

JONATHAS DE BRITO BALBINO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM REJEITO CLAY-LIKE DO
QUADRILÁTERO FERRÍFERO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques

Coorientadores: Alessandro Cirone
Roberto Lopes Ferraz

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2022**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

B172c
2022 Balbino, Jonathas de Brito, 1994-
Caracterização geotécnica de um rejeito clay-like do
Quadrilátero Ferrífero / Jonathas de Brito Balbino. – Viçosa,
MG, 2022.

1 dissertação eletrônica (125 f.): il. (algumas color.).

Inclui apêndices.

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2022.

Inclui bibliografia.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2022.699>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Minérios de ferro - Minas Gerais. 2. Barragens de rejeito
- Minas Gerais. I. Marques, Eduardo Antônio Gomes, 1965-.
II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Mestrado em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 622.341

Bibliotecário(a) responsável: Euzébio Luiz Pinto CRB-6/3317

JONATHAS DE BRITO BALBINO

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM REJEITO CLAY-LIKE DO
QUADRILÁTERO FERRÍFERO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 01 de agosto de 2022.

Assentimento:



Jonathas de Brito Balbino
Autor



Eduardo Antonio Gomes Marques
Orientador

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e familiares.

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de realizar a pós-graduação, bem como os profissionais com quem tive contato durante esses anos, sobretudo os professores do departamento DEC e laboratoristas.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão da bolsa de estudos.

Ao meu orientador, Eduardo Marques, que não mediu esforços para me apoiar e dar suporte para que este trabalho se concretizasse.

Às amigas feitas durante o mestrado, que permitiu uma troca rica de informações e conhecimentos da área em estudo.

Aos meus amigos e companheiros de longa data.

À DF+ Engenharia, por proporcionar desafios técnicos que me motivaram a desenvolver este trabalho e me aperfeiçoar como profissional e acadêmico.

RESUMO

BALBINO, Jonathas de Brito, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2022. **Caracterização Geotécnica de um Rejeito Clay-Like do Quadrilátero Ferrífero.** Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques. Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz e Alessandro Cirone.

A operação e manutenção de barragens de rejeitos requer o conhecimento detalhado dos rejeitos acumulados. É necessário um bom conhecimento sobre o comportamento mecânico e hidráulico, bem como seus limites aceitáveis e variações em profundidade e horizontalmente, tornando-se informações imprescindíveis para processos de reaproveitamento de água, monitoramento, operação e desenvolvimento de projetos sob o domínio das barragens de rejeito. Recentes eventos catastróficos de ruptura de barragens como a barragem de Fundão (2015), em Mariana - MG, e a Barragem I da Mina do Córrego do Feijão (2019), em Brumadinho - MG, levantaram questões que fomentaram a discussão quanto aos métodos utilizados para monitoramento, operação e segurança dessas estruturas para a disposição de rejeitos de mineração. Com isso, o entendimento das propriedades dos rejeitos relevantes para a engenharia geotécnica tornou-se fundamental para projetos de descaracterização, monitoramento e segurança das barragens. Diante do exposto, este trabalho teve como objetivo a caracterização geomecânica de um rejeito de minério de ferro do tipo *clay-like* localizado no Quadrilátero Ferrífero. Foram realizados os ensaios de caracterização física (granulometria, limites de Atterberg, peso específico dos sólidos, determinação da umidade natural e índice de vazios), bem como os resultados dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples, ambos realizados na condição drenada e não drenada e com amostras na condição fofa e compacta. As amostras de rejeito fino indicaram uma composição granulométrica de 93% de finos. Para os ensaios de compressão triaxial, as amostras de material fino indicaram valores de ângulo de atrito efetivo de 30° e intercepto coesivo efetivo de 6 kPa, enquanto para os ensaios de cisalhamento direto simples, foi encontrado um valor de 30° no estado plano de deformação. Além disso, a interpretação dos ensaios triaxiais subsidiou a determinação dos parâmetros de deformabilidade, fazendo uso do modelo constitutivo hiperbólico. Os valores para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico, para as amostras de rejeitos finos, foram variáveis de acordo com a tensão de confinamento, apresentando valores na faixa de 2,96 a 43,26 MPa para o módulo de

deformabilidade e 0,48 a 2,25 MPa para o módulo volumétrico. O ângulo de atrito efetivo no estado crítico foi de 32° para as amostras de rejeito fino. Além da definição de diversos parâmetros de engenharia, os resultados obtidos pelos ensaios de campo (SCPTu's e ensaios de palheta) indicaram que o material exibe comportamento contrátil e, portanto, é suscetível à liquefação. A resistência não drenada se mostrou variável com a profundidade, apresentando uma relação diretamente proporcional. A razão de resistência não drenada obtida foi de 0,33 e o material apresenta sensibilidade compatível com argilas de baixa sensibilidade. Através de correlações dos ensaios sísmicos e de penetração do CPTu, foram obtidos o módulo edométrico (M) e módulo de cisalhamento (G_0). O módulo edométrico médio foi de 5,31 MPa, enquanto o módulo de cisalhamento apresentou valores maiores para as correlações com a velocidade de onda cisalhante (56,79 MPa) quando comparadas com as correlações com o ensaio de penetração (33,22 MPa).

Palavras-Chave: Rejeitos de barragem. Minério de ferro. Clay-like. Modelo hiperbólico. Estado crítico. Ensaio de laboratório. CPTu. SCPTu. Ensaio de palheta. Liquefação. Ensaio de campo.

ABSTRACT

BALBINO, Jonathas de Brito, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2022. **Geotechnical Characterization of a Clay-Like Tailing from the Quadrilátero Ferrífero**. Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques. Co-advisers: Roberto Lopes Ferraz and Alessandro Cirone.

The operation and maintenance of tailings dams requires detailed knowledge of accumulated tailings. Good knowledge of mechanical and hydraulic behavior is required, as well as their acceptable limits and variations in depth and horizontally, making it essential information for water reuse processes, monitoring, operation and development of projects under the domain of dams. Recent catastrophic dam failure events such as the Fundão dam (2015), in Mariana - MG, and Dam I of the Córrego do Feijão Mine (2019), in Brumadinho - MG, raised questions that fostered discussion regarding the methods used for monitoring, operating and securing these structures for the provision of mining tailings. As a result, understanding the properties of tailings relevant to geotechnical engineering has become fundamental for decharacterization, monitoring and dam safety projects. Given the above, this work aimed at the geomechanical characterization of a clay-type iron ore tailing located in the Quadrilátero Ferrífero. Physical characterization tests were carried out (granulometry, Atterberg limits, specific weight of solids, natural moisture and voids index), as well as the results of triaxial compression and simple direct shear tests, both carried out in the drained condition and not drained and with samples in soft and compact condition. The fine tailing samples indicated a granulometric composition of 93% of fines. For the triaxial compression tests, the fine tailing samples indicated values of an effective friction angle of 30° and an effective cohesive intercept of 6 kPa, while for the simple direct shear tests, a value of 30° was found in the plane of deformation state. Furthermore, the interpretation of the triaxial tests supported the determination of the deformability parameters, making use of the hyperbolic constitutive model. The values for the modulus of deformability and volumetric modulus, for the samples of fine tailing, were variable according to the confinement stress, presenting values in the range of 2.96 to 43.26 MPa for the modulus of deformability and 0.48 to 2.25 MPa for the volumetric module. The effective friction angle in the critical state was 32° for the fine tailing samples. In addition to defining several engineering parameters, the results obtained by field tests (SCPTu's and vane

tests) indicated that the material exhibits contractile behavior and, therefore, is susceptible to liquefaction. The undrained resistance was variable with depth, showing a directly proportional relationship. The undrained strength ratio obtained was 0.33 and the material has a sensitivity compatible with low sensitivity clays. Through correlations of the seismic and penetration tests of the CPTu, the edometric modulus (M) and shear modulus (G_0) were obtained. The mean edometric modulus was 5.31 MPa, while the shear modulus showed higher values for the correlations with the shear wave velocity (56.79 MPa) when compared to the correlations with the penetration test (33.22 MPa).

Keywords: Tailings dam. Iron ore tailings. Clay-like. Hyperbolic model. Critical state. Laboratory tests. CPTu. SCPTu. Vane tests. Liquefaction. Field tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curvas granulométricas divididas por profundidade para as amostras de rejeito com fração pedregulhosa e fina.	30
Figura 2.2 – Composição granulométrica das amostras.	31
Figura 2.3 – Gráfico tensão-deformação para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.	34
Figura 2.4 – Gráfico tensão-deformação para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02.	34
Figura 2.5 – Deformações volumétricas para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.	36
Figura 2.6 – Deformações volumétricas para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02.	36
Figura 2.7 – Excesso de poropressão para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.	37
Figura 2.8 – Excesso de poropressão para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02... ..	37
Figura 2.9 – Trajetória de tensões para as amostras com fração granular.	40
Figura 2.10 – Trajetória de tensões para as amostras com fração fina.....	40
Figura 2.11 – Trajetória média de tensões para as amostras com fração granular... ..	42
Figura 2.12 – Trajetória média de tensões para as amostras com fração fina.....	42
Figura 2.13 – Parâmetros de rigidez hiperbólica dos ensaios triaxiais CID.....	48
Figura 2.14 – Parâmetros de módulo volumétrico dos ensaios triaxiais CID.	48
Figura 2.15 – Resultados para o estado crítico no plano $p' \times q$ obtido para os ensaios triaxiais.	52
Figura 2.16 – Resultados para o estado crítico no plano $\ln(p') \times e$ obtido para os ensaios triaxiais.....	52
Figura 3.1 – Perfil estratigráfico dos ensaios de piezocone.	71
Figura 3.2 – Matriz de correlação dos dados brutos dos CPTu's.	72
Figura 3.3 – Histograma de frequência dos resultados obtidos para o peso específico.	75
Figura 3.4 – Resultados sobre o gráfico $Q_{tn} - I_G$ para avaliação da presença de microestruturas.....	77
Figura 3.5 – Resultados sobre o gráfico $Q_{tn} - Fr$ para avaliação do comportamento do solo.....	78

