



UFOP



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



Gabriel Augusto de Faria Reis

**Caracterização geotécnica por ensaio de campo e análise
de estabilidade: Estudo de caso de uma barragem de
rejeitos de bauxita**

Ouro Preto

2022

Caracterização geotécnica por ensaio de campo e análise de estabilidade: Estudo de caso de uma barragem de rejeitos de bauxita

Gabriel Augusto de Faria Reis

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

Data da aprovação: 25/10/2022

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. D.Sc. Felipe de Campos Loch – UFOP

Co-orientador: Eng. Guilherme Henrique da Silva Pinto – Pimenta de Ávila Consultoria

Ouro Preto

2022

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

R375c Reis, Gabriel Augusto de Faria.
Caracterização geotécnica por ensaio de campo e análise de estabilidade [manuscrito]: estudo de caso de uma barragem de rejeitos de bauxita. / Gabriel Augusto de Faria Reis. - 2022.
56 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Felipe de Campos Loch.
Coorientador: Guilherme Henrique da Silva Pinto.
Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. CPTu. 2. Análise estrutural (Engenharia) - Classificação do perfil do subsolo. 3. Engenharia geotécnica - Parâmetros geotécnicos. 4. Estabilidade - Análise de estabilidade. 5. Análise estrutural (Engenharia). I. Loch, Felipe de Campos. II. Pinto, Guilherme Henrique da Silva. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

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



FOLHA DE APROVAÇÃO

Gabriel Augusto de Faria Reis

Caracterização geotécnica por ensaio de campo e análise de estabilidade: Estudo de caso de uma barragem de rejeito de bauxita

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 25 de outubro de 2022

Membros da banca

Prof. Dr. Felipe de Campos Loch - Orientador - Universidade Federal de Ouro Preto
Eng. Guilherme Henrique da Silva Pinto - Coorientador - Pimenta D'Ávila Consultoria
Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha - Instituto Federal de São Paulo, Campus Ilha Solteira
Prof. Dr. Roberto Aguiar dos Santos - Universidade Federal de Viçosa

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 27/10/2022



Documento assinado eletronicamente por **Felipe de Campos Loch, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 27/10/2022, às 20:32, 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, informando o código verificador **0419268** e o código CRC **D35133A4**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família por todo apoio, suporte e carinho. Em especial, a meus pais Fernando e Denise por me proporcionarem a melhor educação e por sempre acreditarem e confiarem em mim, sem eles nada disso seria possível. Aos meus irmãos Rafael e Daniela pela cumplicidade. À minha namorada Karoline por todo amor, carinho, compreensão e companheirismo.

Agradeço a todos os professores e a Escola de Minas pelo ensino de excelência.

Agradeço a Construtora d'Ávila Reis por todo o aprendizado proporcionado na convivência com a construção civil. Agradeço também a Pimenta de Ávila por desenvolver meu fascínio e atração pela geotecnia.

Agradeço ao professor Felipe Loch e ao Guilherme Pinto pela orientação do trabalho.

A todos os amigos da graduação, de infância e de escola que me apoiaram de certa forma e contribuíram para essa conquista: Muito obrigado!

RESUMO

A execução de projetos geotécnicos em barragens de mineração tem aumentado consideravelmente nos últimos anos, principalmente pelo aumento da fiscalização por parte dos órgãos públicos. Uma das demandas mais corriqueiras de projetos e consultoria na área da geotecnia é a avaliação da estabilidade da estrutura. Dessa forma, faz-se necessário uma campanha de investigações para a estimativa dos parâmetros geotécnicos e materiais que compõem o subsolo da barragem. O presente trabalho realiza a classificação do perfil do subsolo de uma seção transversal de uma barragem através de dois ensaios de piezocone (CPTu - *Cone Penetration with Poropressure measurement*) corroborado com a análise de um ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Em seguida, determinou-se, através de análise estatística, os parâmetros do solo identificado com baixa resistência e comportamento não drenado. Calibrou-se a rede de percolação por meio dos dados de DDP (dissipação de poropressão) do ensaio CPTu em conjunto com as leituras mensuradas pela instrumentação existente. Com isso, efetuou-se uma análise de estabilidade com o intuito de verificar se a estrutura está atendendo aos requisitos mínimos exigidos pela norma. Os resultados obtidos mostraram que o fator de segurança está atendendo ao mínimo requerido, porém com incertezas sobre a confiabilidade dos parâmetros de resistência, principalmente pela carência de ensaios de laboratório na seção.

Palavras-chaves: sondagem, CPTu, classificação do perfil do subsolo, parâmetros geotécnicos, análise de estabilidade.

ABSTRACT

The execution of geotechnical projects in mining dams has increased considerably in the last few years as a result of higher government's requirements. One of the most frequent demand for consulting and projects in geotechnical field is the assessment of a dam structure's stability. In these cases, investigation's campaigns in order to define the geotechnical and material parameters that compose the underground soil are needed. This study performed the classification of a dam's cross section stratigraphy by executing the Cone Penetration with Poropressure Measurement Test (CPTu) validated by the analysis of an Standard Penetration Test (SPT). Afterward, the parameters of the low resistance and undrained behaviour soil were defined through statistic analysis. The flow model was calibrated through pore pression dissipation data collected from the CPTu and the readings measured by the existing instrumentation. In order to verify if the structure was meeting the minimum standard requirements, a stability analisys was performed. The results achieved demonstrated that the safety factor is meeting the minimum required, however some uncertainties about the reliability of the resistance parameters, mainly due to the lack of laboratory tests in the section must be also considered.

Keywords: Cone penetration test. Stratigraphy classification. Geotechnical parameters. Stability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ensaios de uso corrente na prática brasileira.	4
Figura 2 – Componentes do equipamento de sondagem SPT.....	6
Figura 3 – Variações das sondas CPT (partindo da esquerda: 2 cm ² , 10 cm ² , 15 cm ² , 40 cm ²).	7
Figura 4 – Terminologia e as posições e tipos de elementos filtrantes, adaptado por Reis (2022).....	9
Figura 5 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado sugerido por Robertson (2010) adaptado por Pinto (2020).....	13
Figura 6 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado sugerido por Robertson (2016).	14
Figura 7 – Curvas de distribuição normal.....	20
Figura 8 – Curvas de distribuição log-normal.....	21
Figura 9 – Fluxograma da metodologia executada	27
Figura 10 – Locação dos ensaios de campo e instrumentação na seção analisada.	28
Figura 11 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-01 parte 01	31
Figura 12 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-01 parte 02	32
Figura 13 – Ábacos de Robertson (2016) por material.....	33
Figura 14 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-02 parte 01	35
Figura 15 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-02 parte 02	36
Figura 16 – Ábacos de Robertson (2016) por material.....	37
Figura 17 – Comparação do perfil de sondagem SPT-01 com a resistência de ponta total do ensaio CPTu-02.....	39

Figura 18 – Seção Geológica com as informações existentes (instrumentação e ensaios de CPTu e SPT).....	40
Figura 19 – Histograma com ajuste normal para os dados de Ensaio – Modelo.....	42
Figura 20 – Histograma com ajuste log-normal de três parâmetros para os dados de Ensaio – Modelo.....	43
Figura 21 – Percentil 20 calculado para a distribuição log-normal de três parâmetros.	44
Figura 22 – Envoltória de resistência estimada.....	45
Figura 23 – Comparação das metodologias para estimação da permeabilidade: (a) em função do tempo de dissipação de 50% à esquerda e; (b) em função do índice de comportamento à direita.....	46
Figura 24 – Malha de elementos finitos utilizado para a análise no Slide2.	47
Figura 25 – Análise de percolação no Slide2	48
Figura 26 – Análise de estabilidade no Slide2.....	50

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração	17
Tabela 2 – Prováveis funções probabilísticas de acordo com a propriedade geotécnica e tipo de solo sugerido por Assis (2020).....	19
Tabela 3 – Peso específico de solos argilosos.....	24
Tabela 4 – Parâmetros de resistência e permeabilidade adotados.....	41
Tabela 5 – Dados de poropressão obtidos do ensaio de dissipação do CPT _u -02. ...	48
Tabela 6 – Leitura dos instrumentos do dia 06/08/2021.....	48
Tabela 7 – Comparação das cargas mensuradas pelos instrumentos e observadas no modelo.....	48

LISTA DE SIGLAS

B_q - Parâmetro de poropressão

CD – Parâmetro de comportamento contrátil/dilatante

c_h – coeficiente de consolidação na direção horizontal

CPTu – *Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement*

DDP – Dissipação de poropressão

f_s – Atrito lateral

I_c - Índice de comportamento do solo

I_B – Índice de comportamento

M – compressibilidade

MAE – *Mean Absolute Error*

OCR – Razão de pré-adensamento

q_c – Resistência de ponta

q_t – Resistência de ponta total corrigida

Q_{tn} – Resistência de ponta normalizada

R_f – Razão de atrito

SPT – *Standard Penetration Test*

SBT – *Soil Behaviour Type*

S_u – Resistência não drenada

t_{50} – tempo de dissipação de 50% de poropressão

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Objetivo	2
1.1.1	Objetivos Específicos.....	2
2	Revisão Bibliográfica.....	4
2.1	Ensaio de Campo	4
2.1.1	Standard Penetration Test (SPT).....	5
2.1.2	Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement (CPTu)....	6
2.2	Método de Robertson (2010,2016).....	10
2.3	Parâmetros de Resistência.....	14
2.4	Estabilidade de Taludes	15
2.4.1	Método de Equilíbrio Limite.....	16
2.5	Redes de fluxo e percolação	17
2.6	Conceitos de Estatística	18
2.6.1	Distribuição normal	19
2.6.2	Distribuição log-normal	20
2.6.3	Distribuição log-normal de três parâmetros.....	21
3	Metodologia.....	23
4	Resultados e discussões.....	28
4.1	Ensaio de campo	28

4.1.1	Classificação do Perfil do Subsolo	29
4.2	Seção Geológica-Geotécnica	40
4.3	Parâmetros	40
4.3.1	Análise Estatística	42
4.3.2	Cálculo da condutividade hidráulica.....	45
4.4	Modelagem numérica	46
4.4.1	Análise de percolação.....	46
4.4.2	Análise de estabilidade	49
5	Conclusões	51
	Referências.....	53
	APÊNDICE A - Sumário das propriedades dos materiais.....	56

1 INTRODUÇÃO

A mineração está entre as principais atividades econômicas brasileiras, a qual contribui significativamente para o desenvolvimento socioeconômico do país. Além disso, o Brasil é considerado um dos países de maior potencial mineral do mundo. Essa elevada exploração de minérios acarreta a geração de grandes quantidades de rejeitos minerais do processo de beneficiamento. É neste contexto que surge a necessidade da construção de barragens e reservatórios para a retenção desses rejeitos, uma vez que não é permitido o descarte diretamente ao meio ambiente.

O rompimento recente de barragens brasileiras como Fundão em 2015 (MORGENSTERN *et al.* 2016) e Brumadinho em 2019 (ROBERTSON *et al.* 2019) levantou a preocupação dos órgãos públicos e houve aumento das ações de fiscalização. Dessa forma, expandiu-se a demanda por projetos e consultoria geotécnica, sendo a avaliação da estabilidade e monitoramento das estruturas de extrema importância para sua manutenção.

Para a análise de estabilidade de uma estrutura de obras de terra é fundamental o conhecimento do perfil do subsolo e dos parâmetros geotécnicos do solo. A compreensão desses elementos é essencial para o entendimento das propriedades do solo estudado para que dessa forma se tenha uma maior segurança e confiabilidade no desenvolvimento de projetos. Uma das principais ferramentas para fazer tal caracterização são os ensaios de campo. Dentre as opções disponíveis no mercado o ensaio de piezocone (*Cone Penetration Test - CPTu*) tem ganhado popularidade devido a sua rapidez e eficácia de avaliação do solo *in situ*.

Por meio da interpretação de ensaios CPTu é possível classificar o perfil do solo através da avaliação comportamental de cada material. Diversas metodologias de avaliação já foram desenvolvidas por pesquisadores sendo muito utilizadas no âmbito dos projetos geotécnicos.

Uma importante ferramenta para acompanhamento das condições e desempenho da barragem é a instrumentação. Através do monitoramento de instrumentos é possível detectar previamente comportamentos anômalos da estrutura (deslocamentos, vazões, tensões, etc). No que diz respeito a medição de poropressão positiva, os piezômetros do tipo elétrico se destacam possuindo leituras automatizadas.

Neste trabalho foi realizada a interpretação do perfil do subsolo da seção de uma barragem de contenção de sedimentos através de ensaios de campo (CPTu e SPT) e de correlações proposta por Robertson (2010) e Robertson (2016) com a finalidade de verificar a condição de estabilidade da estrutura.

1.1 Objetivo

O objetivo do presente trabalho é a interpretação de ensaios de campo (SPT e CPTu) segundo as correlações de Robertson (2010 e 2016) de uma seção de uma barragem de contenção de sedimentos sob uma ótica comportamental dos solos. Com base em tais dados, foi definida o perfil do subsolo da seção em questão. Ademais, o trabalho também apresentou a definição dos parâmetros de resistência dos materiais de acordo com o comportamento desses solos. Dessa forma, foi executado uma análise de estabilidade com poropressões obtidas em uma calibração de rede de fluxo para uma avaliação do cenário atual em que se encontra a seção.

1.1.1 Objetivos Específicos

Para o atendimento ao objetivo geral foi aplicado os seguintes objetivos específicos:

- Comparação dos diferentes comportamentos do solo segundo as correlações de Robertson (2010,2016) para a diferenciação das camadas de solo da seção;
- Calibração da rede de fluxo utilizando os dados dos ensaios de piezocone com dissipação em conjunto com as leituras registradas pelos instrumentos no dia da realização do ensaio;
- Verificar se a seção de estudo atende aos critérios de estabilidade mínimo estabelecido pela NBR 13.028 (2017) e, caso seja necessário, propor medidas que podem ser aplicadas para regularização.

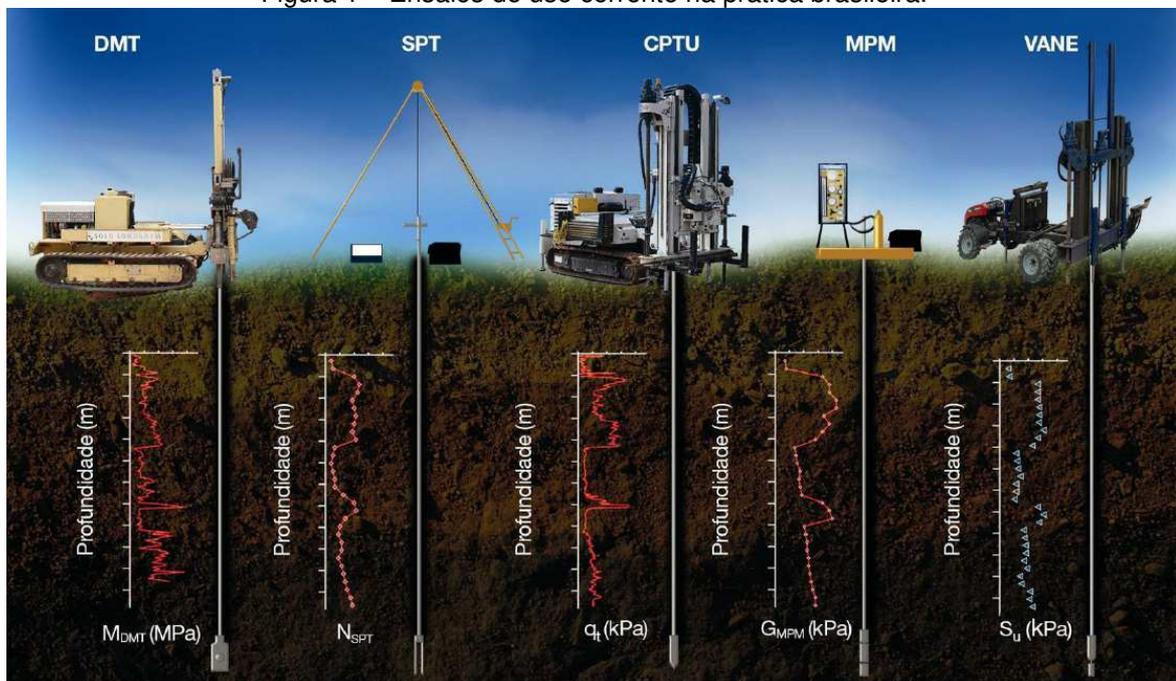
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Ensaios de Campo

Constitui-se um pré-requisito para a execução de projetos geotécnicos com maior segurança e economia a execução de ensaios de campo e laboratório. Com tais dados é possível obter uma previsão do perfil de um determinado subsolo. Além disso, é possível determinar propriedades geotécnicas e comportamento dos materiais envolvidos (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Existem diversos ensaios que são utilizadas no Brasil para a realização da sondagem do solo. A Figura 1 ilustra as possíveis formas disponíveis no mercado brasileiro para interpretação comportamental do solo.

