings of the Royal Society of Edinburgh*, v. 6, p. 94–105, 1869. DOI: <https://doi.org/10.1017/S0370164600045430>.

TONKS, D. M.; AMERATUNGA, J. Trial embankments to reduce geotechnical risks on poor ground. In: *Proceedings of the 11th ANZ Conference on Geomechanics*. Melbourne, Austrália: [s.n.], 2012. p. 1473–1478.

UY, Erica Elice Saloma; ADAJAR, Mary Ann Q. Assessment of critical state shear strength properties of copper tailings. *Geomate Journal*, v. 12, n. 32, p. 12–18, nov. 2016.

UY, Erica Elice Saloma; ADAJAR, Mary Ann Q. Assessment of critical state shear strength properties of copper tailings. *Geomate Journal*, v. 12, n. 32, p. 92–99, 2017.

VICK, S. G. Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers, 1990.

VICK, S. G. Fundamentals of soil behavior. 2. ed. Wiley, 1990. Disponível em: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:989943/FULLTEXT01.pdf>. Acesso em: 09 ago. 2025.

WICKREMESINGHE, D. S. Geotechnical properties of copper tailings. Australian Geomechanics Journal, v. 21, n. 1, p. 15–22, 1986.