Figura 3.6 – Fronteira obtida a partir da formulação elaborada por Olson e Stark (2003) para separar a região entre materiais contráteis e dilatantes.....	79
Figura 3.7 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação por meio da velocidade de ondas cisalhantes normalizadas.	81
Figura 3.8 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação pelo critério de Jefferies e Been (2015).....	83
Figura 3.9 – Resistência não drenada e sensibilidade obtidos para os ensaios.	86
Figura 3.10 – Frequência dos resultados para razão de resistência não drenada obtidas a partir dos ensaios CPTu's.	88
Figura 3.11 – Variação dos parâmetros de deformabilidade com a profundidade. ...	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação dos atributos das amostras.	27
Tabela 2.2 – Condição de moldagem dos corpos de prova.	29
Tabela 2.3 – Resumo das propriedades índice do rejeito com fração fina.	32
Tabela 2.4 – Resumo das propriedades índice do rejeito com fração pedregulhosa.	32
Tabela 2.5 – Coordenadas na ruptura dos ensaios de compressão triaxial CIU.	38
Tabela 2.6 – Coordenadas na ruptura dos ensaios de compressão triaxial CID.	39
Tabela 2.7 – Valores na ruptura para os ensaios de cisalhamento direto simples. ...	43
Tabela 2.8 – Coeficientes adimensionais obtidos a partir do ajuste das curvas de deformabilidade dos rejeitos.	47
Tabela 2.9 – Resultado dos parâmetros de deformabilidade do rejeito.	50
Tabela 2.10 – Parâmetros do estado crítico para os ensaios triaxiais.	51
Tabela 3.1 – Ensaios CPTu's para avaliação das propriedades do rejeito.	67
Tabela 3.2 – Proporção dos registros condicionados ao critério de Jefferies e Been (2015).	83
Tabela 3.3 – Conclusão da avaliação dos métodos utilizados para avaliação da suscetibilidade à liquefação.	84
Tabela 3.4 – Correlações para a obtenção da razão de resistência não drenada. ...	87
Tabela 3.5 – Parâmetros de deformabilidade do rejeito.	92

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ν	Coeficiente de Poisson
λ	Inclinação da compressão normal e linhas de estado crítico (índice de compressão isotrópica)
ρ	Massa específica
ψ	Parâmetro de estado
γ	Peso específico
Γ	Relação volume específico/vazios do solo na linha de estado crítico em $p' = 1,0$ kPa
τ	Resistência ao cisalhamento
τ_f	Resistência ao cisalhamento na ruptura
α	Significância
φ'	Ângulo de atrito efetivo
φ'_{cs}	Ângulo de atrito efetivo no estado crítico
φ'_{ps}	Ângulo de atrito efetivo no estado plano de deformação
ε_1	Deformação axial
ε_a	Deformação axial
τ_{max}	Resistência ao cisalhamento máxima
ε_q	Deformação triaxial
ε_r	Deformação radial
Δu	Excesso de poropressão
Δu_f	Excesso de poropressão na ruptura
ε_v	Deformação volumétrica
γ_w	Peso específico da água
\bar{m}	Média amostral
\bar{m}	Parâmetro semiempírico para estimar ψ
ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas	
A	Parâmetro de pressões neutras de Skempton para carregamento por meio de tensões desviatórias

A_r : Parâmetro de pressões neutras de Skempton na ruptura para carregamento por meio de tensões desviatórias

ASTM American Society for Testing and Materials

B_q Razão da poropressão dinâmica

c' Intercepto coesivo efetivo

C_c Coeficiente de curvatura

CID *Consolidated Isotropic Drained*

CIU *Consolidated Isotropic Undrained*

CPT_u *Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement*

CSL *Critical state line*

C_u Coeficiente de não uniformidade

D_{10} Diâmetro efetivo

D_{30} Diâmetro correspondente à 30% do material passante

D_{50} Tamanho médio da partícula

D_{60} Diâmetro correspondente à 60% do material passante

DSS *Direct Simple Shear*

e Índice de vazios

E_t Módulo de elasticidade tangente

E_u Módulo de Young não drenado

F_r Razão da resistência ao atrito lateral normalizada

f_s Resistência ao atrito lateral

g Aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)

G' Módulo de cisalhamento

G_0 Módulo de cisalhamento

$G_{0,CPTu}$ Módulo de cisalhamento obtido a partir de ensaios de piezocone

$G_{0,VS}$ Módulo de cisalhamento obtido a partir das ondas cisalhantes

G_s Gravidade específica

I_c Índice de comportamento do solo

I_G índice de rigidez de pequenas deformações

IP Índice de plasticidade

IQR Intervalo interquartil

K	Módulo de elasticidade
K'	Módulo de compressibilidade volumétrica
K ₀	Coeficiente de empuxo no repouso
K _b	Módulo volumétrico
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
m	Expoente do módulo volumétrico
m	Expoente do módulo volumétrico
M	Módulo edométrico
M _{cs}	Inclinação do ângulo de atrito do estado crítico
M _d	Mediana
n	Expoente do módulo de elasticidade
N _{kt}	fator de cone empírico
OCR	<i>Overconsolidated ratio</i>
p'	Tensão efetiva média
p _a	Pressão atmosférica (101,325 kPa)
p' _f	Tensão efetiva média na ruptura
q	Tensão desviadora
Q1	Primeiro quartil
Q3	Terceiro quartil
q _c	Resistência de ponta do cone
q _{c1}	Resistência de ponta do cone normalizada pela proposta de Olson e Stark
q _f	Tensão desviadora na ruptura
q _t	Resistência de ponta do cone corrigida pela relação das áreas desiguais
Q _t	Resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva
Q _{tn}	Resistência de ponta do cone normalizada
Q _{tn,cs}	Correção do da resistência de ponta do cone normalizada proposta por Robertson e Wride (1998), para um valor equivalente de areia limpa
R ²	Coeficiente de determinação
SBT	<i>Soil Behaviour Type</i>
SBT	<i>Soil Behaviour Type Normalized</i>

SCPTu *Seismic Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement*

S_t Parâmetro de sensibilidade das argilas

S_u Resistência não drenada

S_u / σ'_{v0} Razão de resistência não drenada

S_{ur} Resistência não drenada amolgada

u_0 Poropressão hidróstica

u_1 Medida de poropressão na ponta do cone

u_2 Medida de poropressão na base do cone

u_3 Medida de poropressão na luva do cone

V_s Velocidade da onda cisalhante

V_{s1} Velocidade da onda cisalhante normalizada

w_{nat} Teor de umidade natural

σ Desvio-padrão

$\sigma'_{adens.}$ Tensão de adensamento

σ'_v Tensão efetiva vertical

σ'_{v0} Tensão efetiva vertical de repouso

σ'_{vc} Tensão efetiva vertical de adensamento na câmara de ensaio

σ'_{vf} Tensão efetiva vertical na ruptura

σ_1 Tensão principal de maior valor

σ_3 Tensão principal de menor valor

σ_{v0} Tensão total vertical medida em campo

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO GERAL.....	17
1.1	Generalidades.....	17
1.2	Justificativa e relevância do trabalho	18
1.3	Objetivos.....	19
1.3.1	Objetivo geral	19
1.3.2	Objetivos específicos.....	20
1.4	Organização do trabalho.....	21
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	22
2.	CARACTERIZAÇÃO DE UM REJEITO DO TIPO <i>CLAY-LIKE</i> LOCALIZADO NO QUARILÁTERO FERRÍFERO A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	23
2.1	Introdução.....	25
2.2	Materiais e métodos.....	26
2.3	Resultados e discussões	30
2.3.1	Propriedades índice.....	30
2.3.2	Parâmetros de resistência.....	34
2.3.3	Parâmetros de deformabilidade.....	45
2.3.4	Linha do estado crítico	51
2.4	Conclusões	55
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59
3.	CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM REJEITO <i>CLAY-LIKE</i> EMPREGANDO RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E PALHETA.....	62
3.1	Introdução.....	64
3.2	Materiais e métodos.....	65
3.2.1	Ensaio de piezocone	67
3.2.2	Ensaio de palheta	68
3.3	Resultados e discussões	70
3.3.1	Perfil estratigráfico.....	70
3.3.2	Peso específico	73
3.3.3	Suscetibilidade à liquefação	76
3.3.4	Resistência não drenada.....	85
3.3.5	Parâmetros de deformabilidade.....	89
3.4	Conclusões	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
4.	CONCLUSÕES GERAIS	99

4.1 Sugestões para trabalhos futuros	101
APÊNDICE A – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	102
APÊNDICE B – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS).....	114

1. INTRODUÇÃO GERAL

1.1 Generalidades

A mineração exerce um papel fundamental na sociedade moderna, setor sem o qual não viabilizaria produtos cotidianos como cerâmicas, microchips, computadores, materiais de construção, metais, tintas, dentre outros. O Brasil é um dos países protagonistas mundiais com relação à exportação de minério, sobretudo o minério de ferro, e o setor exerce um papel fundamental no Produto Interno Bruto (PIB) e na geração de emprego.

Na mineração, a fim de se obter um produto comercializável, o minério extraído deve passar pelo processo de beneficiamento. Nesse processo, o material é separado em concentrado, que constitui a parcela com maior concentração de minerais, e o subproduto, também conhecido como rejeito. Os rejeitos de minério de ferro constituem aproximadamente 35% do material bruto beneficiado (LUZ E LINS, 2018).