Figura 1 – Ensaios de uso corrente na prática brasileira.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test* - SPT) é o ensaio popularmente utilizado no Brasil devido a simplicidade do equipamento e do baixo custo que apresenta. Todavia, o ensaio SPT apresenta grandes limitações no que diz respeito a repetibilidade e previsão de parâmetros para solos moles. Já o ensaio de piezocone, apesar do custo elevado, apresenta alta repetibilidade na aquisição de dados e confiabilidade dos mesmos, tendo em vista que o ensaio praticamente não depende do operador (JEFFERIES e DAVIES, 1993).

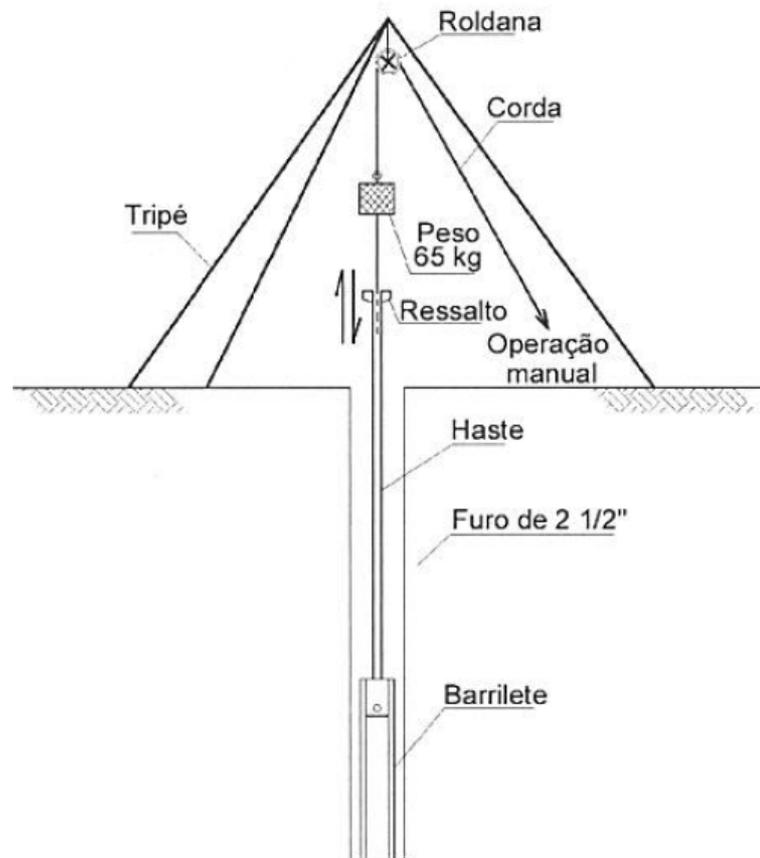
2.1.1 Standard Penetration Test (SPT)

O ensaio SPT é, sem dúvidas, o ensaio de campo mais popular, rotineiro e com um dos melhores custo-benefício em praticamente todo o mundo. O método para a execução desse ensaio, segundo a NBR 6484 (2020), constitui na perfuração pela utilização de trado e circulação de água e cravação dinâmica de um amostrador a cada metro através da queda de um martelo que possui massa padronizada de 65 kg a uma altura também padronizada de 75 cm. A Figura 2 apresenta um exemplo de um equipamento de sondagem SPT.

Amostras do solo são coletadas a cada metro, com exceção do primeiro metro, por meio do amostrador padrão. Durante a perfuração, anota-se as profundidades de transição das camadas de solo por análise tátil-visual.

A cravação do amostrador é realizada nos 45 cm iniciais a cada metro de profundidade da sondagem, à exceção do primeiro metro (limpeza do furo). Dessa cravação, anota-se o número de golpes necessário para a penetração de cada trecho de 15 cm, porém o valor do N-SPT é obtido somando os 30 cm finais. Após a cravação dinâmica, é realizada a perfuração (avanço) até que se alcance a próxima cota para a realização do próximo ensaio. Tal processo, pode ser executado por diferentes métodos, a depender da resistência do subsolo e se o nível freático se encontra acima ou abaixo do solo a ser perfurado. Através do número de golpes e das análises tátil-visual das amostras é possível identificar as camadas dos perfis do subsolo.

Figura 2 – Componentes do equipamento de sondagem SPT.



Fonte: Souza Pinto (2006)

2.1.2 Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement (CPTu)

Os ensaios de cone e piezocone (*Cone Penetration Test* - CPT e *Cone Penetration Test with porepressure measurement* - CPTu), são os ensaios de campo amplamente empregados na geotecnia aplicada à mineração. Dentre as vantagens do ensaio pode-se citar: alta precisão, confiabilidade, continuidade e rapidez quando se trata de prospecção geotécnica (ROBERTSON e CABAL, 2015). Devido a continuidade na cravação do cone, consegue-se registrar dados e detalhar o perfil do solo com boa precisão. Uma de suas principais vantagens é que a realização do teste não depende do operador, minimizando a incidência de erro. Apesar do aumento da sua popularidade nos últimos anos, os ensaios de cone e piezocone se

mantém atrás do SPT no quesito de popularidade e utilização devido ao seu custo elevado considerando a realidade brasileira.

É importante destacar que as interpretações do o ensaio CPTu não são baseadas na caracterização física. Contudo, esse ensaio fornece uma excelente interpretação baseado nas características mecânicas dos solos (rigidez, compressibilidade, resistência). Uma das principais referências para essa interpretação consiste em ábacos de classificação comportamental (*Soil Behaviour Type* - SBT), os quais vem sendo desenvolvidos desde a década passada como por exemplo o trabalho de Robertson (1986).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os ensaios CPT/CPTu consistem na cravação de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 ± 5 mm/s. A seção transversal do cone varia entre 2 cm² para condições especiais e 40 cm² para equipamentos mais robustos. A Figura 3 apresenta as variações de dimensões da seção transversal do cone.

Figura 3 – Variações das sondas CPT (partindo da esquerda: 2 cm², 10 cm², 15 cm², 40 cm²).



Fonte: Robertson e Cabal (2015)

O equipamento utilizado para a cravação do cone é composto por uma estrutura de reação que possui um sistema de aplicação de cargas geralmente hidráulico.

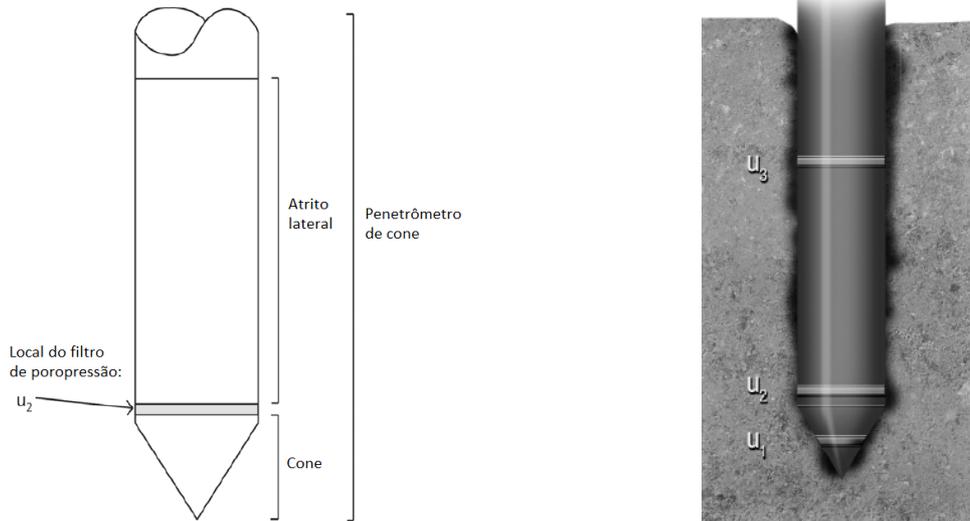
Uma válvula que regula a vazão permite o controle preciso de cravação na execução do ensaio. Além disso, obtém-se a penetração através da cravação contínua de hastes com comprimento de 1 metro, seguida da retração do pistão hidráulico para a disposição da nova haste (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

O ensaio CPTu fornece três medidas independentes: (i) a resistência de ponta (q_c), que representa a resistência do solo a cravação do cone; (ii) o atrito lateral (f_s), que mede a aderência do solo à luva de atrito durante a cravação; e (iii) a poropressão gerada durante a cravação (u) que é usualmente medido atrás do cone (u_2) conforme as boas práticas internacionais (SCHNAID, 2009; ROBERTSON e CABAL, 2015).

Além disso, é comum também a realização de ensaios de dissipação de poropressão para a avaliação das condições de drenagem *in situ*. Neste ensaio, são definidas as profundidades em que a cravação do cone será paralisada com o intuito de acompanhar a dissipação do excesso de poropressão gerado durante a penetração do cone. Pode-se utilizar a taxa de dissipação analisada para auxiliar na interpretação do tipo de solo. Em solos mais permeáveis (solos arenosos) a dissipação de poropressão ocorre rapidamente, enquanto em solos menos permeáveis (solos argilosos) a dissipação tende a ocorrer mais lentamente.

O elemento filtrante, que é onde é mensurado a poropressão, deve ser 0,2 mm inferior ao diâmetro do cone e da luva e pode ser posicionado em três lugares: entre a ponta e a luva (posição u_2), sendo a mais comumente utilizada; na ponta cônica (posição u_1); ou na luva (posição u_3). A Figura 4 ilustra as terminologias mais utilizadas e as possíveis posições do elemento filtrante.

Figura 4 – Terminologia e as posições e tipos de elementos filtrantes, adaptado por Reis (2022).



Fonte: Robertson e Cabal (2015); Schnaid e Odebrecht (2012)

De forma a corrigir a atuação das poropressões em áreas desiguais do cone, calcula-se a resistência real (q_t) através da equação 1.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (1)$$

Onde:

q_c é a resistência de ponta;

a é o fator de áreas desiguais = A_N/A_T .

De forma análoga ao q_t , o atrito lateral é corrigido pela equação 2.

$$f_t = f_s - \frac{u_2 A_{st}}{A_l} + \frac{u_3 A_{st}}{A_l} \quad (2)$$

Sendo:

A_{st} e A_l as áreas do topo e da lateral da luva de atrito, respectivamente.

Comumente, para a avaliação geotécnica, dois parâmetros normalizados calculados que são derivados do ensaio são a razão de atrito (R_f), equação 3, e o parâmetro de poropressão normalizada (B_q), equação 4.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (3)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (4)$$

Onde:

u_2 é a poropressão a penetração do cone medida imediatamente atrás da ponteira cônica;

u_0 é a poropressão de equilíbrio;

σ_{v0} é a tensão vertical *in situ*.

Vale ressaltar que há uma gama de parâmetros que podem ser obtidos através de correlações que auxiliam na interpretação do tipo de solo.

2.2 Método de Robertson (2010,2016)

O Sistema de Classificação Comportamental Normalizado (*Soil Behavior Type – SBT*) apresentado por Robertson et al. (1986) e atualizado por Robertson (2010,2016) para a classificação do perfil do subsolo é comumente utilizado na geotecnia de mineração para a avaliação do comportamento dos solos. Robertson (2016) diz que o comportamento dos solos naturais é complexo, possuindo diversas publicações que tentam descrever esse comportamento, uma vez que estes variam com base em diversos fatores como os processos geológicos de formação, fatores ambientais e processos físicos e químicos. Os métodos utilizados para classificar o

solo baseadas no ensaio CPTu possuem caráter comportamental, representando de forma efetiva as características *in situ* do solo.

O trabalho apresentado por Robertson et al. (1986) passou por várias modificações até o desenvolvimento do seu último ábaco proposto pelo autor em 2016. Esse ábaco tem como base a utilização de dois parâmetros normalizados, a Resistência de Ponta Normalizada (Q_{tn}), equação 5, e a Razão de Atrito Normalizada (F_R), equação 6.

$$Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma_v)}{P_a} \right] \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (5)$$

$$F_r = \left[\frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \right] 100\% \quad (6)$$

Sendo o expoente n uma variável para cada tipo de solo, obtido pela equação 7.

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad (7)$$

Onde:

σ_v é a tensão vertical total *in situ*;

σ_{v0} é a tensão vertical efetiva total *in situ*;

P_a é a pressão atmosférica no local e

I_c é o Índice de classificação comportamental.

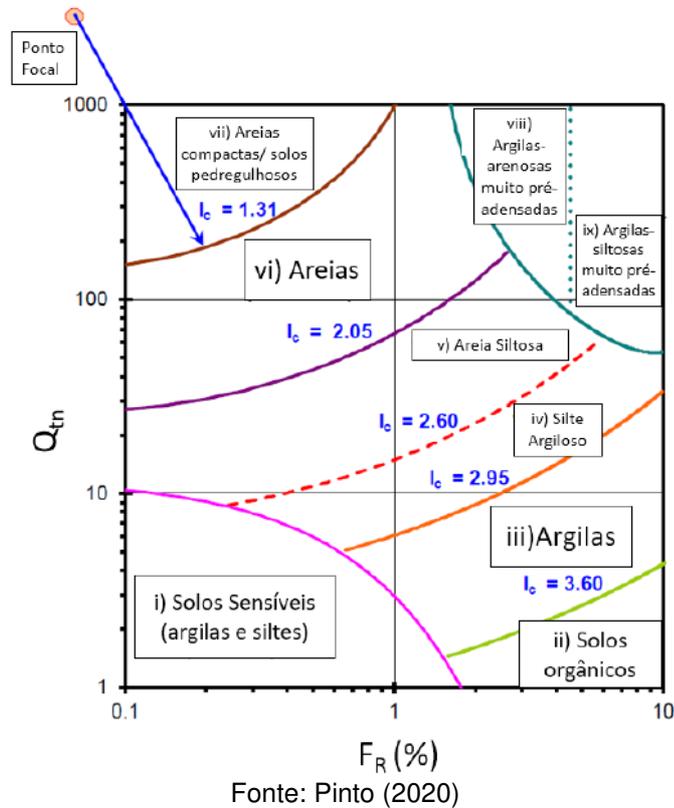
A utilização de variáveis normalizadas tem sua importância e necessidade baseada no fato de que os parâmetros medidos pelo ensaio CPTu tendem a aumentar com a profundidade, como detalhado por Robertson (2016).

Robertson (2010) apresenta o índice de classificação comportamental do solo (I_c), no qual define os limites de comportamento para cada tipo de material, sendo expresso pela equação 8.

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (8)$$

A Figura 5 apresenta o ábaco em que é possível observar os limites de cada material baseados no seu comportamento por meio do raio de circunferências representando o parâmetro I_c . Essas circunferências estão dispostas em função dos parâmetros normalizados exibidos nas equações acima em escala logarítmica. A classificação é separada em nove tipos de materiais de acordo com o comportamento que apresentam, sendo: i) Solos sensíveis (argilas muito contráteis); ii) Solos orgânicos; iii) Solos argilosos; iv) Silte Argiloso; v) Areia Siltosa; vi) Solos arenosos; vii) Areias compactas e solos pedregulhosos; viii) Argilas-arenosas muito pré-adensadas e ix) Argilas-siltosas muito pré-adensadas.