Os rejeitos são um produto residual da indústria de mineração obtidos após o beneficiamento do minério, ou seja, após a remoção da maior parte possível do material com valor econômico do minério. A qualidade do minério se deteriorou ao longo dos anos à medida que as melhores jazidas se esgotaram, causando um aumento correspondente na quantidade de rejeitos deixados após a extração de cada tonelada de metal. A disposição de resíduos em minas, principalmente rejeitos, tem assumido ultimamente uma importância que transcende até mesmo os enormes volumes de materiais produzidos anualmente pelas operações de mineração (SARSBY, 2013).

Os rejeitos podem ser armazenados em formas de pilha, como as pilhas secas (*dry stacks*), depositados hidraulicamente em barragens e colocados em subsolo em galerias previamente escavadas. Todas as estruturas de armazenamento de rejeito mencionadas anteriormente são chamadas de Instalações de Armazenamento de Rejeitos, também conhecido em trabalhos internacionais como TSF (*Tailings Storage Facilities*).

As barragens de rejeito estão entre as maiores estruturas geotécnicas já construídas. Elas apresentam desafios intrínsecos de projetos geomecânicos devido às grandes dimensões, por se tratar de um sistema complexo composto por diferentes materiais sob diferentes condições de saturação e fluxo, além da alta probabilidade

de falha estrutural decorrente da liquefação estática e cíclica. As consequências da liquefação em rejeitos resultam em deslizamentos seguidos por fluxos de lama em movimento rápido, causando consequências humanitárias e ambientais desastrosas (SCHNAID, 2021).

O Quadrilátero Ferrífero, localizado em Minas Gerais, Brasil, com área de aproximadamente 7000 km² possui reservas de minério de ferro, ouro, manganês e outros minerais (Francisco, 2014), cuja exploração resulta em volumes consideráveis de rejeitos. De acordo com a ANM (2022), o estado de Minas Gerais conta com um total de 350 barragens cadastradas, sendo a maioria das estruturas concentradas na região do Quadrilátero Ferrífero.

Nos dias atuais, a operação e manutenção de barragens de rejeitos requer o conhecimento detalhado dos rejeitos acumulados. É necessário um bom conhecimento dos parâmetros e suas variações em profundidade e horizontalmente, além do conhecimento hidráulico pela fundação e aterro da barragem (MARTÍNEZ *et al.*, 2021). O entendimento das propriedades mecânicas e hidráulicas dos rejeitos é imprescindível para processos de reaproveitamento de água e a operação das barragens, sobretudo na orientação das atividades a serem realizadas para o correto monitoramento. Atualmente, sob a ótica da legislação ambiental e social, é cada vez mais necessário um entendimento detalhado das propriedades dos rejeitos para a operação, estabilização e descaracterização das barragens de rejeito.

1.2 Justificativa e relevância do trabalho

Recentes eventos de ruptura de barragens como a barragem de Fundão (2015), em Mariana - MG e a Barragem I da Mina do Córrego do Feijão (2019), em Brumadinho - MG, levantaram questões que fomentaram a discussão quanto aos métodos utilizados para monitoramento, operação e segurança dessas estruturas para a disposição de rejeitos de mineração. Embora exista um debate quanto às motivações políticas e econômicas para a implantação de barragens, a atividade de mineração traz consigo benefícios diretos e indiretos para a sociedade.

Dessa maneira, o conhecimento das propriedades dos materiais que constituem uma barragem é imprescindível para a realização de estudos de estabilização e operação. Rejeitos são misturas de rocha britada e fluidos de processamento que permanecem após a extração de metais, minerais, combustíveis

minerais e carvão (LOTTERMOSER, 2010). A palavra "Rejeito" é genérica e pode descrever subprodutos de várias indústrias extrativas, incluindo as de alumínio, carvão, areias petrolíferas, urânio, metais preciosos e metais comuns (KOSSOFF, *et al.*, 2014). Partículas de rejeitos são comumente angulares a muito angulares, e esta morfologia impõe um alto ângulo de atrito em rejeitos secos. O tamanho do grão de rejeito é variável e difícil de generalizar, pois é definido de acordo com o processamento do minério (KOSSOFF, DUBBIN, *et al.*, 2014, SARSBY, 2013).

Na literatura, a caracterização de rejeitos do tipo *sand-like* é bem documentada (CIMNE, 2021, CARNEIRO, 2021, ROBERTSON, MELO, *et al.*, 2019, MORGENSTERN, VICK, *et al.*, 2016). No entanto, ainda há poucos estudos que abordam rejeitos finos com comportamento similar ao de um solo argiloso o que justifica a necessidade de trabalhos cujo objetivo seja a caracterização geomecânica de um rejeito com comportamento do tipo *clay-like*.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo principal a caracterização geomecânica de um rejeito de minério de ferro do tipo *clay-like* localizado no Quadrilátero Ferrífero através de ensaios de campo e ensaios de laboratório.

A interpretação dos ensaios visou fornecer informações de referência sobre a caracterização física, parâmetros de resistência, parâmetros de deformabilidade, avaliação da suscetibilidade à liquefação e resistência não drenada para um rejeito de minério de ferro do tipo *clay-like*.

1.3.2 Objetivos específicos

De forma a atingir o objetivo principal do trabalho, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- I. Proceder à caracterização geotécnica do rejeito por meio da curva de distribuição granulométrica, teor de umidade natural, peso específico dos sólidos, limites de plasticidade e liquidez;
- II. Determinar parâmetros de resistência (ângulo de atrito efetivo, intercepto coesivo efetivo e razão de resistência não-drenada), e deformabilidade por meio de ensaios de compressão triaxial (CID e CIU) e cisalhamento direto simples (drenado e não drenado);
- III. Determinar a linha do estado crítico, bem como o ângulo de atrito efetivo no estado crítico (φ'_{cs}), inclinação da linha do estado crítico no plano p' versus q (M_{cs}) e inclinação da linha do estado crítico no plano p' versus e (λ) para o material em diferentes compacidades;
- IV. Avaliar a influência de diferentes compacidades e tensões de confinamento nos parâmetros de resistência e deformabilidade; e
- V. Avaliar a suscetibilidade à liquefação por meio de ensaios de piezocone e ensaios de palheta.

1.4 Organização do trabalho

Este item irá apresentar a estrutura geral do trabalho, com uma síntese do que será abordado em cada capítulo. O trabalho consta de 4 capítulos, incluindo o presente capítulo, referente à introdução geral e objetivos esperados com o trabalho.

O Capítulo 2 aborda o estudo de caracterização geomecânica de um rejeito do tipo *clay-like* localizado no Quadrilátero Ferrífero. Foram realizadas análises nas curvas granulométricas, obtenção da massa específica dos sólidos, teor de umidade natural e definição dos limites de Atterberg. Além disso, foram interpretados os ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples com o objetivo de determinar os parâmetros efetivos de resistência, razão de resistência não drenada, parâmetros de deformabilidade e a linha do estado crítico. Os resultados dos ensaios obtidos para o presente trabalho foram então comparados com resultados interpretados de ensaios em rejeitos de minério de ferro da região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil.

O Capítulo 3 aborda a interpretação de ensaios de campo do rejeito, com o objetivo de avaliar seu comportamento *in situ*. Foram avaliados dados obtidos de ensaio de palheta e piezocone. Os ensaios de piezocone foram interpretados a partir dos dados brutos (q_t , f_s , u_2) e, com isso, definidos os perfis stratigráficos, definição da resistência não drenada e parâmetros de deformabilidade com o complemento dos ensaios sísmicos. Os ensaios de palheta foram interpretados para a avaliação da resistência não drenada e sensibilidade das argilas.

Por fim, o Capítulo 4 sintetiza as principais conclusões com base nas análises individuais de cada capítulo e apresenta recomendações para trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANM, A. N. D. M. SIGBM - **Sistema de Gestão de Segurança de Barragem de Mineração. Site da ANM**, 2022. Disponível em: <<https://app.anm.gov.br/SIGBM/Publico/Mapa>>. Acesso em: 07 Julho 2022.

CARNEIRO, J. J. V. **Characterization and Behavior of Iron Ore Tailings: The Effect of Compaction and Stresses**. Dissertação de mestrado. DEC: Departamento de Engenharia Civil. Federal University of Viçosa. 2021. 138 p.

CIMNE. Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho Final Report. International Centre for Numerical Methods in Engineering. [S.l.]. 2021.

FRANCISCO, W. C. E. **Quadrilátero Ferrífero**. Brasil Escola, 2014. Disponível em: <<https://brasilecola.uol.com.br/geografia/quadrilatero-ferrifero.htm>>. Acesso em: 07 Julho 2022.

JEFFERIES, M. et al. Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations for Ashurst Australia. [S.l.]. 2019.

KOSSOFF, D. et al. Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. Applied Geochemistry, v. 51, p. 229-245, Dezembro 2014.

LOTTERMOSER, B. Mine Wastes: Characterization, Treatment and Environmental Impacts, 2010.

LOTTERMOSER, B. G. **Mine Wastes: Characterization, Treatment and Environmental Impacts**. ilustrada. ed. [S.l.]: Springer Science & Business Media, 2007.

LUZ, A. B.; LINS, F. A. **Introdução ao Tratamento de Minérios**. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. Tratamento de Minérios. 6^a. ed. Rio de Janeiro: CETEM/Ministério da Ciência e Tecnologia, 2018.

MARTÍNEZ, J. et al. **Characterization of Tailings Dams by Electrical Geophysical Methods (ERT, IP)**: Federico Mine (La Carolina, Southeastern Spain). Minerals, v. 11, p. 145, Janeiro 2021. ISSN 2.

MORGENSTERN, N. R. et al. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. [S.l.]. 2016.

ROBERTSON, P. K. et al. Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I. [S.l.]. 2019.

SARSBY, R. W. **Environmental Geotechnics**. Londres: ICE Publishing, 2013.

SCHNAID, F. The Ninth James K. Mitchell Lecture: On the Geomechanics and Geocharacterization of Tailings, 2021.

2. CARACTERIZAÇÃO DE UM REJEITO DO TIPO *CLAY-LIKE* LOCALIZADO NO QUARILÁTERO FERRÍFERO A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Resumo – Os ensaios de laboratório apresentados neste estudo foram realizados para determinar as principais propriedades geomecânicas de um rejeito de minério de ferro do tipo clay-like localizado no Quadrilátero Ferrífero - MG. O estudo objetiva preencher uma lacuna de informações quanto a publicações que trazem informações de rejeitos do tipo clay-like, uma vez que os rejeitos do tipo sand-like protagonizam o meio geotécnico em função das recentes rupturas de barragens ocorridas no Brasil. Os índices físicos foram determinados para materiais finos e granulares retirados da mesma região a partir de ensaios de granulometria, massa específica dos sólidos e teor de umidade natural. Os resultados indicaram se tratar de materiais derivados de minerais ferrosos, em função dos resultados obtidos para o peso específico dos sólidos. Além disso, os rejeitos finos apresentaram 93% de partículas passantes na peneira 200. Os parâmetros de resistência (ângulo de atrito efetivo e intercepto coesivo efetivo) foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto simples e ensaios de compressão triaxial, ambos drenados e não drenados e ensaiados em corpos de prova reconstituídos na condição fofa e compacta. Para os ensaios de compressão triaxial, as amostras de material fino indicaram valores de ângulo de atrito efetivo de 30° e intercepto coesivo efetivo de 6 kPa, enquanto para os ensaios de cisalhamento direto simples, foi encontrado um valor de 30° no estado plano de deformação. O ângulo de atrito efetivo no estado crítico foi de 32° para as amostras de rejeito fino. Além disso, a interpretação dos ensaios triaxiais subsidiou a determinação dos parâmetros de deformabilidade, fazendo uso do modelo constitutivo hiperbólico. Os valores para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico para a amostra de rejeitos finos foram variáveis de acordo com a tensão de confinamento, apresentando valores na faixa de 2,96 a 43,26 MPa para o módulo de deformabilidade e 0,48 a 2,25 MPa para o módulo volumétrico.

Palavras-Chave: Rejeitos de barragem. Rejeito de minério de ferro. *Clay-like*. Modelo hiperbólico. Estado crítico. Ensaio de laboratório.

Abstract – The laboratory tests presented in this study were carried out to determine the main geomechanical properties of a clay-like iron ore tailing located in the Quadrilátero Ferrífero - MG. The study aims to fill an information gap regarding publications that bring information on clay-like tailings, since sand-like tailings are the protagonists in the geotechnical environment due to the recent dam ruptures that occurred in Brazil. The physical indices were determined for fine and granular materials taken from the same region based on granulometry tests, specific mass of solids and natural moisture content. The results indicated that they were materials derived from ferrous minerals, due to the results obtained for the specific weight of the solids. In addition, the fine tailing showed 93% of particles passing through the sieve n° 200. The resistance parameters (effective friction angle and effective cohesive intercept) were obtained through simple direct shear tests and triaxial compression tests, both drained and undrained and tested on specimens reconstituted in the soft and compact condition. For the triaxial compression tests, the fine material samples indicated values of an effective friction angle of 30° and an effective cohesive intercept of 6 kPa, while for the simple direct shear tests, a value of 30° was found in the plane of deformation state. The effective friction angle in the critical state was 32° for the fine tailing samples. Furthermore, the interpretation of the triaxial tests supported the determination of the deformability parameters, making use of the hyperbolic constitutive model. The values for the modulus of deformability and volumetric modulus for the sample of fine tailing were variable according to the confinement stress, presenting values in the range of 2.96 to 43.26 MPa for the modulus of deformability and 0.48 to 2.25 MPa for the volumetric module.

Keywords: Tailings dam. Iron ore tailings. Clay-like. Hyperbolic model. Critical state. Laboratory tests.

2.1 Introdução

As rupturas de barragens de rejeitos por liquefação ocorridas recentemente no Brasil e Austrália levaram à grandes mudanças na legislação quanto à procedimentos e tolerância ao risco dessas estruturas, além da busca de alternativas mais sustentáveis e seguras para armazenamento de rejeitos por parte das mineradoras. Relatórios técnicos apresentados por Morgenstern, Vick, *et al.*, (2016), Robertson, Melo, *et al.* (2019), Jefferies, Morgenstern, *et al.* (2019) e CIMNE (2021), concluíram que as recentes rupturas de barragens de rejeito foram devidas à liquefação estática e ocorridas em rejeitos do tipo *sand-like*, cujo fenômeno descreve a perda repentina da resistência de um grande volume de solo.

A avaliação da liquefação em rejeitos granulares soltos e saturados por meio do modelo constitutivo *NorSand* é crescente na engenharia geotécnica (JEFFERIES & BEEN, 2015), tendo sido utilizado no estudo do modelo tensão-deformação da ruptura da barragem de rejeitos de Fundão (MORGENSTERN, VICK, VIOTTI & WATTS, 2016). Embora sejam crescentes os estudos geotécnicos em rejeitos com comportamentos *sand-like* (CORDEIRO, MOLINA-GÓMEZ *et al.*, 2022, CARNEIRO, 2021, LI e COOP, 2019), a literatura carece de informações referentes às propriedades geotécnicas de rejeitos do tipo *clay-like*, sobretudo no Quadrilátero Ferrífero (LIU, EDRAKI, *et al.*, 2020, HU, WU, *et al.*, 2017, BEDIN, SCHNAID, *et al.*, 2012).

A caracterização geotécnica do rejeito é fundamental para os estudos de engenharia, sobretudo em barragens. Para o presente trabalho, foram realizados ensaios de laboratório cujo objetivo foi determinar as propriedades índice do rejeito por meio de ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, massa específica dos sólidos, definição dos limites de liquidez e plasticidade e definição do teor de umidade natural. Além disso, foram realizados ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples, drenado e não drenado, em amostras reconstituídas na condição fofa e compacta, com o objetivo de definir os parâmetros de resistência, propriedades de deformabilidade e os parâmetros do estado crítico.

Este trabalho busca determinar as propriedades geotécnicas de rejeitos do tipo *clay-like*, localizado no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil, a partir dos resultados de ensaios conduzidos em laboratório e complementa as investigações de campo, que serão apresentadas no próximo capítulo deste trabalho. Foram realizados

ensaios para a determinação das propriedades índices, e ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples ou DSS (*Direct Simple Shear*) para a definição de parâmetros de resistência e deformabilidade. São apresentados o procedimento experimental adotado, os resultados obtidos e possíveis implicações de caráter geotécnico.

2.2 Materiais e métodos

Os ensaios de caracterização física foram realizados em um total de 25 amostras de rejeito, sendo 16 amostras de rejeito com fração fina (AMF) e 9 amostras de rejeito com fração pedregulhosa (AMP). Os resultados das propriedades índices foram agrupados por profundidade de coleta das amostras. Além disso, foi criada uma nova amostra para cada fração (AMF-17 e AMP-10) indicando as misturas dos materiais que foram utilizados na moldagem dos corpos de prova.

Na Tabela 2.1 são apresentados os atributos que foram considerados para o agrupamento das amostras.

Tabela 2.1 – Classificação dos atributos das amostras.

Amostras	Descrição	Profundidade de Coleta (m)
AMF-01		10,00 – 11,00
AMF-02		15,00 – 16,00
AMF-03		16,00 – 17,00
AMF-04		15,00 – 16,00
AMF-05		16,00 – 17,00
AMF-06		19,00 – 20,00
AMF-07		20,00 – 21,00
AMF-08	Amostras de rejeito com fração fina (AMF)	16,00 – 17,00
AMF-09		19,00 – 20,00
AMF-10		20,00 – 21,00
AMF-11		15,00 – 16,00
AMF-12		16,00 – 17,00
AMF-13		19,00 – 20,00
AMF-14		20,00 – 21,00
AMF-15		19,00 – 20,00
AMF-16		20,00 – 21,00
AMF-17	Mistura das amostras AMF-02, AMF-03, AMF-04, AMF-05, AMF-08, AMF-11 e AMF-12	15,00 – 17,00
AMP-01		10,00 – 11,00
AMP-02		11,00 – 12,00
AMP-03		10,00 – 11,00
AMP-04		11,00 – 12,00
AMP-05	Amostras de rejeito com fração pedregulhosa (AMP)	15,00 – 16,00
AMP-06		10,00 – 11,00
AMP-07		11,00 – 12,00
AMP-08		15,00 – 16,00
AMP-09		16,00 – 17,00
AMP-10	Mistura das amostras AMP-01, AMP-02, AMP-03, AMP-04, AMP-06 e AMP-07	10,00 – 12,00

O peneiramento e sedimentação foram métodos combinados utilizados para determinar a distribuição granulométrica das partículas, de acordo com os procedimentos apresentados nas normas ASTM D6913 (2017) e ASTM D7928 (2021). Os limites de Atterberg, que compreendem os Limites de Plasticidade (LP), Limites de

Liquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP), foram determinados de acordo com as diretrizes da norma ASTM D4318 (2017). A massa específica dos sólidos foi definida pelo método do picnômetro, conforme as diretrizes apresentadas na norma ASTM D854 (2014).

A determinação dos índices de vazios (e) das amostras foi realizada a partir do conteúdo de material coletado por amostradores durante a execução de sondagens mistas realizadas em campo. Para isso, considerando as amostras como 100% saturadas ($S_r = 1$), foi feita a medida de massa dentro dos amostradores, determinado o teor de umidade *in situ*, e com o resultado do peso específico dos sólidos, definido o índice de vazios conforme Equação (2.1).

$$e = \frac{\gamma_s w}{S_r \gamma_w} \quad (2.1)$$

Em que γ_s representa o peso específico dos sólidos, w é o teor de umidade natural, γ_w o peso específico da água e S_r o grau de saturação.