Figura 5 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado sugerido por Robertson (2010) adaptado por Pinto (2020)



A atualização feita por Robertson (2016) consiste na modificação do índice I_c para uma equação de hipérbole, separando os materiais em três tipos: i) *Clay-like* que possuem comportamento de material argiloso ($I_B < 22$); ii) *Transitional* que possuem um comportamento transicional, indicado por siltes ($22 < I_B < 32$); e iii) *Sand-like* que possuem comportamento de material arenoso ($I_B > 32$). O parâmetro I_B pode ser obtido pela seguinte equação 9.

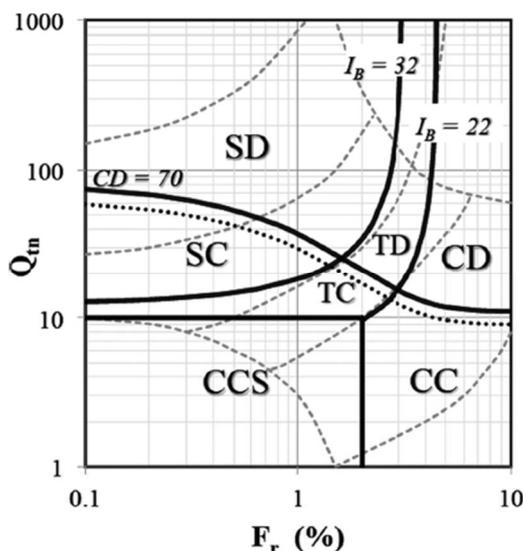
$$I_B = 100 \frac{(Q_{tn} + 10)}{(Q_{tn} F_r + 70)} \quad (9)$$

Finalmente, para complementação do ábaco de 2016, como forma de separar o comportamento dos materiais ao cisalhamento, o autor utiliza um parâmetro de

contorno contrátil-dilatante (CD). Para a separação entre esses dois comportamentos, Robertson (2016) emprega como referência os valores de $CD > 70$ para materiais dilatantes, $CD < 70$ para materiais contráteis. Tal envoltória foi construída com base no critério de $OCR=4$ para solos argilosos e parâmetro de estado superior a $-0,05$ para solos arenosos. O cálculo do parâmetro CD é obtido pela equação 10 e o ábaco atualizado de Robertson (2016) é apresentado na Figura 6.

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (10)$$

Figura 6 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado sugerido por Robertson (2016).



Classificação Comportamental dos Solos

- 1: CCS Comportamento Argiloso-Contrátil e Sensível
- 2: CC Comportamento Argiloso-Contrátil
- 3: CD Comportamento Argiloso-Dilatante
- 4: TC Comportamento Transicional-Contrátil
- 5: TD Comportamento Transicional-Dilatante
- 6: CC Comportamento Arenoso-Contrátil
- 7: CD Comportamento Arenoso-Dilatante

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17}$$

$$I_B = 100 \frac{(Q_{tn} + 10)}{(Q_{tn}F_r + 70)}$$

Fonte: Adaptado de Robertson (2016)

2.3 Parâmetros de Resistência

A estimação dos parâmetros de resistência dos materiais que compõem o subsolo é de extrema importância para o desenvolvimento de projetos geotécnicos. Tais parâmetros podem ser avaliados através de campanhas de investigação em

que sejam colhidas amostras que melhor representem o local do empreendimento. Contudo, quanto maior a extensão e heterogeneidade do solo maior é a dificuldade em se escolher locais que representem bem o local de implantação da obra, assim como os parâmetros de resistência mais representativos.

Dessa forma, faz-se necessário a estimação desses parâmetros através dos mais variados métodos, como por ensaios de campo (CPTu e SPT) e ensaios de laboratório. Entretanto, para informações obtidas através de ensaios de campo, recomenda-se a complementação com ensaios de laboratório, uma vez que as mesmas são advindas de correlações o que acarreta incertezas.

2.4 Estabilidade de Taludes

Talude é o nome dado a toda inclinação de maciço de solo ou rocha, podendo ser natural, que são os taludes de encosta ou artificiais, originários de escavações antrópicas (aterros e cortes). Podem ser compostos por uma variedade de camada de solos com diferentes granulometrias, podendo apresentar comportamentos bastante distintos (ECKS, 2014).

Segundo Ecks (2014), a estabilidade de um talude está diretamente ligada à sua resistência ao cisalhamento, que é função da parcela atrativa e coesão do material. Um talude considerado estável é aquele que não apresenta evidências de trincas, surgências de água, rastejo, erosão e sulcos, uma vez que tais sinais como este representam fatores prejudiciais ao talude e que corroboram para uma instabilidade.

Além das anomalias citadas, diversos outros fatores são capazes de afetar a estabilidade dessas estruturas, como: a variação do nível freático ao longo do ano devido aos períodos chuvoso e de estiagem; alterações na geometria do talude; ocorrência de sismos; entre outros. Dessa forma, nota-se a importância da execução de análises de estabilidade nas obras geotécnicas que são capazes de investigar e detectar potenciais mecanismos de ruptura; realizar projetos de taludes com maior

confiabilidade, segurança e economia; e as próprias condições de estabilidade atual do talude.

2.4.1 Método de Equilíbrio Limite

O método do equilíbrio limite permite a determinação do fator de segurança do talude, utilizando dados como parâmetros de resistência ao cisalhamento, a poropressão, dentre outras propriedades do maciço. As análises consistem em determinar se existe resistência suficiente no talude para suportar as tensões de cisalhamento que tendem a provocar a falha ou deslizamento. O fator de segurança de uma estrutura pode ser definido como a relação entre as forças resistentes e atuantes conforme a equação 11.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (11)$$

Onde:

τ_f é a resistência média ao cisalhamento do solo (forças resistentes);

τ_d é a resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura (forças solicitantes).

A NBR 13.028 estabelece como fatores de segurança mínimos os prescritos na Tabela 1 para diferentes condições de carregamento e situações da vida útil da estrutura.

A maioria dos métodos de análise de equilíbrio limite comparam as forças ou momentos resistentes com as atuantes sobre uma determinada superfície. Dentre os diversos métodos, destaca-se como um dos mais rigorosos, o qual satisfaz o equilíbrio de forças e momentos o método apresentado por Morgenstern-Price.

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração

Fase	Tipo de ruptura	Talude	Fator de segurança mínimo
Final de construção	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,1

Notas: Etapas sucessivas de barragens alteadas com rejeitos não podem ser analisadas como “final de construção”, devendo atender aos fatores de segurança mínimos estabelecidos para as condições de operação.

Fonte: ABNT NBR 13.028 (2017)

2.5 Redes de fluxo e percolação

O monitoramento do perfil de poropressões em maciços terrosos é de extrema importância na avaliação da segurança de uma estrutura geotécnica, visto que a resistência do solo depende das tensões efetivas às quais ele está submetido. O entendimento do fluxo em barragens é frequentemente avaliado de duas formas: (i) instrumentação, podendo ser por piezômetros ou medidores de nível d'água; e (ii) por meio de ensaios de campo, como o ensaio de piezocone (CPTu).

Segundo Silveira (2006), com base na avaliação da piezometria, é possível monitorar com certa precisão a evolução das redes de fluxo e percolação que se estabelecem nos maciços compactados e fundações das barragens. Para isso, são

utilizados instrumentos medidores de poropressões positiva, os chamados piezômetros. A aferição da pressão de água por este tipo de instrumento, ocorre apenas na célula de medição de pressão, de forma pontual, porém contínua, com várias leituras ao longo do tempo. Dessa forma, para a caracterização de uma rede de fluxo, é necessária a instalação de vários instrumentos em profundidade e em várias regiões do maciço.

Outra maneira existente para determinação das poropressões em estruturas de contenção, é a utilização dos ensaios de piezocone com dissipação de poropressão (DDP). Os ensaios dissipação de poropressão, têm por objetivo determinar a poropressão de equilíbrio do meio (u_0) a qual em conjunto com as medidas de poropressão em profundidade permitem a caracterização do fluxo naquele instante de realização do ensaio. A execução do ensaio DDP consiste na parada completa da cravação do piezocone e medição da poropressão com o tempo de tal forma que é possível identificar a dissipação do excesso de poropressão gerado pela cravação do cone. Ressalta-se que os resultados obtidos pelo CPTu com dissipação se referem a um “retrato” daquela condição ensaiada.

2.6 Conceitos de Estatística

Para estimação dos parâmetros de resistência do material com comportamento não drenado a ser considerado na análise do presente estudo será utilizado um critério de erro médio absoluto. Tal critério compara o valor real, observado em campo através das investigações, com o valor do modelo que está sendo adotado.

A Tabela 2 apresenta a proposta de Assis (2020) sobre os tipos de funções probabilísticas comumente sugeridas para algumas propriedades geotécnicas. No caso da razão entre resistência não drenada e tensão efetiva de solos argilosos existem duas curvas de distribuição mais prováveis de serem aplicadas: (i) distribuição normal, e (ii) distribuição log-normal. Dessa forma, serão testadas três possíveis curvas de distribuição (normal, log-normal e log normal de três

parâmetros) a fim de verificar a que melhor se ajusta ao histograma da razão de resistência não drenada.

Tabela 2 – Prováveis funções probabilísticas de acordo com a propriedade geotécnica e tipo de solo sugerido por Assis (2020).

Parâmetros geotécnicos	Tipo de solo	Prováveis funções probabilísticas
Teor de umidade	Todos	Normal/Log-normal
Limite de liquidez	Todos	Normal/Log-normal
Limite de plasticidade	Areia/Silte	Normal/Log-normal
Índice de vazios	Todos	Normal
Porosidade	Todos	Normal
Coefficiente de adensamento c_v	Todos	Normal/Log-normal
Resistência CPT	Areia	Log-normal
Resistência não drenada	Argila	Normal/Log-normal
Razão de resistência não drenada	Argila	Normal/Log-normal
Coesão	Argila	Normal/Log-normal
Peso específico	Todos	Normal
Ângulo de atrito	Areia	Normal

Fonte: Assis (2020)

2.6.1 Distribuição normal

A distribuição normal, apresentada na Figura 7, também nomeada de Gaussiana, é a mais conhecida e comum de ser encontrada na área de probabilidade e estatística. Segundo Devore (2010) uma variável aleatória X , é dita ter uma distribuição normal, com parâmetros μ e σ , onde $-\infty < \mu < \infty$ e $\sigma > 0$ se sua função densidade de probabilidade for dada pela equação 12.

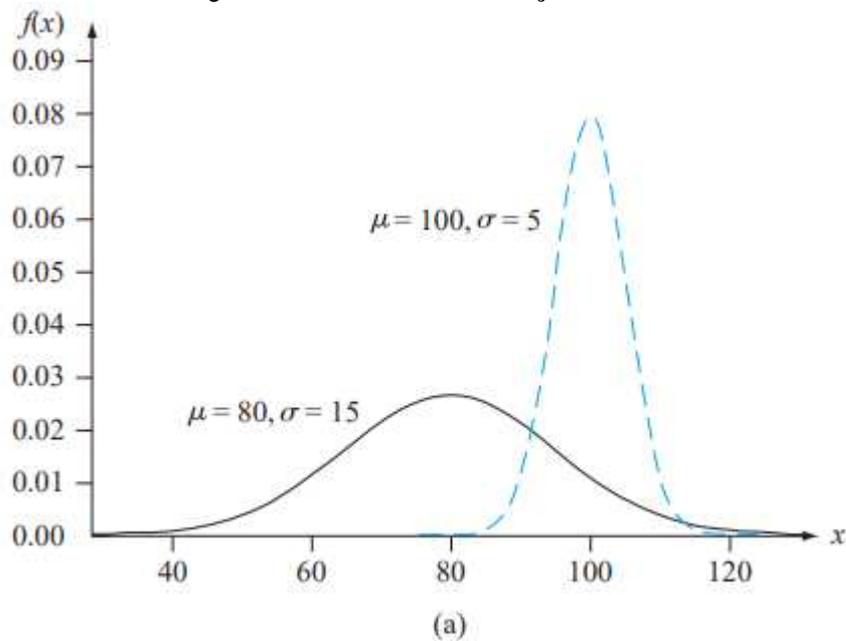
$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-(x-\mu)^2/(2\sigma^2)} \quad -\infty < x < \infty \quad (12)$$

Onde:

μ é a média e

σ é o desvio padrão.

Figura 7 – Curvas de distribuição normal



Fonte: Devore (2010)

Além disso, como pode ser observado na Tabela 2 a distribuição normal é classificada como uma das funções que melhor se adequam para a determinação da razão de resistência de argilas.

2.6.2 Distribuição log-normal

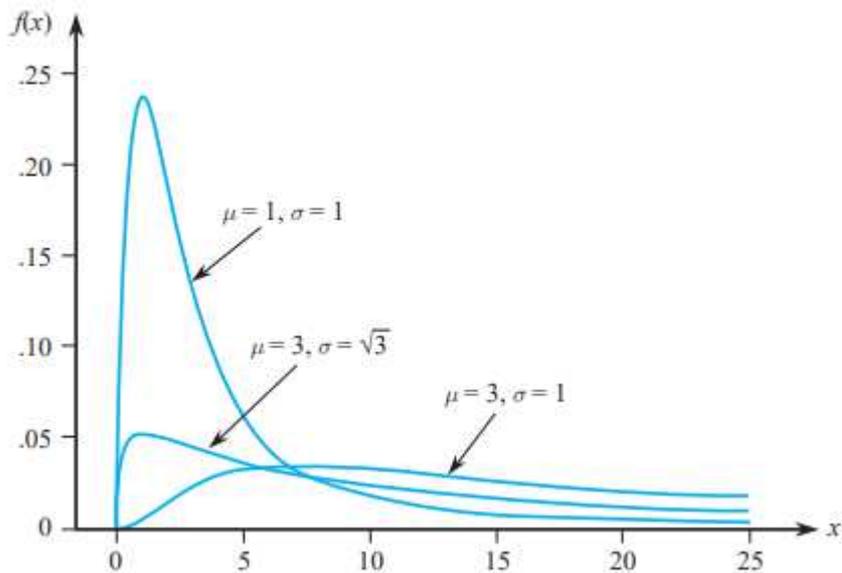
Uma variável não negativa X é dita ter uma distribuição log-normal, representada na Figura 8, se uma variável $Y=\ln(X)$ tiver uma distribuição normal. O resultado da função densidade de probabilidade com parâmetros μ e σ , onde $-\infty < \mu < \infty$ e $\sigma > 0$, é dado pela equação 13.

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-[\ln(x-\mu)]^2/(2\sigma^2)} \quad x \geq 0 \quad (13)$$

Diferentemente da distribuição normal os parâmetros μ e σ não representam a média e desvio padrão, respectivamente, de X , mas sim de $\ln(X)$. A média da distribuição log-normal da variável X pode ser dada pela equação 14.

$$E(X) = e^{\mu + \sigma^2/2} \quad (14)$$

Figura 8 – Curvas de distribuição log-normal



Fonte: Devore (2010)

Além disso, como pode ser observado na Tabela 2, a distribuição log-normal, assim como a distribuição normal, é classificada como uma das funções que melhor se adequam para a determinação da razão de resistência de argilas.

2.6.3 Distribuição log-normal de três parâmetros

Uma extensão da distribuição log-normal é a log-normal de três parâmetros, onde se uma variável X é dita ter esta distribuição, então $Y = \ln(X - \theta)$ tem uma distribuição normal com desvio padrão σ e média μ . A função densidade de

probabilidade da distribuição log-normal de três parâmetros é apresentada na equação 15.

$$f(x; \mu, \sigma, \theta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma(x - \theta)} e^{-[\ln(x-\theta)-\mu]^2/(2\sigma^2)} \quad (15)$$

Onde: θ é o parâmetro de “limite”.

A média da distribuição log-normal de três parâmetros é dada pela equação 16.

$$E(X) = \theta + e^{(\mu+\sigma^2/2)} \quad (16)$$

3 METODOLOGIA

Para avaliar a estabilidade de um talude, seja de uma encosta ou uma barragem, faz-se necessário a definição/ estimacão dos seguintes elementos: (i) geometria e perfil do subsolo do maciço; (ii) parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos envolvidos; (iii) permeabilidade dos solos para definio da percolao estimada presente no talude; e (iv) poropressões presentes no maciço para calibrao do fluxo.

Dessa forma, a geometria da seo foi elaborada com base no último levantamento topogrâfico realizado na barragem. Ademais, para a definio do perfil do subsolo da seo foi utilizado duas sondagens CPTu e um ensaio SPT, além de informaes de projeto. A classificao do perfil do solo foi realizada com base nas correlaes propostas por Robertson (2010, 2016) sendo comparada com a análise fornecida pelo ensaio SPT.

Os parâmetros de resistência dos materiais que compõem a seo foram calculados baseados em uma campanha geológico-geotécnico anterior a qual havia sido realizada previamente. Complementarmente a esta campanha de investigaes, foram utilizados como referência os resultados da campanha de investigao geológico-geotécnica realizada na área de disposio de rejeitos da mineradora da qual a barragem do presente estudo está próxima. Dentre os ensaios realizados nas amostras retiradas dos materiais desta área, estão: (i) ensaio de caracterizao, (ii) ensaio triaxial CIUsat e (iii) ensaio de infiltrao. Contudo, a campanha não contempla um dos materiais de fundao, sendo necessário a obteno dos parâmetros por meio de correlaes e valores comuns de acordo com o tipo do material.

Para o cálculo do ângulo de atrito efetivo, Robertson e Cabal (2009) recomendam a utilizao da equao 17 apresentada por Kulhawy e Mayne (1990).

$$\phi' = 17,6 + 11 \times \log(Q_t) \quad (17)$$

Já para a coesão efetiva e peso específico da argila arenosa, foi adotado valores típicos de argilas de consistência rija a dura. Godoy (1972) apresenta alguns valores usuais (Tabela 3) para peso específico baseado no número de golpes e consistência da argila.

Tabela 3 – Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

Vale ressaltar que, para o material de baixa resistência que apresenta evidências de comportamento não drenado, o parâmetro de resistência foi estimado através de uma análise estatística da distribuição obtida com as correlações do ensaio de CPTu. A partir do conceito do erro médio absoluto MAE (*Mean Absolute Error*), estima-se uma diferença entre os valores reais e preditos. Tal metodologia se faz necessária uma vez que a utilização de um único valor determinístico não consegue representar a variabilidade natural dos parâmetros.

Ressalta-se que foi adotado o valor de $N_{kt}=18$ para o cálculo da resistência não drenada em profundidade, equação 18, visto que os valores de N_{kt} variam tipicamente entre 10 e 18, sendo, portanto, o valor de 18 o mais conservador.

$$Su (Ensaio) = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (18)$$

Com base no gráfico $S_u \times \sigma'_{v0}$, faz-se a estimação da razão de resistência não drenada fundamentado no ajuste do modelo que é calculado vide a equação 19. Vale destacar que foi considerado $S_{u_{min}}$ nulo para o modelo, permanecendo a favor do conservadorismo.

$$\text{Modelo} = \text{Máximo}(S_{u_{min}} \text{ estimado}; \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \text{ estimado} \times \sigma'_{v0}) \quad (19)$$

Calculados os valores do modelo por profundidade, faz-se a comparação em relação ao ensaio a fim de verificar o grau de conservadorismo que está sendo aplicado ao modelo.

$$\text{Ensaio} - \text{Modelo} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} - \text{Máximo}(S_{u_{min}} \text{ estimado}; \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \text{ estimado} \times \sigma'_{v0}) \quad (20)$$

Para a elaboração do histograma dos valores de Ensaio – Modelo, foi utilizado o software Minitab 19. Baseado nesse histograma, foram testadas duas propostas de ajuste: (i) ajuste com distribuição normal e (ii) ajuste com distribuição log-normal de três parâmetros. A distribuição log-normal não foi possível de ser utilizada nesse caso, uma vez que a mesma não se aplica a valores negativos.

A rede de percolação foi estimada através da utilização dos dados de dissipação de poropressão. Tais dados foram aplicados ao modelo no *software* Slide2 através de condições de contorno nas respectivas elevações onde foi realizado a DDP do ensaio. Além disso, foi avaliado também a piezometria da seção em estudo a fim de aferir as leituras medidas no dia de realização do CPTu como forma de auxiliar na calibração da rede de fluxo do modelo.

Outro componente importante para a identificação da linha freática por meio de uma análise de percolação é a condutividade hidráulica. Uma das formas para

estimação do coeficiente de permeabilidade é por meio das equações 21 e 22 sugeridas por Robertson (2010), a depender do valor do I_c .

$$\text{Se } 1,0 < I_c \leq 3,27 \quad k = 10^{(0,952-3,04I_c)} \quad (21)$$

$$\text{Se } 3,27 < I_c < 4,0 \quad k = 10^{(-4,52-1,37I_c)} \quad (22)$$

Como alternativa para o cálculo da permeabilidade, Robertson (2010) propõe também a estimativa do coeficiente de permeabilidade através do ensaio de dissipação de poropressão realizado durante o ensaio CPTu por meio da equação 23.

$$k_h = (c_h \gamma_w) / M \quad (23)$$

Onde:

c_h é o coeficiente de consolidação na direção horitontal;

γ_w é o peso específico da água; e

M é a compressibilidade.

O coeficiente de consolidação (c_h), por sua vez, pode ser calculado em função do tempo para dissipação de 50% da poropressão (t_{50} , em minutos), para cones com área de 10cm² (expresso pela equação 24). Já a compressibilidade pode ser estimada através da equação 25.

$$c_h = (1,67 \times 10^{-6}) 10^{(1-\log t_{50})} \quad (24)$$

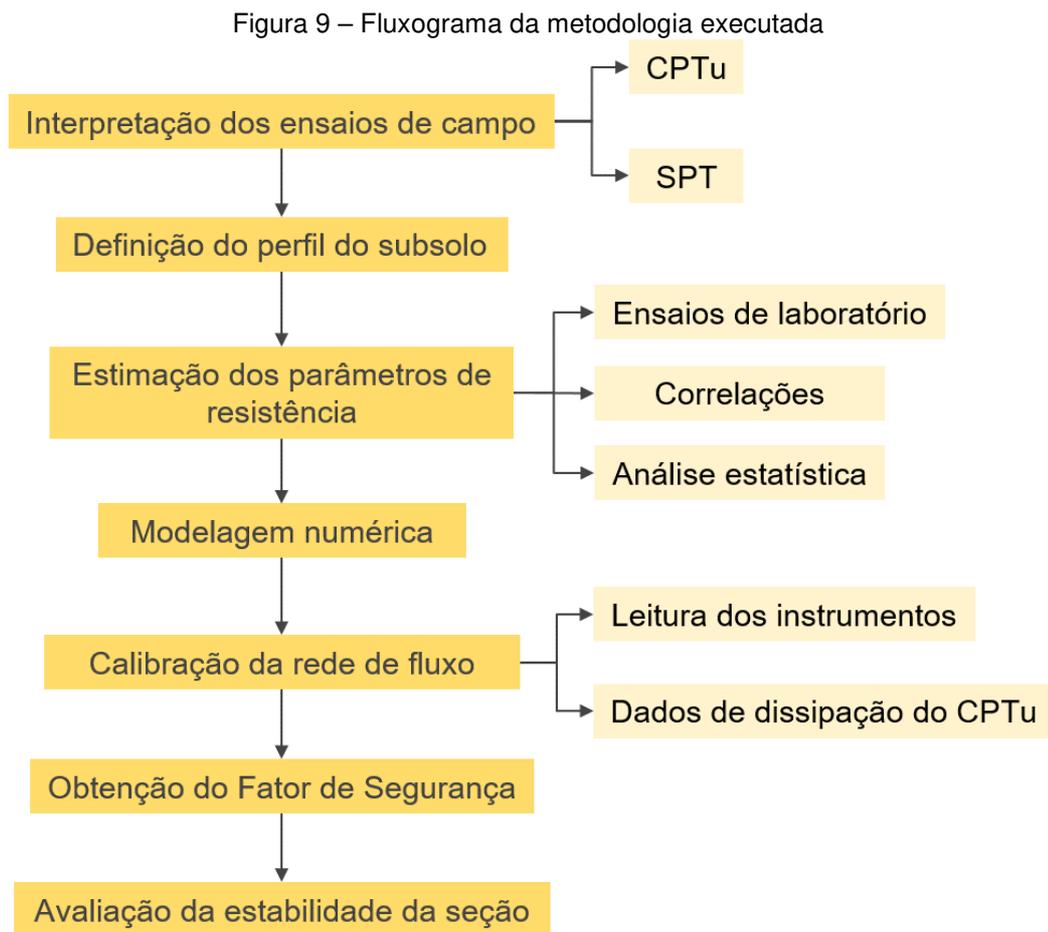
$$M = \alpha_M(q_t - \sigma_{v0}) \quad (25)$$

Quando $lc > 2,2$: $\alpha_M = Q_{tn}$ quando $Q_{tn} \leq 14$
 $\alpha_M = 14$ quando $Q_{tn} > 14$

Dessa forma, a estimativa do coeficiente de permeabilidade foi feita através das duas metodologias expostas acima e, posteriormente, comparadas.

Uma vez definida a rede de percolação, verificou-se a condição de estabilidade da estrutura pelo método de equilíbrio limite de *Morgenstern-Price* através do *software Slide2*, da empresa canadense *Rocscience*.

A Figura 9 apresenta o fluxograma com a indicação de todas as etapas da metodologia realizada no presente trabalho.



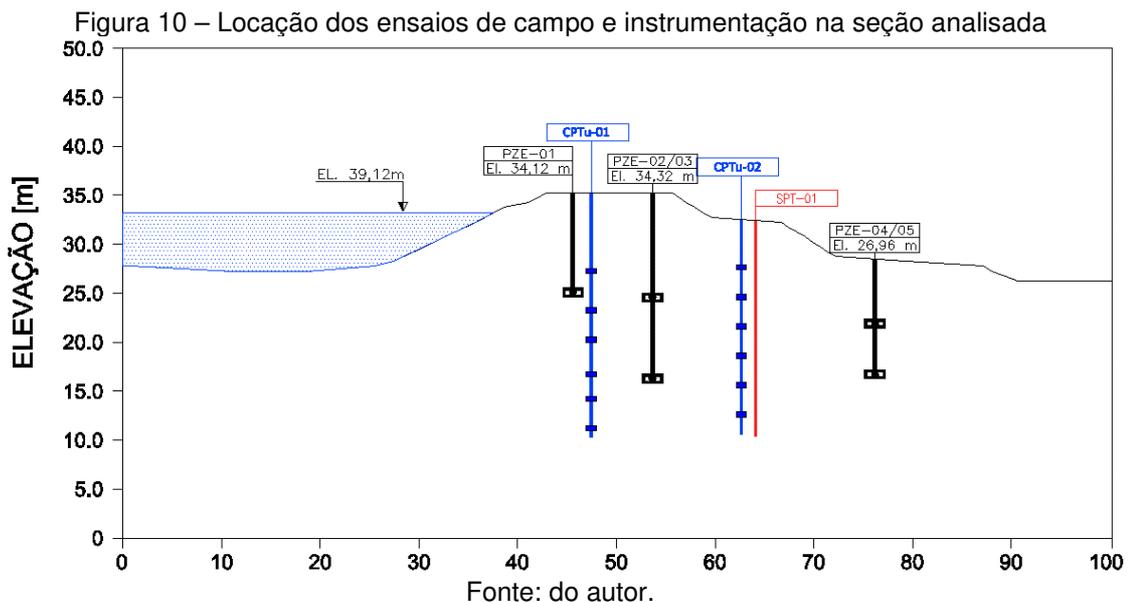
Fonte: do autor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaios de campo

Foram realizados 2 ensaios CPTu e 4 ensaios SPT em uma seção transversal de uma barragem de retenção de sedimentos (sólidos) provenientes da área industrial de mineração de bauxita. Um dos ensaios de piezocone foi executado na crista da barragem enquanto o outro ensaio, juntamente com o SPT, foi executado a jusante da seção. Destaca-se ainda que os ensaios foram realizados em datas próximas, sendo assim, os dados obtidos podem ser considerados de um mesmo espaço físico/temporal.

A Figura 10 apresenta a localização dos ensaios em seção, evidenciando a proximidade entre os ensaios CPTu-02 e SPT-01 o que permite a comparação entre os mesmos como auxílio na definição do perfil do subsolo. Ademais, também é apresentado a localização da instrumentação existente. Ressalta-se que a elevação da superfície foi obtida através do levantamento topográfico/batimetria mais recente realizado no local.



4.1.1 Classificação do Perfil do Subsolo

A classificação do perfil dos materiais que compõem a seção foi definida através da metodologia proposta por Robertson (2010) e Robertson (2016) com o auxílio do SPT para a interpretação da seção. Para tal, foram utilizados os seguintes critérios:

- Superfície freática com base nos valores de geração de poropressão durante a cravação do ensaio CPTu, sendo corroborado com os valores de dissipação de poropressão para estimar a posição da freática;
- Análise do índice de comportamento (I_c e I_B) apresentado em Robertson (2010) e atualizado por Robertson (2016), utilizando a razão de atrito de forma a corroborar a classificação do perfil do subsolo;
- Análise do coeficiente CD (*Contractive/Dilative*) proposto por Robertson (2016) para a avaliação do comportamento do material ao cisalhamento.

4.1.1.1 Ensaio CPTu-01

A Figura 11, Figura 12 e Figura 13 apresentam a interpretação do ensaio CPTu-01 realizado na crista da seção. Foram definidos 4 materiais com comportamentos distintos: i) Aterro compactado; ii) Argila de baixa resistência; iii) Argila de fundação e iv) Argila arenosa. É possível observar nitidamente a separação dos 3 primeiros materiais (aterro, argila de baixa resistência e argila de fundação), onde é possível identificar uma camada de praticamente 11,0m de aterro compactado, seguido de 9,0m de argila de baixa resistência, além das camadas subsequentes de argila de fundação e argila arenosa.