A partir do índice de vazios (e) e do peso específico dos sólidos, é possível definir o peso específico natural do material conforme Equação (2.2).

$$\gamma = \frac{\gamma_s + S_r e \gamma_w}{1 + e} \quad (2.2)$$

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples foram reconstituídos em diferentes compacidades, em uma condição menos densa e outra mais densa, uma vez que houve dificuldades operacionais em se obter amostras indeformadas.

As amostras granulares (AMP) foram constituídas a partir da mistura de rejeitos com fração granular retirados da profundidade entre 10 e 12 metros de profundidade. Já as amostras finas (AMF) foram constituídas por meio da mistura de rejeitos finos retirados entre 15 e 17 metros de profundidade.

Os corpos de prova foram moldados em camadas conforme as normas de referência. Na Tabela 2.2 são apresentadas as condições de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios e a denominação dada a cada um.

Tabela 2.2 – Condição de moldagem dos corpos de prova.

Corpos de Prova	Tipo de Ensaio	Condição de Moldagem
AMP-TX01 / AMP-DSS01	Drenado	Corpo de prova com amostras de rejeito com fração pedregulhosa moldado na condição compacta.
	Não Drenado	
AMP-TX02 / AMP-DSS02	Drenado	Corpo de prova com amostras de rejeito com fração pedregulhosa moldado na condição fofa.
	Não Drenado	
AMF-TX01 / AMF-DSS01	Drenado	Corpo de prova com amostras de rejeito com fração fina moldado na condição compacta.
	Não Drenado	
AMF-TX02 / AMF-DSS02	Drenado	Corpo de prova com amostras de rejeito com fração fina moldado na condição fofa.
	Não Drenado	

Nota: os termos “compacto” e “fofo” foram utilizados somente para denominar a diferença do estado de compacidade entre os corpos de prova.

Cabe ressaltar que este método moldagem cria corpos de prova completamente remoldados, cancelando a influência das estruturas *in situ*, e, eventualmente, na resistência não drenada. A resistência no estado natural é superior à resistência após o remoldamento (PINTO, 2006).

Os ensaios de compressão triaxial do tipo CIU (*Consolidated Isotropic Undrained*) e CID (*Consolidated Isotropic Drained*) foram realizados em concordância com os procedimentos apresentados nas normas ASTM D4767 (2020) e ASTM D7181 (2020), respectivamente, e sob diferentes tensões de confinamento, sendo consideradas as tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, realizados a uma velocidade de cisalhamento de 0,0147 mm/min, com saturação por contrapressão e obtenção de parâmetro B mínimo de Skempton de 0,95.

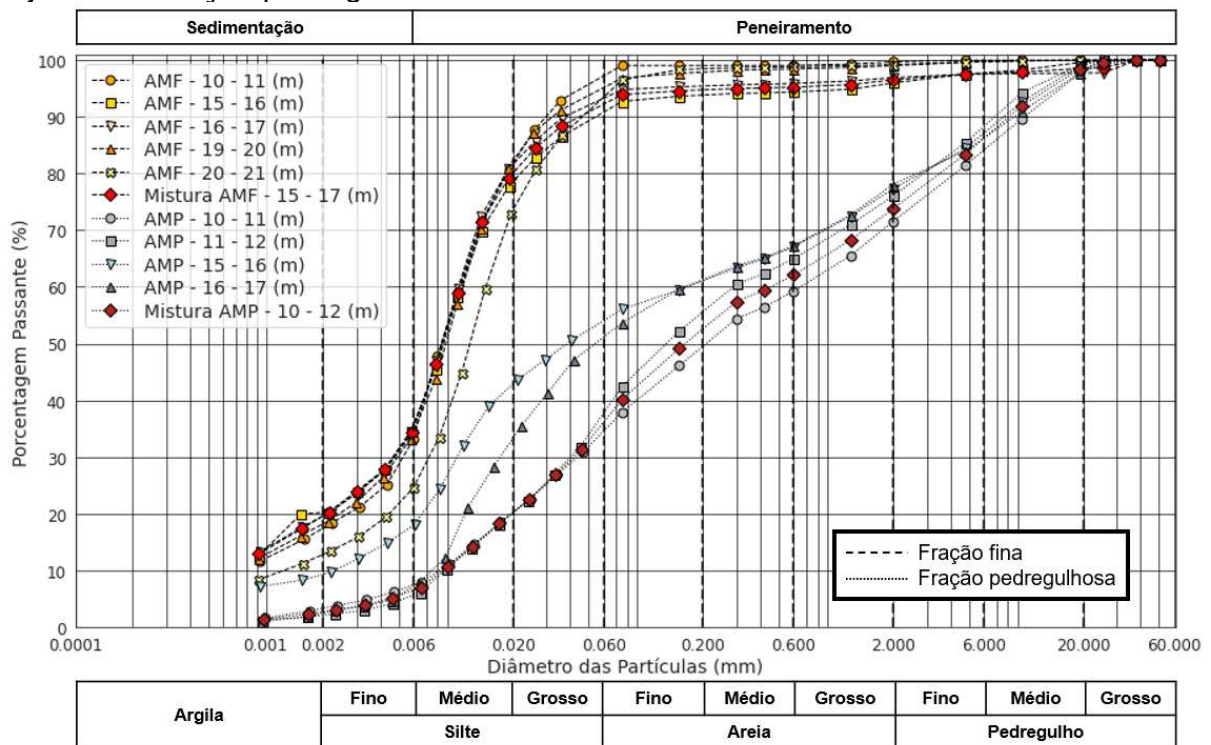
O ensaio de cisalhamento direto simples foi realizado conforme a norma ASTM D6528 (2017) sob as tensões verticais iniciais de 50, 100, 200 e 400 kPa. Consistiu em dois estágios: a fase de adensamento inicial e a etapa de cisalhamento. Esta última pode ser realizada de forma drenada ou não drenada, isto é, sem variação de volume. Segundo Ladd e Edgers (1972) os ensaios consolidados não-drenados são realizados para determinar a variação na resistência não drenada em função da tensão vertical de adensamento, ou seja, a razão S_u/σ'_{vc} . Os ensaios de cisalhamento direto simples foram conduzidos nas amostras reconstituídas por amostras granulares (AMP) e finas (AMF) na condição compacta e fofa, respectivamente.

2.3 Resultados e discussões

2.3.1 Propriedades índice

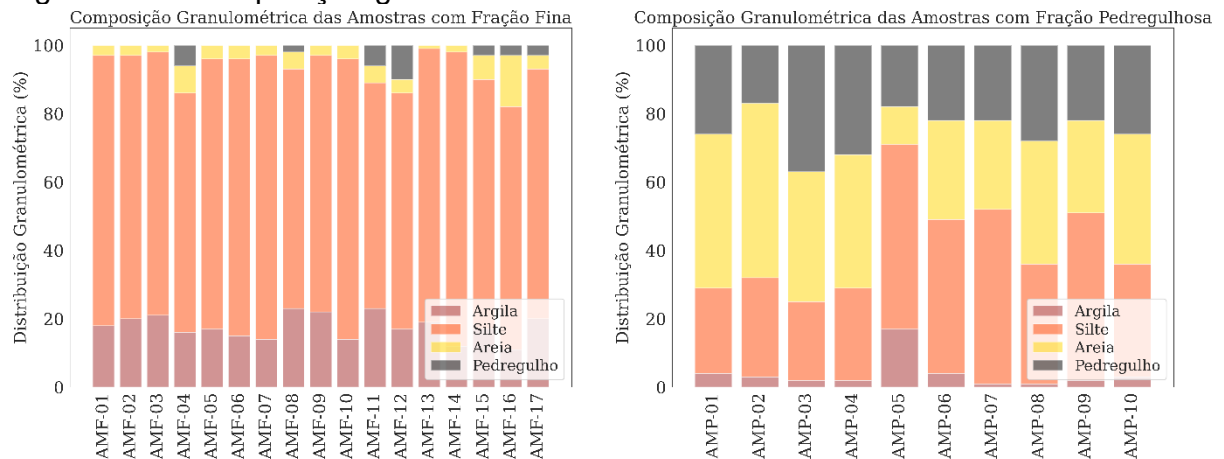
As curvas granulométricas do rejeito com fração pedregulhosa e fina são apresentadas na Figura 2.1, em que as linhas tracejadas com marcações preenchidas representam as curvas granulométricas das amostras de rejeito fino e as linhas pontilhadas com marcações vazias apresentam as curvas granulométricas das amostras de rejeito com fração pedregulhosa. Os marcadores com as cores em vermelho e vermelho escuro indicam as misturas da fração fina e pedregulhosa, respectivamente.

Figura 2.1 – Curvas granulométricas divididas por profundidade para as amostras de rejeito com fração pedregulhosa e fina.



Na Figura 2.2 é apresentada a composição granulométrica individual das amostras ensaiadas.

Figura 2.2 – Composição granulométrica das amostras.



O rejeito fino apresentou um percentual médio de 17% de argila, 76% de silte, totalizando 93% de finos passantes na peneira nº 200, 5% de areia e 2% de pedregulhos, enquanto o rejeito com fração pedregulhosa apresentou um percentual médio de 4% de argila, 37% de silte, totalizando 41% de finos passantes na peneira nº 200, 34% de areia e 25% de pedregulhos.

A mistura das amostras com fração fina (AMF-17) apresentou um percentual médio de 20% de argila, 73% de silte, 4% de areia e 3% de pedregulho. Por outro lado, a mistura das amostras com fração pedregulhosa (AMP-10) indicou um percentual de 3% de argila, 33% de silte, 38% de areia e 26% de pedregulho.