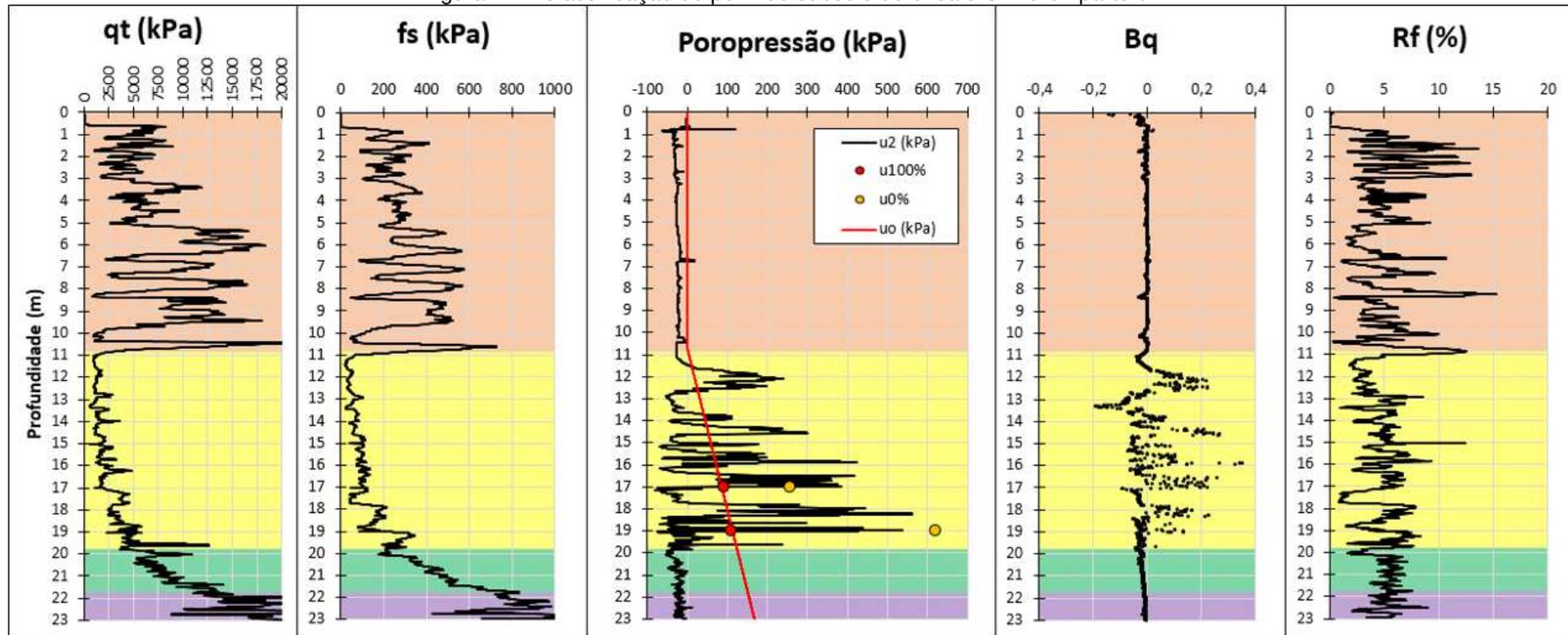
O aterro compactado, material majoritariamente de comportamento argiloso ($I_B \leq 22$), apresenta poropressões negativas e elevada resistência de ponta total que, a exceção da argila arenosa, mostra-se superior a observada nos demais materiais. Ademais, tal material manifestou-se dilatante ao cisalhamento ($CD \geq 70$), o que corrobora para a evidência do processo de compactação. Já a argila de baixa resistência apresenta acréscimo de poropressão com a profundidade, assim como uma baixa resistência de ponta total (da ordem de 2,5 MPa) e comportamento

contrátil ao cisalhamento ($CD \leq 70$). Além disso, este material tem um comportamento majoritariamente argiloso segundo o índice de comportamento ($Ic \geq 2,95$ e $IB \leq 22$).

Abaixo da argila de baixa resistência se encontra a argila de fundação, material de comportamento argiloso ($IB \leq 22$) que apresenta poropressões negativas e aumento crescente da resistência de ponta total com a profundidade. Nas elevações inferiores do ensaio, é observado um trecho de material de comportamento diferente da argila da fundação, com valores nulos de poropressão e elevada resistência de ponta total. Ademais, tal material denominado de argila arenosa possui comportamento majoritariamente argiloso ($IB \leq 22$) com algumas indicações de comportamento arenoso ($Ic < 2,60$ e $IB > 32$). Além disso, tanto a argila de fundação quanto a argila arenosa se apresentaram dilatante ao cisalhamento ($CD \geq 70$).

Os ábacos propostos por Robertson (2016) corroboram para as classificações, tendo em vista a clara distinção dos materiais. Observa-se o comportamento majoritariamente dilatante, a exceção da argila de baixa resistência. Ademais, é notável o aspecto de solo transicional da argila arenosa.

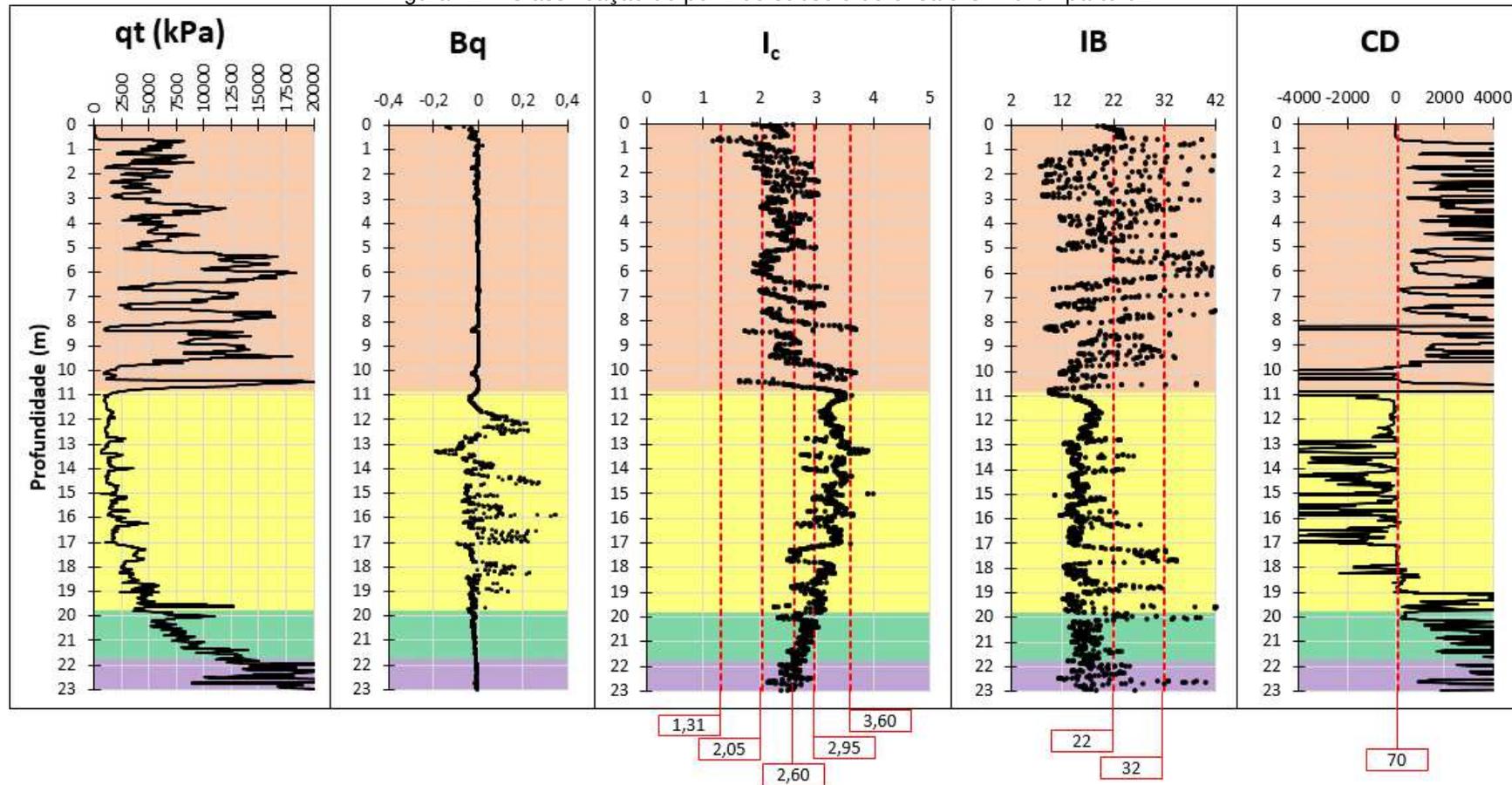
Figura 11 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-01 parte 01



Legenda: Aterro compactado Argila de baixa resistência Argila de fundação Argila arenosa

Fonte: do autor.

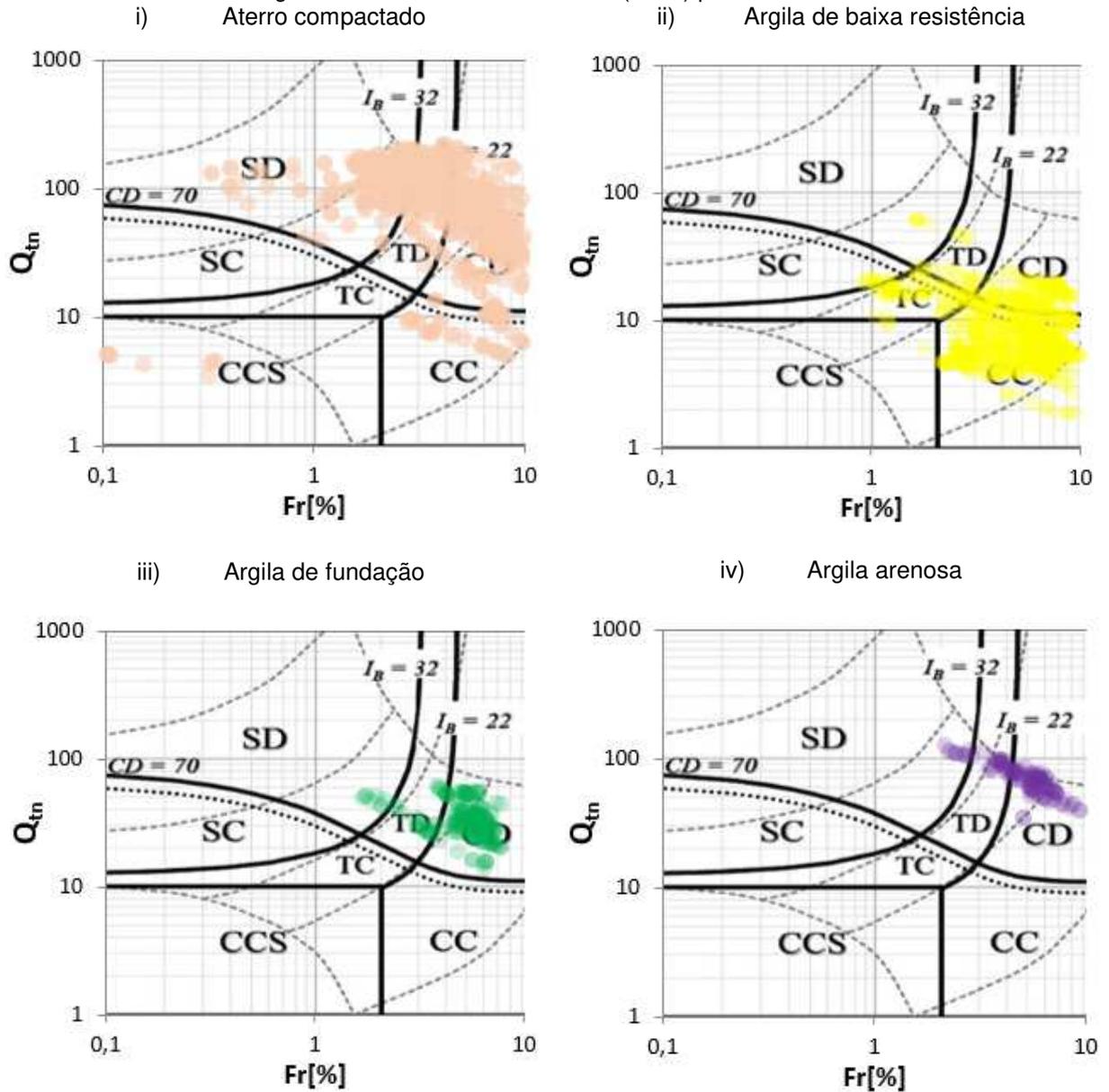
Figura 12 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-01 parte 02



Legenda: Aterro compactado Argila de baixa resistência Argila de fundação Argila arenosa

Fonte: do autor.

Figura 13 – Ábacos de Robertson (2016) por material



Fonte: do autor.

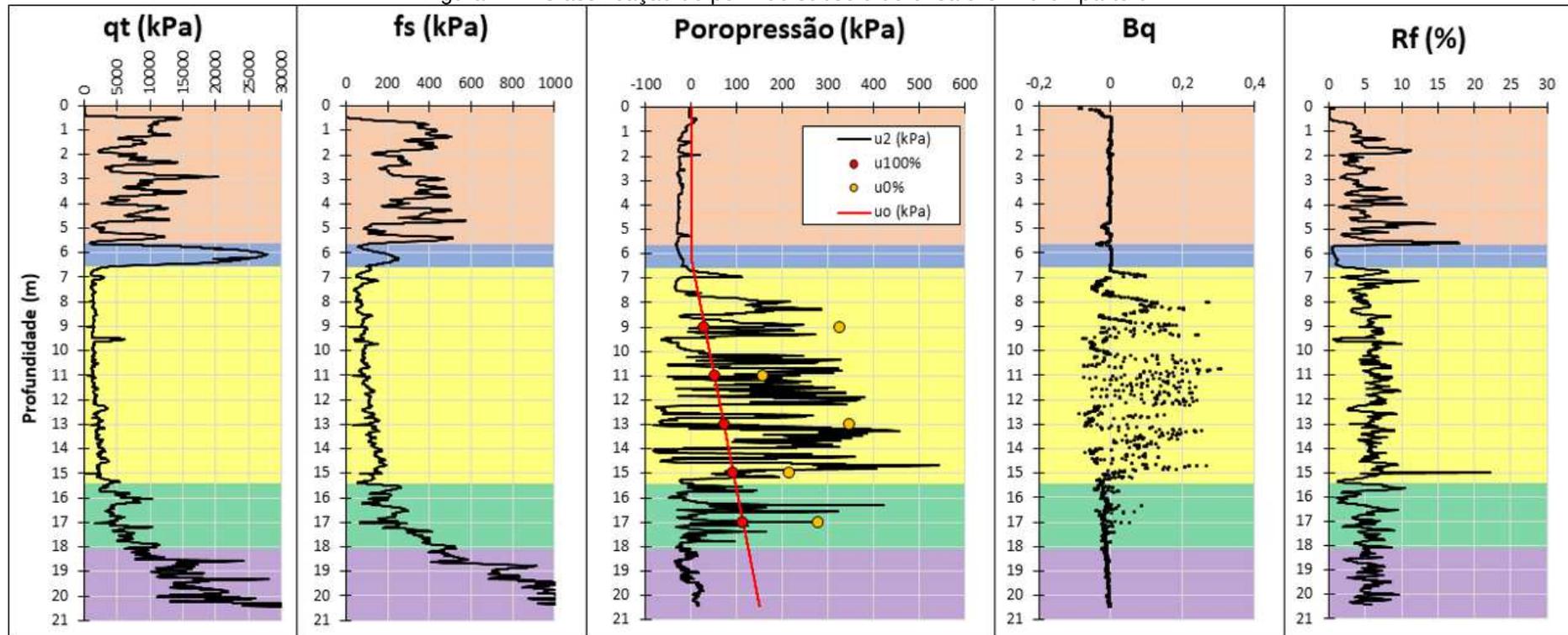
4.1.1.2 Ensaio CPTu-02

A Figura 14, Figura 15 e Figura 16 apresentam a interpretação do ensaio CPTu-02 realizado a jusante da barragem. Foram definidos 5 materiais com comportamentos distintos: i) Aterro compactado; ii) Lente arenosa; iii) Argila de baixa resistência; iv) Argila de fundação e v) Argila arenosa. Assim como no ensaio anterior, observa-se nitidamente a separação dos materiais mais superficiais (aterro,

lente arenosa, argila de baixa resistência e argila de fundação), onde é possível identificar uma camada de praticamente 6,0m de aterro compactado, seguido de uma pequena lente arenosa com espessura pouco menor que 1,0m que apresenta comportamento arenoso ($I_c < 2,05$ e $IB > 32$), sendo o tapete drenante previsto em projeto. Uma camada de 9,0m de argila de baixa resistência, além das camadas subsequentes de argila de fundação e argila arenosa.

De forma similar ao CPTu-01, os ábacos propostos por Robertson (2016) corroboram para as classificações com uma clara distinção dos materiais. Observa-se o comportamento majoritariamente dilatante, a exceção da argila de baixa resistência. Ademais, é notável o aspecto de solo transicional da argila arenosa, bem como a confirmação do comportamento dominante de areia da lente arenosa.

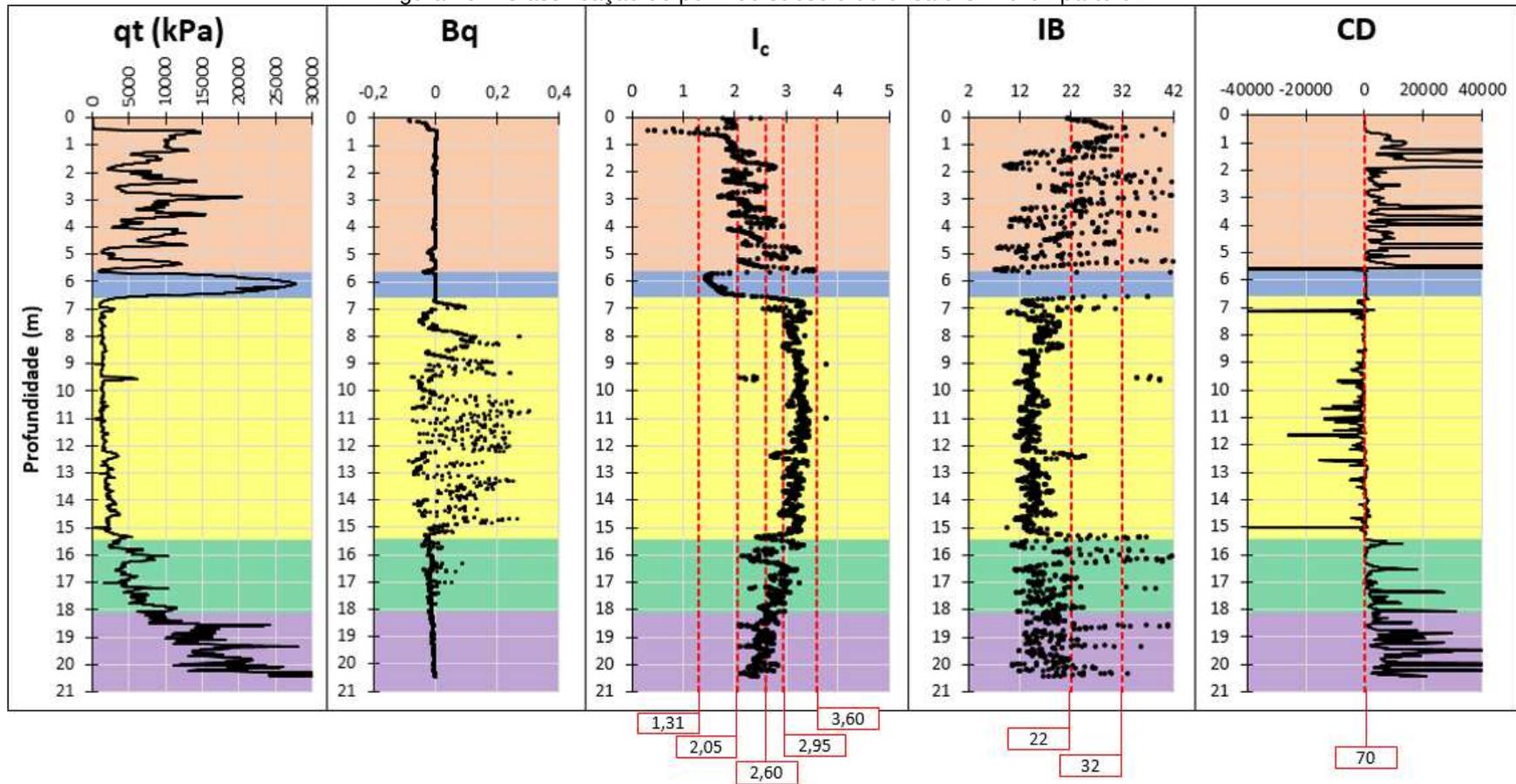
Figura 14 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-02 parte 01



Legenda: Aterro compactado Lente arenosa Argila de baixa resistência Argila de fundação Argila arenosa

Fonte: do autor.

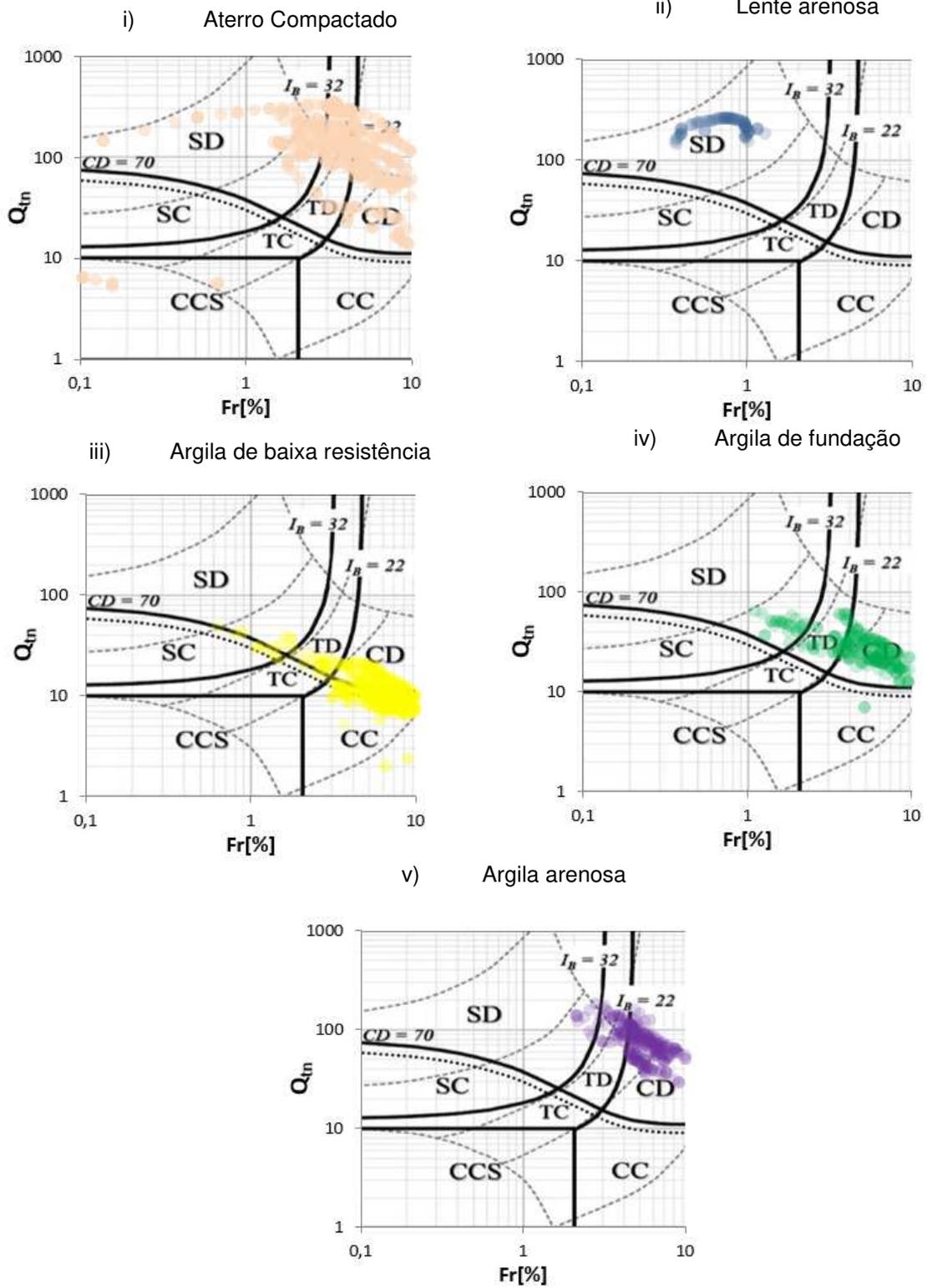
Figura 15 – Classificação do perfil do subsolo do ensaio CPTu-02 parte 02



Legenda: Aterro compactado Lente arenosa Argila de baixa resistência Argila de fundação Argila arenosa

Fonte: do autor.

Figura 16 – Ábacos de Robertson (2016) por material



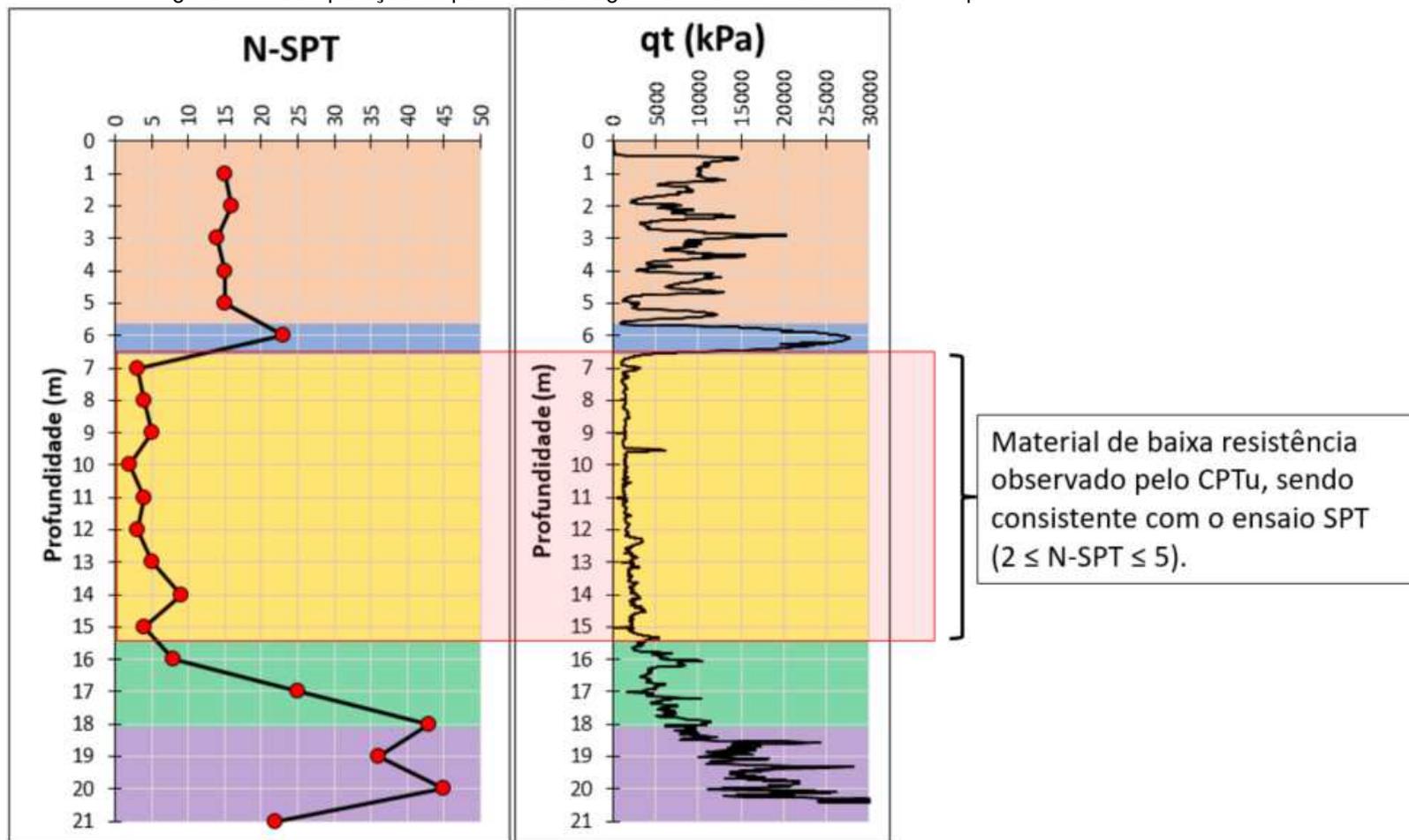
Fonte: do autor.

4.1.1.3 Comparação dos ensaios CPTu e SPT

A classificação do perfil do solo foi baseada nas correlações propostas por Robertson (2010, 2016). Dessa forma, a análise tátil-visual fornecida pelo ensaio SPT foi utilizada como comparativo, dado que o presente trabalho tem por objetivo analisar o solo sob uma perspectiva comportamental. Vale destacar a respeito da condição *in situ* do solo que o ensaio CPTu é uma das fontes mais confiáveis, mesmo que por correlações.

A partir do ensaio SPT-01 foi feita uma comparação, através do perfil de sondagem, com a interpretação obtida da vertical piezométrica CPTu-02 (ensaio que se encontra próximo ao SPT). Tal comparação corrobora para a confirmação da existência de uma camada de argila de baixa resistência onde é possível observar valores de N-SPT da ordem de 5, como pode ser visualizado na Figura 17.

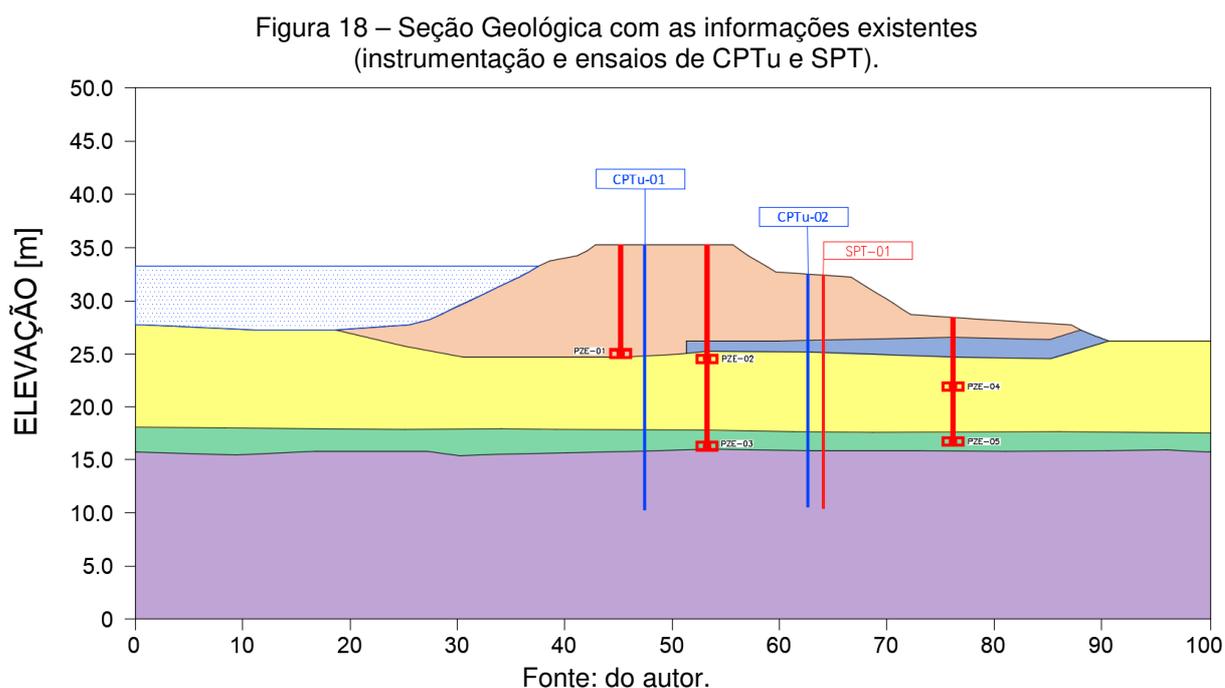
Figura 17 – Comparação do perfil de sondagem SPT-01 com a resistência de ponta total do ensaio CPTu-02



Fonte: do autor.

4.2 Seção Geológica-Geotécnica

A seção geológica da estrutura de contenção de sedimentos analisada é apresentada na Figura 18. A seção é composta por cinco materiais diferentes, sendo: (i) aterro compactado; (ii) argila de baixa resistência; (iii) argila de fundação; (iv) argila arenosa; e (v) lente arenosa. Como demonstrado pelos ensaios CPTu, abaixo da camada de aterro compactado, foi observado a presença de uma camada espessa de material argiloso com baixa resistência. Ademais, na sondagem CPTu-02 foi relatado uma pequena camada de areia entre o aterro e a argila de baixa resistência a qual foi representada como um tapete drenante em consonância com o projeto da estrutura.