A composição granulométrica das amostras de rejeitos finos se enquadra entre os rejeitos ditos como finos e as lamas do Quadrilátero Ferrífero, conforme os limites apresentados no trabalho de Carneiro (2021). Além disso, de acordo com Robertson, Melo, *et al.* (2019), rejeitos com 50% ou mais de finos tendem a apresentar comportamento não drenado sob condições saturadas.

O resumo das propriedades índices obtidos nos ensaios de laboratório estão apresentados na Tabela 2.3, referente ao rejeito fino, e Tabela 2.4, referente ao rejeito com fração pedregulhosa.

Tabela 2.3 – Resumo das propriedades índice do rejeito com fração fina.

Propriedades	Profundidade de Coleta - AMF					Mistura ³
	10 - 11 (m)	15 - 16 (m)	16 - 17 (m)	19 - 20 (m)	20 - 21 (m)	
G _s	4,231	4,230	4,254	4,291	4,376	4,243
e	1,97	1,66	1,67	1,50	1,64	1,66
γ (kN/m ³)	20,49	21,92	21,92	22,77	22,45	21,92
w _{nat} (%)	46,51	39,20	39,24	34,84	37,49	39,22
LL (%)	33	34	34	31	28	34
LP (%)	23	21	22	21	20	22
IP (%)	10	13	12	10	8	12
D ₁₀ (mm)	-	-	-	0,001	0,002	-
D ₃₀ (mm)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,008	0,005
D ₅₀ (mm)	0,008	0,009	0,009	0,009	0,013	0,010
D ₆₀ (mm)	0,011	0,012	0,011	0,012	0,016	0,014
CU ¹	-	-	-	12,00	8,00	-
CC ²	-	-	-	2,08	2,00	-

Notas:

1 – O coeficiente de não uniformidade é dado por $CU = D_{60}/D_{10}$;2 – O coeficiente de curvatura é dado por $CC = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$; e

3 – A mistura de amostra fina é referente às profundidades de coleta entre 15 e 17 m.

Tabela 2.4 – Resumo das propriedades índice do rejeito com fração pedregulhosa.

Propriedades	Profundidade de Coleta - AMP				Mistura ³
	10 - 11 (m)	11 - 12 (m)	15 - 16 (m)	16 - 17 (m)	
G _s	4,023	4,226	4,308	4,348	4,125
e	0,76	0,85	0,81	1,13	0,80
γ (kN/m ³)	26,66	27,40	28,21	25,25	27,03
w _{nat} (%)	18,80	19,97	18,71	25,93	19,39
LL (%)	N/L	N/L	N/L	N/L	N/L
LP (%)	N/P	N/P	N/P	N/P	N/P
IP (%)	N/P	N/P	N/P	N/P	N/P
D ₁₀ (mm)	0,009	0,010	0,013	0,008	0,009
D ₃₀ (mm)	0,062	0,049	0,024	0,017	0,042
D ₅₀ (mm)	0,348	0,253	0,139	0,057	0,165
D ₆₀ (mm)	0,749	0,502	0,421	0,164	0,460
CU ¹	83,22	50,20	32,38	20,50	51,11
CC ²	0,57	0,48	0,11	0,22	0,43

Notas:

1 – O coeficiente de não uniformidade é dado por $CU = D_{60}/D_{10}$;2 – O coeficiente de curvatura é dado por $CC = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$; e

3 – A mistura de amostra pedregulhosa é referente às profundidades de coleta entre 10 e 12 m.

As curvas granulométricas para o rejeito fino apresentaram-se verticalizadas seguidas por longos trechos horizontalizados, fazendo com que o material seja relativamente mal graduado (Li, Coop, Senetakis, & Schnaid, 2018). O mesmo não ocorre para o rejeito com fração pedregulhosa, em que apresenta uma curva mais abatida e com valor médio de C_u maior que 6 (FERNANDES, 2016), considerado, portanto, um material bem graduado.

Os limites de Atterberg das amostras de rejeito fino indicaram um material predominante do tipo argila de baixa compressibilidade (CL), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, conforme apresentado pela ASTM D2487 (2020) e apresentou baixa plasticidade, com valores médios de LP igual a 21% e LL de 32%, com IP médio de 11%. O mesmo não ocorreu para o rejeito com fração pedregulhosa, que não apresentou plasticidade.

De modo geral, os subprodutos gerados pelo beneficiamento de minério não apresentam quantidades significativas de argilominerais e, conseqüentemente, apresentam baixa plasticidade. Em contrapartida, rejeitos de minério de ferro com alta plasticidade são incomuns e estão associada a rochas de matriz argilosa (VICK, 1990).

Os rejeitos do Quadrilátero Ferrífero se apresentam, majoritariamente, como não plásticos, mas materiais apurados por Carneiro (2021) indicam que as lamas podem apresentar plasticidade e que rejeitos do Quadrilátero podem apresentar alta plasticidade, conforme apurado por Ferreira (2018) e Miranda (2018).

O teor de umidade das amostras de fração fina caracterizadas apresentou-se acima do Limite de Liquidez. A densidade dos sólidos retornou um valor médio de G_s igual a 4,276 e o peso específico natural um valor médio de 21,91 kN/m³, valores maiores dos que os encontrados para solos convencionais. Os valores indicam que as amostras de rejeito podem possuir alta concentração de minerais ferrosos. Para a barragem de Fundão, por exemplo, foi encontrado um G_s de 4,673. Além disso, o rejeito da estrutura era composto majoritariamente por hematita, perfazendo um valor médio de 72%, conforme apresentado por Robertson, Melo, *et al.* (2019).

2.3.2 Parâmetros de resistência

2.3.2.1 Ensaios de compressão triaxial

Na Figura 2.3 e Figura 2.4 são apresentados os gráficos tensão-deformação obtidos para diferentes tensões de adensamento para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF), respectivamente, agrupados pelos ensaios CIU e CID e pela compactidade.

Figura 2.3 – Gráfico tensão-deformação para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.

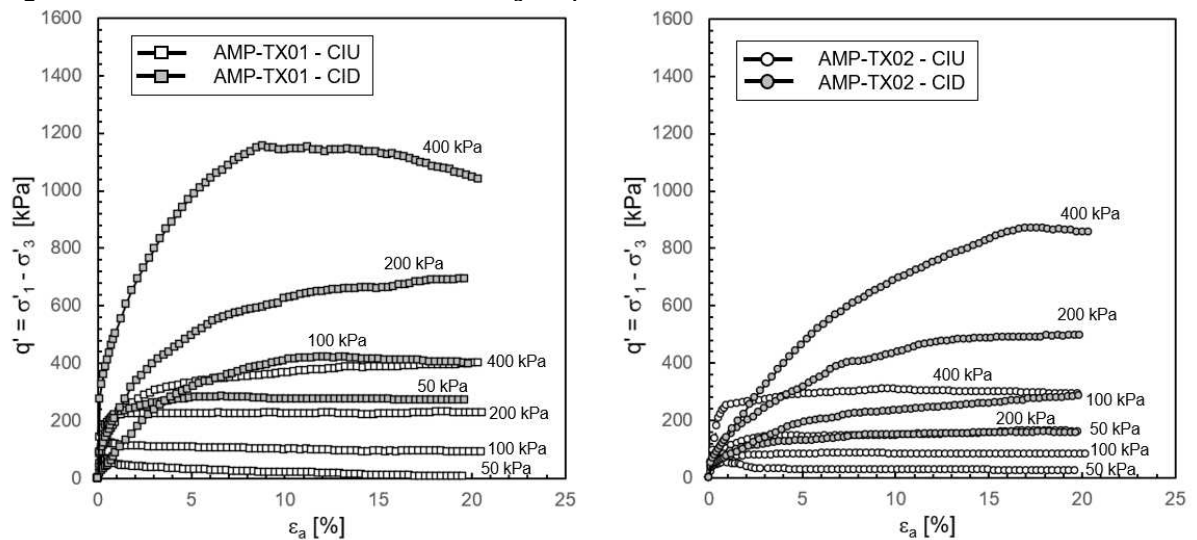
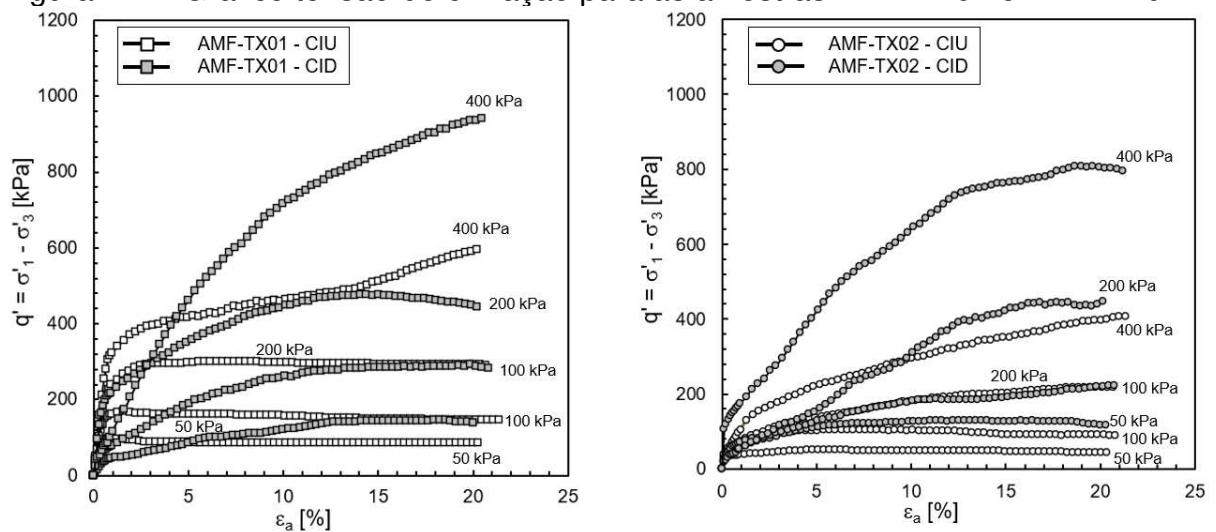


Figura 2.4 – Gráfico tensão-deformação para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02.