4.3 Parâmetros

Os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento e permeabilidade dos materiais foram definidos com base nos resultados de uma campanha de

investigações geológico-geotécnicas executadas anteriormente na estrutura. Complementarmente a esta campanha de investigações, foram utilizados como referência os resultados da campanha de investigação geológico-geotécnica realizada na área dos reservatórios de rejeitos da mineradora cuja barragem do presente estudo está próxima. Os resultados estão compilados no APÊNDICE A.

O ângulo de atrito da argila arenosa foi calculado através da média dos valores obtidos pela equação 17, resultando no valor aproximado de 38 graus. Para a coesão e peso específico foram adotados valores típicos de argilas de consistência rija a dura. Ademais, com relação a lente arenosa foram atribuídos parâmetros usuais para drenos.

A Tabela 4 apresenta a compilação dos parâmetros geotécnicos de resistência atribuídos aos materiais de análise, à exceção da argila de baixa resistência a qual foi atribuído parâmetros não drenados.

Tabela 4 – Parâmetros de resistência e permeabilidade adotados.

Cor	Material	γ (kN/m ³)	Parâmetros de resistência		k (m/s)
			c' (kPa)	ϕ' (°)	
	Aterro compactado	17,5	13	32	3x10 ⁻⁰⁷
	Lente arenosa	25	1	35	1x10 ⁻⁰⁵
	Argila de fundação	18,4	20	29	5x10 ⁻⁰⁸
	Argila arenosa	20	22	38	1x10 ⁻⁰⁶

Nota: c' – coesão efetiva; ϕ' – ângulo de atrito efetivo; k – coeficiente de permeabilidade
Fonte: do autor.

Cabe destacar que os valores de permeabilidade adotados foram ajustados de acordo com a calibração do fluxo em relação aos dados de instrumentação e dissipação medidos pelos ensaios CPTu.

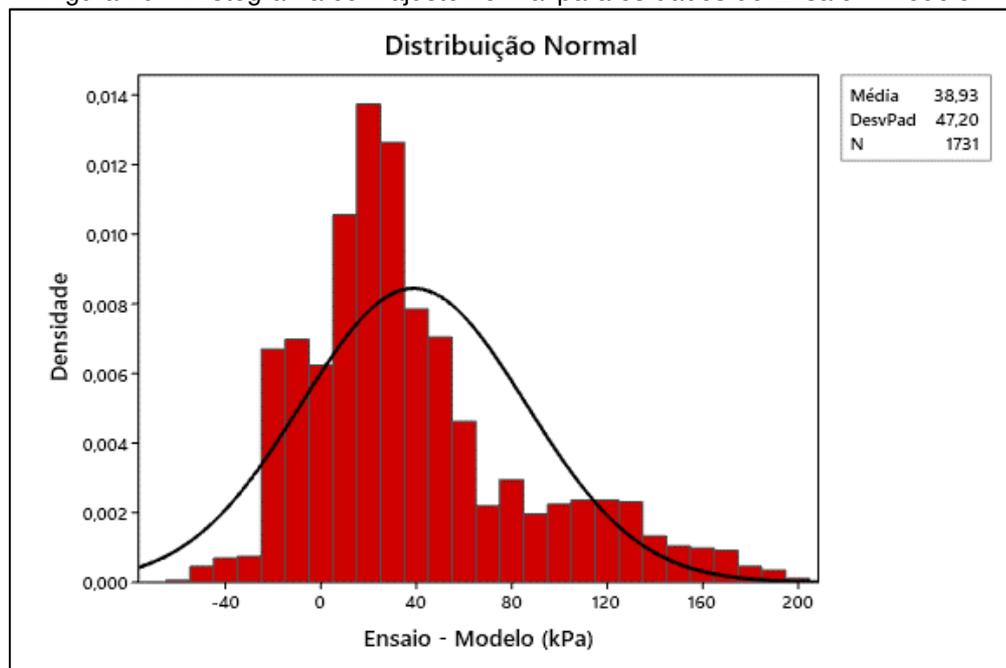
Para material argiloso de baixa resistência foi adotado um peso específico de 16, valor típico para argilas moles. Além disso, este solo foi avaliado com parâmetros não drenados, tendo em vista o comportamento observado pelos ensaios de campo, conforme pontuado: (i) baixa resistência de ponta; (ii) baixo N-SPT; e (iii) comportamento majoritariamente contrátil; (iv) localização abaixo da linha freática

estimada pelo CPTu; e (v) valores de Bq diferentes de 0. Dessa forma, foi elaborada uma análise estatística para estimação desses parâmetros e a condutividade hidráulica calculada através dos dados do CPTu a partir de fórmulas de correlação.

4.3.1 Análise Estatística

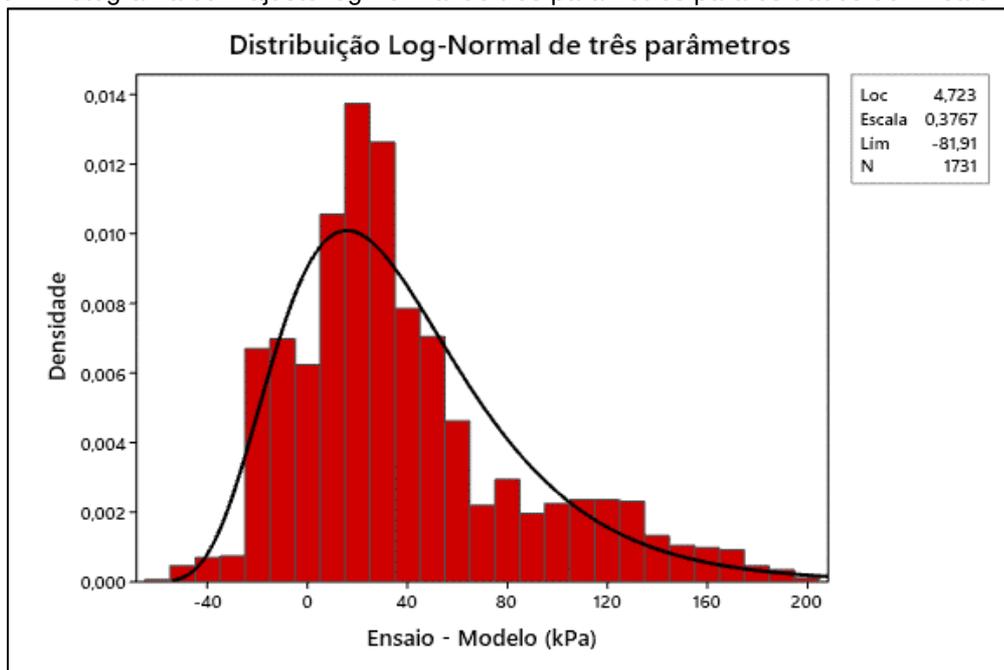
Para os valores obtidos pela estimação dos parâmetros do modelo e calculados pela equação 20, foram obtidos histogramas da Figura 19 e Figura 20 com seus respectivos ajustes, por meio do software Minitab 19.

Figura 19 – Histograma com ajuste normal para os dados de Ensaio – Modelo.



Fonte: do autor.

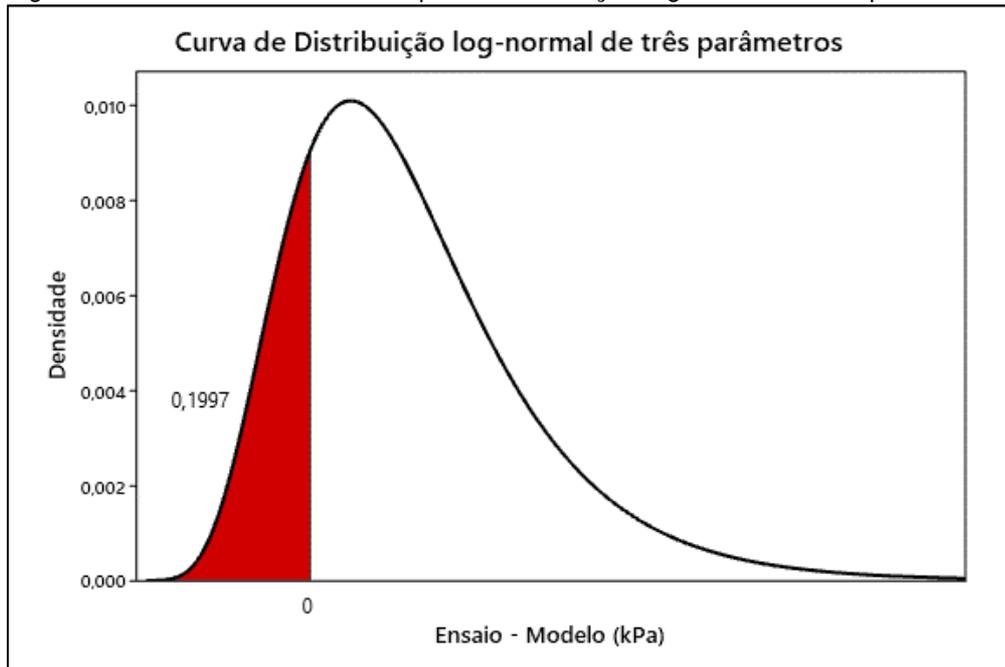
Figura 20 – Histograma com ajuste log-normal de três parâmetros para os dados de Ensaio – Modelo.



Fonte: do autor.

Como observado na Figura 19 e na Figura 20 a distribuição log-normal de três parâmetros é a que melhor se adequa ao histograma do Ensaio – Modelo. A Figura 21 evidencia que os dados do modelo estimado que estão inferiores a zero, ou seja, que estão superestimando os dados da sondagem CPTu, se aproximam do percentil 20, sugerido por Popescu et al. (1997) e citado por Robertson (2010).

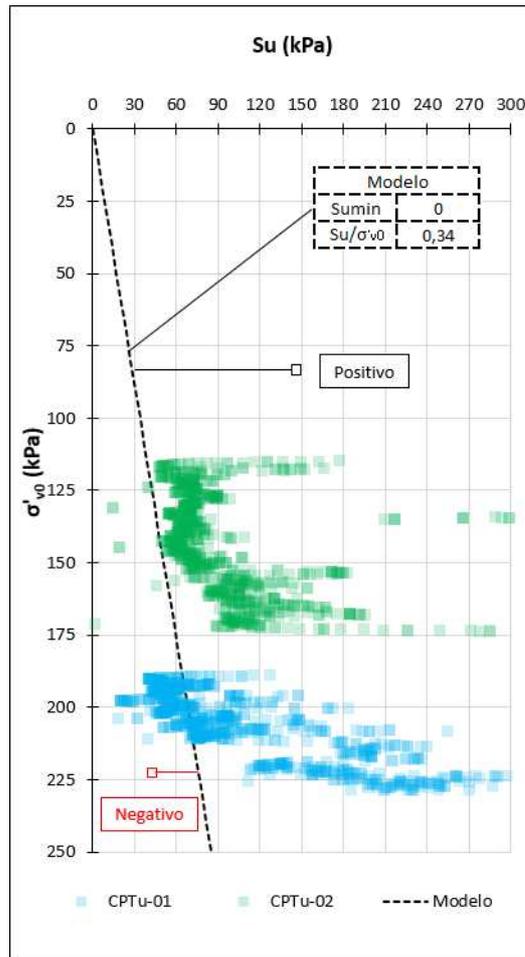
Figura 21 – Percentil 20 calculado para a distribuição log-normal de três parâmetros.



Fonte: do autor.

Portanto, verificou-se que o modelo estimado com $Su_{min} = 0$ e $Su/\sigma'_{v0} = 0,34$ é adequado para aplicação, visto que está sendo conservador em cerca de oitenta por cento em relação aos dados do ensaio de piezocone. O resultado do gráfico com o ajuste e os parâmetros adotados pode ser visualizado na Figura 22.

Figura 22 – Envoltória de resistência estimada.

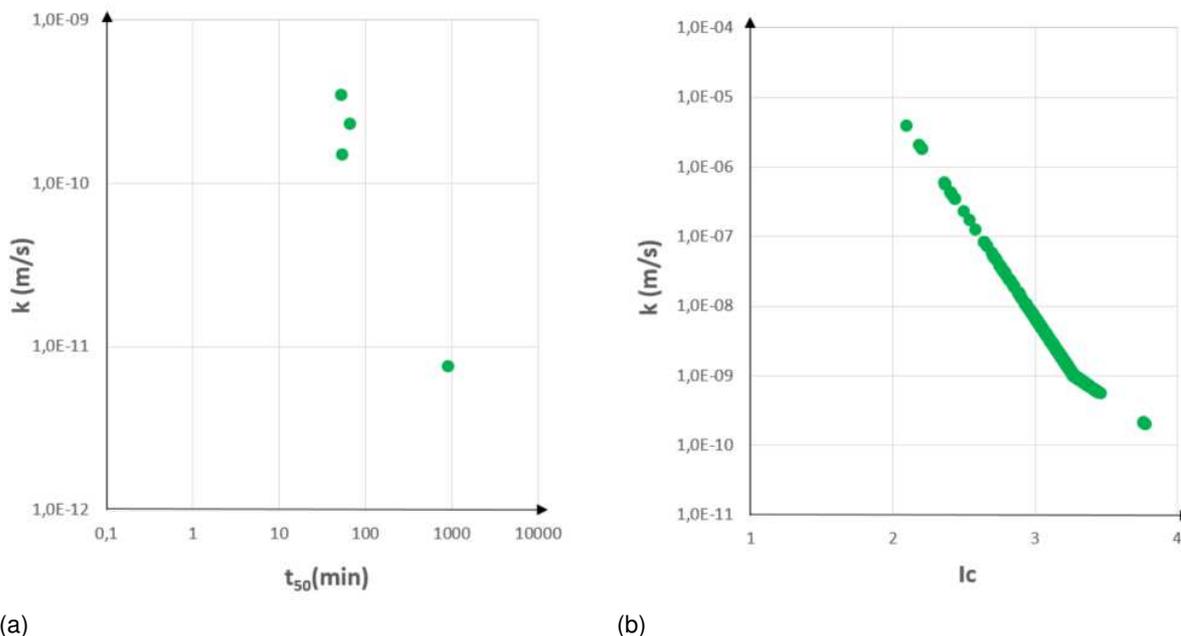


Fonte: do autor.

4.3.2 Cálculo da condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica foi calculada para todos os pontos da sondagem da camada de argila de baixa resistência com base nas equações 21 e 22. Além disso, estimou-se através da equação 23, por meio do t_{50} dos ensaios de dissipação. A Figura 23 apresenta os gráficos com os valores de coeficiente de permeabilidade estimados em função do t_{50} (gráfico a esquerda), e em função do l_c (gráfico a direita).

Figura 23 – Comparação das metodologias para estimação da permeabilidade: (a) em função do tempo de dissipação de 50% à esquerda e; (b) em função do índice de comportamento à direita



Fonte: do autor.

Pelos gráficos, observa-se que há uma variação bastante ampla dos resultados com uma variância de permeabilidade entre $1,0 \times 10^{-6}$ e $1,0 \times 10^{-10}$. Dessa forma, para a estimativa do coeficiente de permeabilidade da argila de baixa resistência foi adotado a média dos valores em função de I_c , $k = 2,0 \times 10^{-8}$ m/s, visto a grande quantidade de pontos frente aos calculados em função dos dados de dissipação de poropressão.