As amostras ensaiadas apresentaram, de forma geral, comportamento contrátil associado a endurecimento, típico de solo normalmente adensado ou ligeiramente

sobreadensado, sendo verificado um maior ganho de resistência para os ensaios realizados na condição drenada e sob tensões confinantes maiores.

Ressalta-se que as amostras contraem tanto na condição fofa quanto na condição compacta, contrariamente ao esperado, conforme apresentado na Figura 2.5 e Figura 2.6. No entanto, ressalta-se que no estado fofo o material contrai em maior proporção comparado ao estado compacto. Em teoria, é esperado um comportamento dilatante na condição compacta, sendo este o estado mais denso. Neste caso, é possível que o corpo de prova tenha sido moldado em uma condição que não tenha atingido o seu índice de vazios mínimo.

Cabe destacar que o comportamento contrátil, associado com o desenvolvimento de poropressões positivas, faz com que a resistência das amostras ensaiadas na condição drenada seja maior que na condição não drenada, indicado nos gráficos tensão-deformação.

Em termos gerais, Schnaid (2021) argumenta que os rejeitos submetidos a uma condição de carregamento drenado apresentam um comportamento de endurecimento, o que mobiliza todo o ângulo de atrito durante o cisalhamento na falha. Em condições de carregamento não drenado, os rejeitos apresentam um comportamento de amolecimento e o valor da resistência de pico mobilizada é muito menor que o valor de pico na condição drenada.

As resistências de pico na condição drenada seguem o padrão esperado com relação à compacidade: as amostras mais densas apresentam maior resistência ao cisalhamento e menor deformação volumétrica à ruptura, como indicado nos gráficos apresentados na Figura 2.5 e Figura 2.6.

Figura 2.5 – Deformações volumétricas para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.

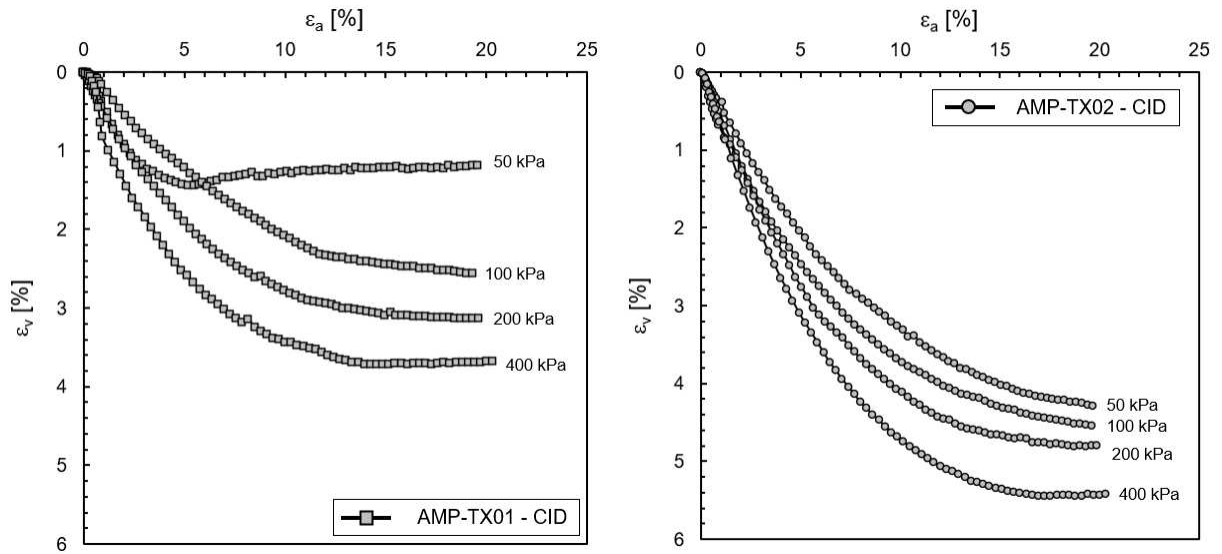
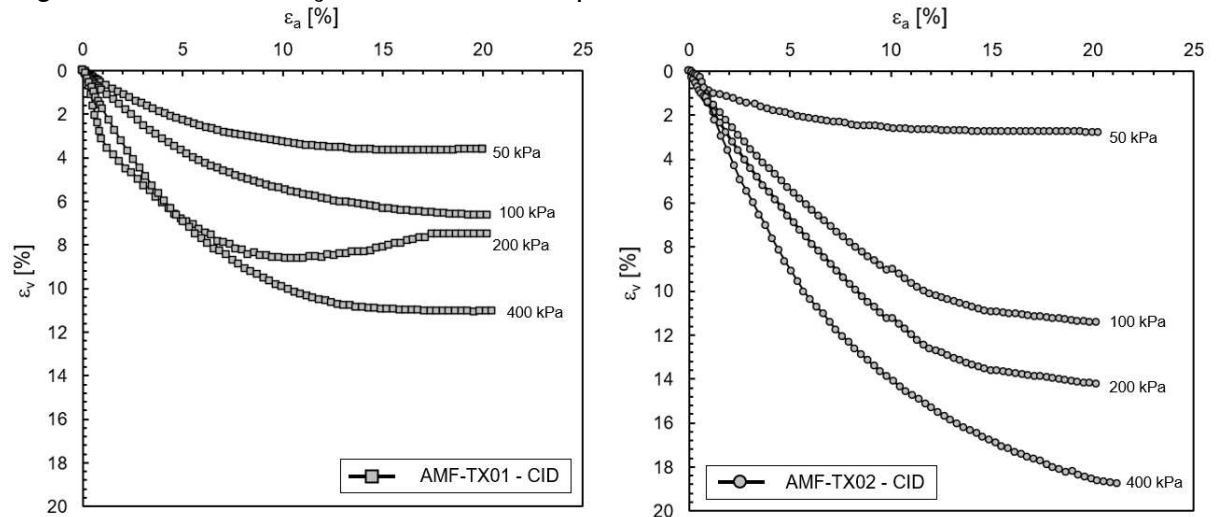


Figura 2.6 – Deformações volumétricas para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02.



Ao se avaliar o desenvolvimento da poropressão, cujos gráficos estão representados pela Figura 2.7 e Figura 2.8, foi verificado que em todos os casos observou-se geração de excesso de poropressão positiva.

Figura 2.7 – Excesso de poropressão para as amostras AMP-TX01 e AMP-TX02.

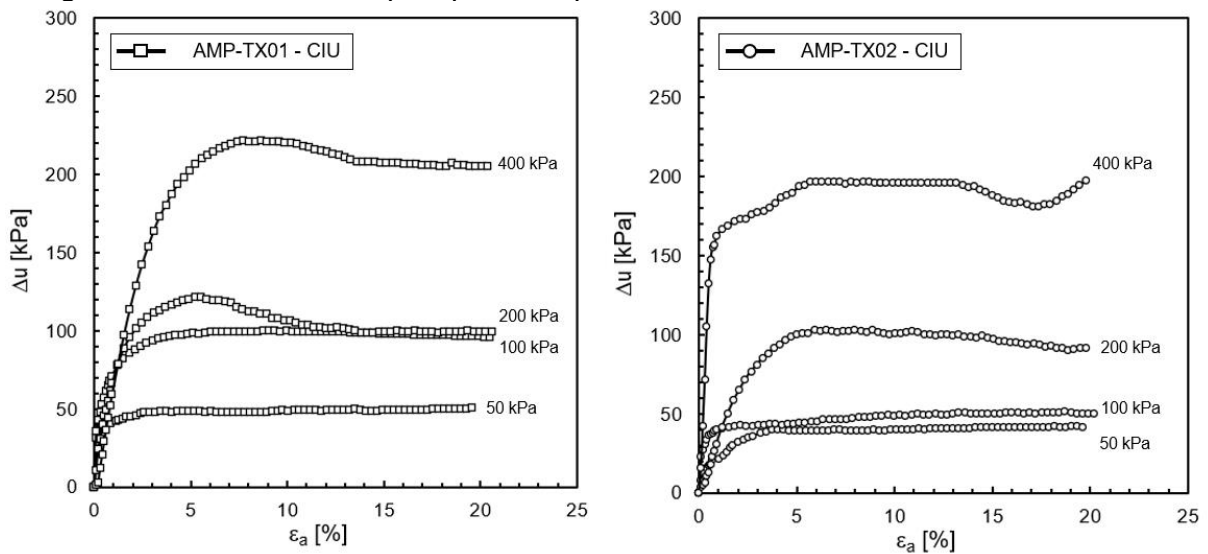
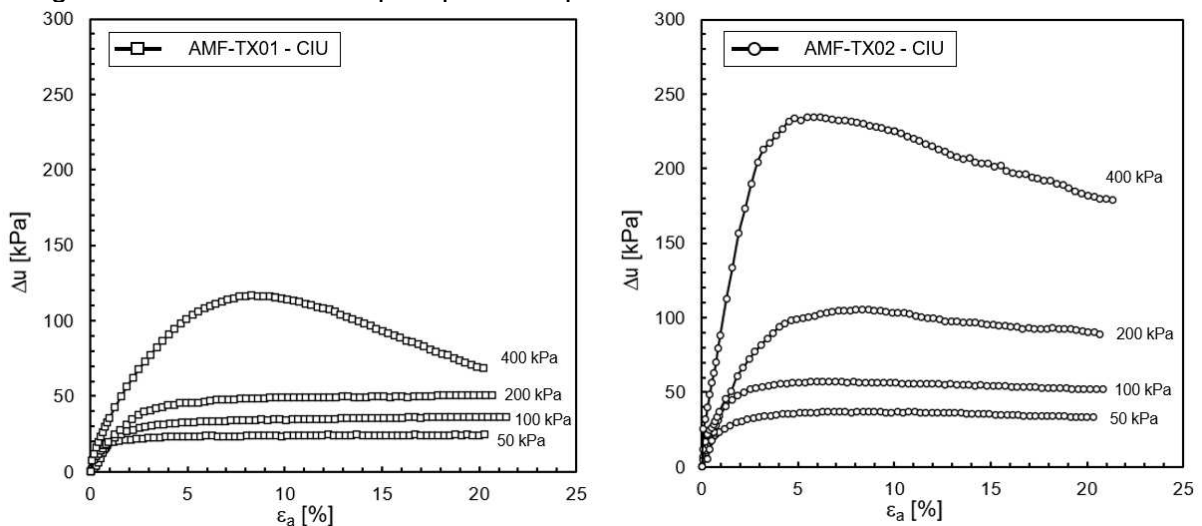


Figura 2.8 – Excesso de poropressão para as amostras AMF-TX01 e AMF-TX02.