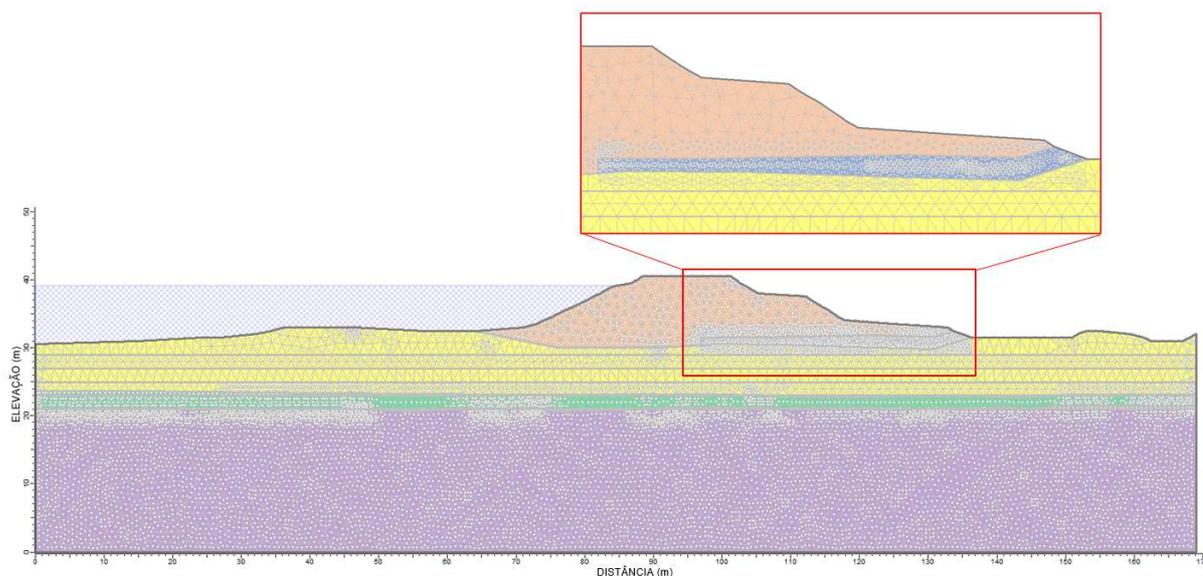
4.4 Modelagem numérica

4.4.1 Análise de percolação

Utilizando os dados mostrados na Tabela 4 e calculados no item anterior, uma análise de percolação em regime permanente foi executada utilizando o software *Slide2* para obtenção da linha freática. Foram adotados aproximadamente doze mil elementos para a malha de elementos finitos, sendo que a região do filtro foi

refinada, aumentando a densidade da malha nessa área. A Figura 24 apresenta a malha de elementos finitos utilizada na análise de percolação em que foi aplicado triângulos de 6 nós com foco na região do filtro.

Figura 24 – Malha de elementos finitos utilizado para a análise no Slide2.



Fonte: do autor.

Para a calibração da rede de percolação estimada, apresentada na Figura 25, foi adotado o período correspondente à realização dos ensaios CPTu-01 e CPTu-02 (06/08/2021 a 13/08/2021), visto que esse é o período com maior disponibilidade de informações de leitura dos instrumentos e dados de ensaio de campo. Desse modo, os valores de poropressão identificados pela sondagem CPTu-02 com DDP foram utilizados como condições de contorno no modelo elaborado. Tal aplicação é válida, uma vez que os resultados obtidos pelo CPTu com dissipação se referem a um “retrato” daquela condição ensaiada. Além disso, em conjunto com o emprego das condições de contorno, o modelo foi calibrado utilizando as leituras piezométricas e da régua presente no interior do reservatório do dia 06/08/2021. A Tabela 5 e Tabela 6 apresentam os valores das poropressões obtidos pelo ensaio de dissipação e as leituras dos instrumentos, respectivamente.

Tabela 5 – Dados de poropressão obtidos do ensaio de dissipação do CPTu-02.

Profundidade (m)	Elevação (m)	u100% (m.c.a.)
9	28,94	2,99
11	26,94	5,30
13	24,94	7,37
15	22,94	9,42
17	20,94	11,62

Fonte: do autor.

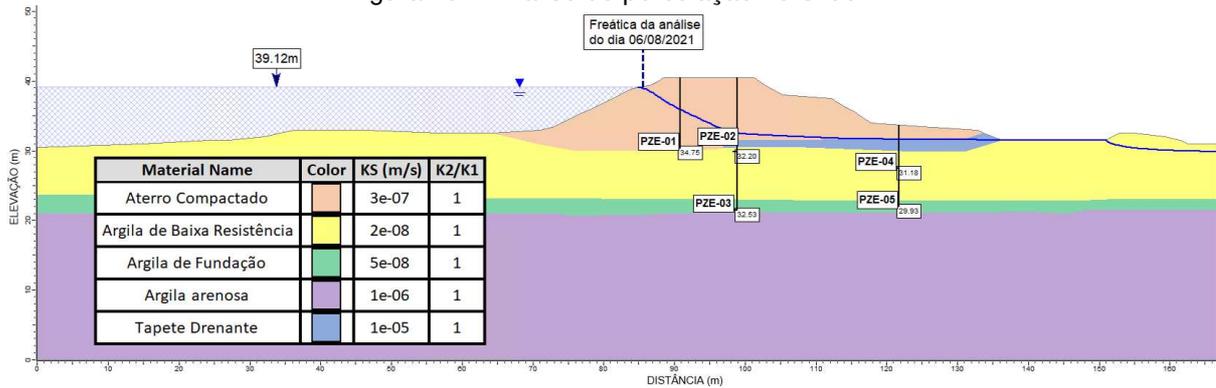
Tabela 6 – Leitura dos instrumentos do dia 06/08/2021

Instrumento	Cota de instalação (m)	Leitura (m.c.a.)
PZE-01	30,32	4,22
PZE-02	29,82	2,82
PZE-03	21,52	11,03
PZE-04	27,46	3,49
PZE-05	21,96	8,25
RÉGUA	-	39,12

Nota: A unidade da leitura apresentada pela régua é em metros

Fonte: do autor.

Figura 25 – Análise de percolação no Slide2



Fonte: do autor.

Tabela 7 – Comparação das cargas mensuradas pelos instrumentos e observadas no modelo

Instrumento	Leitura (m.c.a.)	Modelo (m.c.a.)	Modelo – Leitura (m.c.a.)
PZE-01	4,22	4,43	0,21
PZE-02	2,82	2,38	-0,44
PZE-03	11,03	11,01	-0,02
PZE-04	3,49	3,72	0,23
PZE-05	8,25	7,97	-0,28

Fonte: do autor.

Como pode ser observado pelos valores da Tabela 7, o modelo elaborado é assertivo em relação às leituras mensuradas pelos instrumentos, sendo a diferença modelo – leitura, próximo a nulidade.

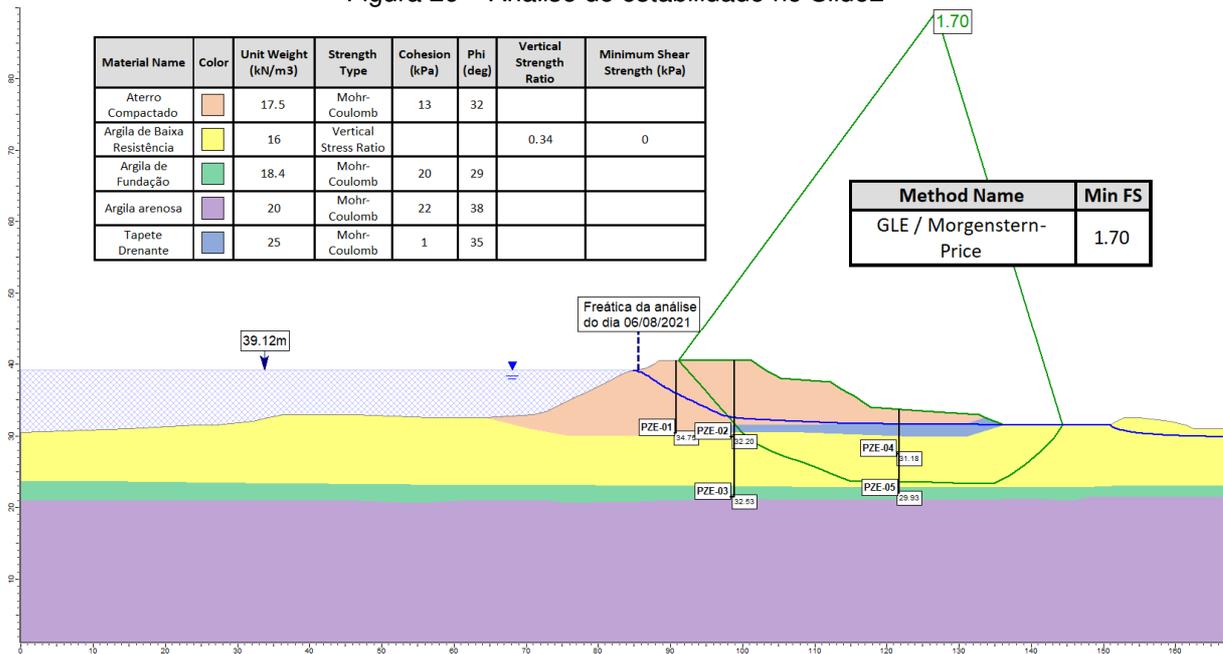
4.4.2 Análise de estabilidade

A análise de estabilidade foi desenvolvida com o objetivo de avaliar a segurança da barragem do ponto de vista da estabilidade de seus taludes, com relação à ruptura global. Foram considerados os critérios de ruptura de Mohr–Coulomb para os materiais cujo comportamento esperado durante o cisalhamento é dilatante, de razão de resistência (*Vertical Stress Ratio*) para os materiais de fundação saturados que apresentam comportamento contrátil (Argila de baixa resistência). Como método de cálculo utilizou-se o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price, tendo em vista a maior rigorosidade e robustez desse método produzindo resultados mais fidedignos de fator de segurança, segundo Freitas (2011).

Para a formulação do modelo conceitual, foram adotadas as seguintes premissas e condições:

- Ruptura não-circular otimizada através do método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price;
- Seções geológico-geotécnicas definidas a partir de topografia e investigações de campo;
- Poropressões no interior do maciço obtidas através de estudos de percolação.

Figura 26 – Análise de estabilidade no Slide2



Fonte: do autor.

Como pode ser observado na Figura 26, o fator de segurança da barragem atende ao valor mínimo de 1,30 estabelecido pela norma NBR 13.028 (2017) para a condição não drenada. Cabe ressaltar que há incertezas aplicadas ao modelo, principalmente relacionado aos parâmetros dos materiais, uma vez que esses parâmetros foram estimados baseados em uma campanha de investigações antiga executada na região de disposição de rejeitos da mineradora, que se encontra próximo a barragem do presente estudo. Além disso, os parâmetros dos materiais de argila arenosa e argila de baixa resistência foram estimados através de correlações e análise estatística. Portanto, fica evidente a necessidade de uma campanha de ensaios de laboratório na barragem em questão para confirmação e aumento da confiança das informações adotadas.

5 CONCLUSÕES

Tendo em vista a maior precisão e confiabilidade dos ensaios de piezocone (CTPu), muito pelo fato da continuidade na cravação do cone e independência da operação humana, a interpretação do perfil do subsolo foi baseada nos CPTu com dissipação de poropressão executados na seção. Para tal, utilizou-se a metodologia apresentada por Robertson (2010) e atualizada por Robertson (2016). Os resultados indicaram de forma concisa a classificação dos materiais sendo possível definir de forma clara a fronteira geológica-geotécnica.

A camada de material argiloso, localizada abaixo do aterro compactado, apresentou baixos valores de resistência de ponta total (q_t) que, corroborado pelos baixos valores de N-SPT, indicou ser um solo de baixa resistência. Visto que tal material possui comportamento contrátil, foi empregado, exclusivamente para este solo, parâmetros de resistência não drenados. Vale destacar que esses parâmetros foram estimados com base em uma análise estatística utilizando os dados calculados pelas correlações dos CPTu. Com a utilização do software Minitab19, aplicou-se os dados a uma curva de distribuição log-normal de três parâmetros que foi a que se mostrou mais aderente. Todavia, como a definição desses parâmetros são realizadas através de correlações, conseqüentemente acarreta certas incertezas.

A calibração da percolação do modelo no software Slide2 mostrou que as leituras mensuradas pelos instrumentos estão condizentes com os dados observados do ensaio de dissipação de poropressão. Tal afirmativa é validada pelos valores apresentados no modelo que estão muito próximos aos que foram utilizados como base da instrumentação.

Por fim, segundo a NBR 13.028 (2017), para análises de estabilidade que utilizam parâmetros de resistência não drenada os fatores de segurança mínimos devem ser estabelecidos a critério da projetista seguindo as boas práticas da

engenharia. Portanto, verificou-se que o fator de segurança de 1,70 obtido da barragem de estudo atende ao valor mínimo de 1,30 recomendado pela Resolução nº 95 da ANM (2022) para a condição não drenada.

É importante destacar que o modelo carrega diversas incertezas no que diz respeito aos parâmetros geotécnicos adotados, deixando dúvidas sobre a confiabilidade das análises. Portanto, para a execução de projetos geotécnicos é de suma importância que se tenha uma boa campanha de investigações, não só de campo, como também de laboratório. Dessa forma, adquire-se maior confiabilidade das informações para que possam ser aplicadas em projeto.

REFERÊNCIAS

ANM. Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/resolucao-n-95-de-7-de-fevereiro-de-2022-380760962>. Acesso em: 25 out. 2022.

ASSIS, A. P. Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice. *Soil and Rocks*, v. 43, n. 3, p. 311-336, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo: Sondagens de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 13028: Mineração: elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro, 2017.

DEVORE, J. L. *Probability and Statistics for Engineering and the Sciences*, Cengage Learning, 2015.

ECKS, J. Aplicação da teoria do equilíbrio-limite na análise de estabilidade de taludes: estudo de caso. Monografia – Universidade federal de Santa Caratarina, Geologia, Florianópolis, p. 70. 2014.

FREITAS, M. A. C. Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia. Dissertação - Faculdade de engenharia da universidade do Porto, Engenharia Civil, Porto, p.30. 2011.

JEFFERIES, MICHAEL G.; DAVIES, MICHAEL P. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N 60. *Geotechnical Testing Journal*, v. 16, n. 4, p. 458-468, 1993.

KULHAWY, F.H., MAYNE, P.W., Manual of estimating soil properties for foundation design. Cornell University, Geotechnical Engineering Group. Research Project 1493 – 6, California, 1990.

MORGENSTERN, N. R. et al. Fundão tailings dam review panel report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam. Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP, New York, 2016.

PINTO, G. H. S. Determinação da resistência não drenada de um solo tropical. Monografia – Universidade federal de Minas Gerais, Engenharia Civil, Belo Horizonte, p. 76. 2020.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POPESCU, Radu, Jean H. PRÉVOST, and George DEODATIS. Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design recommendations. Geotechnique 47.5, p. 1019-1036, 1997.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 3rd Ed., 2009.

_____.; _____. Guide to Cone Penetration Testing. 6th Ed., 2015.

ROBERTSON, P. K. Cone penetration test (CPT)-based soil behavior type (SBT) classification system – an update. Canadian Geotechnical Journal. vol 53, pp 1910-1927, 2016.

ROBERTSON, P. K. et al. Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I. Commissioned by Vale, 2019.

ROBERTSON, P.K., Soil behaviour type from the CPT: an update. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA, 2010.

_____. Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, 2010.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2012.

SILVEIRA, J. F. A. Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento. Oficina de Textos, 2006.

APÊNDICE A - Sumário das propriedades dos materiais

Material	Descrição do material Classificação unificada do solo	Densidade Relativa G_s	Teor de umidade natural w_{nat} (%)	Teor de umidade saturado w_{sat} (%)	Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	Peso específico natural γ (kN/m ³)	Peso específico saturado γ_{sat} (kN/m ³)	Ângulo de atrito efetivo ϕ' (°)	Coesão efetiva c' (kPa)	Coefficiente de permeabilidade k (m/s)
Aterro	Argila amarela compactada MH - silte elástico com pedregulho	2,79	32,4	13,2	13,2	17,5	18,3	32	13	$1,00 \times 10^{-07}$
Argila amarela	Argila amarela MH - silte elástico com pedregulho	2,78	35,4	13,1	13,1	17,7	18,2	32	13	$1,00 \times 10^{-08}$
Detrito vegetal	Argila amarela com matéria orgânica MH - silte elástico com areia	2,69	42,0	11,9	11,9	16,8	17,2	28	10	$1,00 \times 10^{-07}$
Argila de fundação	Base de fundação CL - argila	2,80	32,3	13,9	13,9	18,4	18,7	29	20	$1,00 \times 10^{-08}$

Fonte: do autor.