Os valores do parâmetro de Skempton A, medidos no instante da ruptura da amostra (pico), são apresentados na Tabela 2.5 para as amostras ensaiadas na condição não drenada, variando de 0,15 a 0,71. Para as amostras com fração pedregulhosa (AMP), o valor médio do parâmetro A de Skempton foi de 0,49 na condição mais compacta e 0,54 na condição mais fofa. Já as amostras com fração fina (AMF) apresentaram valor médio de 0,15 na condição compacta e 0,53 na condição fofa, apresentando uma maior dispersão. Os valores obtidos para as amostras variam entre comportamentos típicos de areias argilosas compactadas ou de argilas ligeiramente sobreadensadas (KEMPFERT & GEBRESELASSIE, 2006). Ressalta-se que os resultados do parâmetro A de Skempton podem ter sido condicionados pela reconstituição das amostras.

Tabela 2.5 – Coordenadas na ruptura dos ensaios de compressão triaxial CIU.

Amostra	$\sigma_{\text{adens.}}$ (kPa)	q_f (kPa)	p'_f (kPa)	Δu (kPa)	A_f	S_u/σ'_{v0}
AMP-TX01	50	69,20	35,97	37,10	0,54	0,36
	100	125,00	84,67	57,00	0,46	0,37
	200	232,90	178,23	99,40	0,43	0,37
	400	402,85	329,28	205,00	0,51	0,36
AMP-TX02	50	50,60	46,27	20,60	0,41	0,38
	100	86,00	81,97	46,70	0,54	0,36
	200	164,80	161,03	93,90	0,57	0,36
	400	308,60	306,73	196,20	0,64	0,35
AMF-TX01	50	96,80	64,63	17,64	0,18	0,42
	100	168,48	131,56	24,60	0,15	0,43
	200	301,60	253,00	47,53	0,16	0,42
	400	596,00	530,27	68,40	0,11	0,44
AMF-TX02	50	50,90	30,97	36,00	0,71	0,34
	100	105,50	78,37	56,80	0,54	0,36
	200	218,90	182,37	90,60	0,41	0,37
	400	408,00	356,00	180,00	0,44	0,37

A razão de resistência não drenada pode ser obtida a partir da Equação (2.3), definida conforme Fernandes (2016).

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sin \varphi' (K_0 + A_f - K_0 A_f)}{1 - \sin \varphi' + 2A_f \sin \varphi'} \quad (2.3)$$

Na Equação (2.3), S_u representa a resistência não drenada, A_f o parâmetro de pressões neutras de Skempton na ruptura para carregamento por meio de tensões desviatórias, φ' o ângulo de atrito efetivo e σ'_{v0} a tensão efetiva vertical de repouso. O coeficiente de empuxo é dado por $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$ (JAKY, 1944). Os resultados da razão de resistência não drenada foram obtidos a partir dos parâmetros de resistência individuais dos corpos de prova.

Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb e as trajetórias de tensões das amostras granular (AMP) e fina (AMF) são apresentados na Figura 2.9 e Figura 2.10, respectivamente. Os pontos interpretados na ruptura para os ensaios realizados na condição CID estão apresentados Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Coordenadas na ruptura dos ensaios de compressão triaxial CID.

Amostra	$\sigma_{\text{adens.}}$ (kPa)	q_f (kPa)	p'_f (kPa)
AMP-TX01	50	285,50	144,77
	100	423,50	240,77
	200	693,80	431,47
	400	1155,70	785,73
AMP-TX02	50	160,76	103,69
	100	285,80	195,67
	200	497,42	365,81
	400	871,65	689,55
AMF-TX01	50	146,70	99,20
	100	292,10	196,47
	200	478,00	358,83
	400	940,60	713,13
AMF-TX02	50	129,20	93,37
	100	223,90	174,63
	200	446,65	349,38
	400	808,01	668,74

Para a amostra de rejeito com fração granular (AMP), os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo foram na ordem de 1 kPa e 34° (Figura 2.9), respectivamente, enquanto para a amostra com fração fina (AMF) a coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo obtidos foram de 6 kPa e 30° (Figura 2.10), respectivamente. De modo geral, os resultados da trajetória apresentada pela linha vermelha apresentaram boa concordância entre si, obtendo-se um coeficiente de determinação (R^2) de 0,96 e 0,99 para a amostra granular e fina, respectivamente.

Figura 2.9 – Trajetória de tensões para as amostras com fração granular.

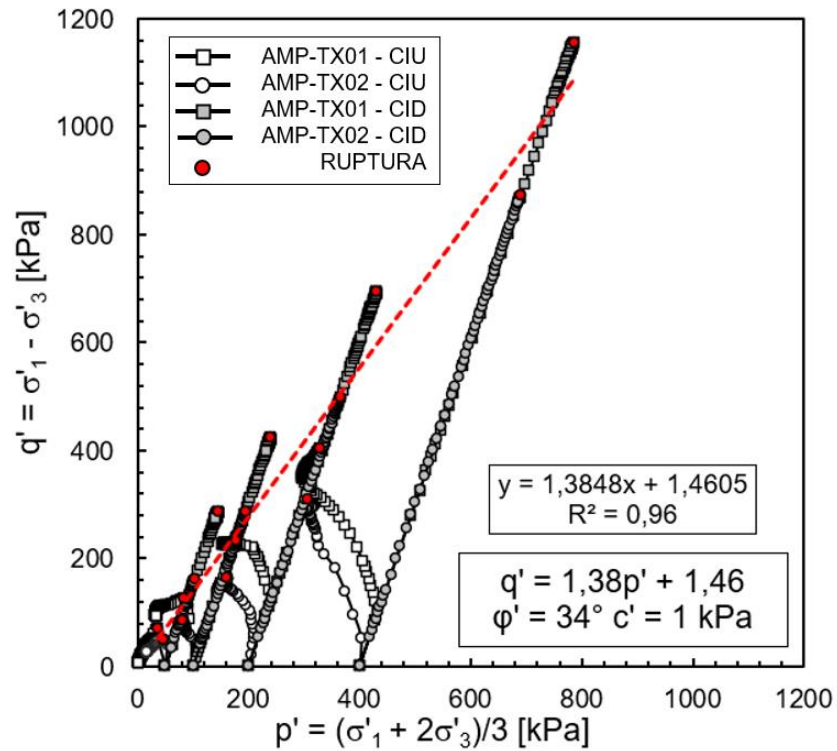
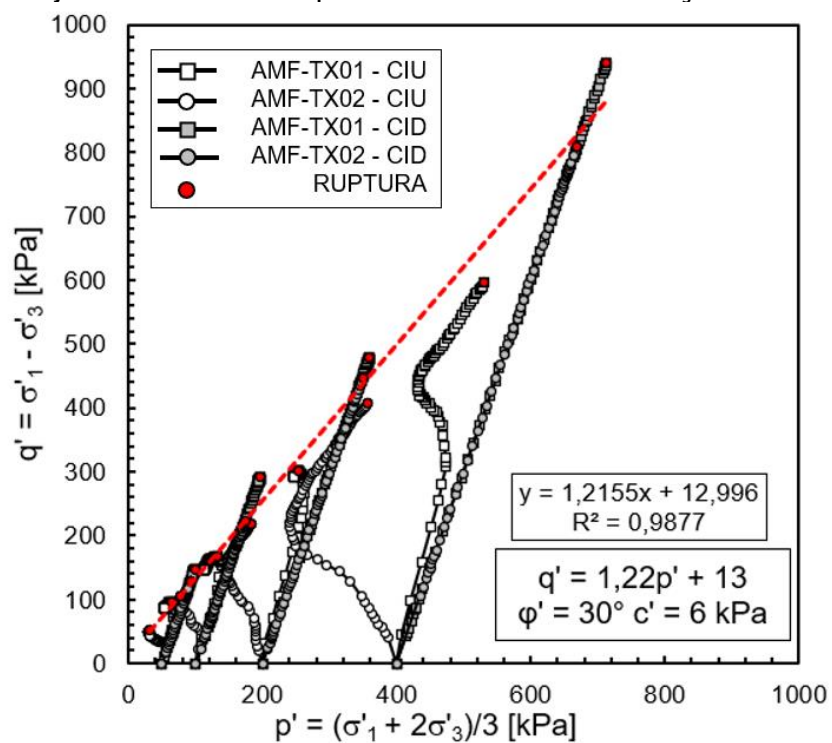


Figura 2.10 – Trajetória de tensões para as amostras com fração fina.



Ressalta-se que os parâmetros de resistência para rejeitos são, na maioria das vezes, definidos por meio do estado crítico e a parcela de coesão é desprezada em função da granulometria arenosa. A parcela de coesão efetiva encontrada nos ensaios

de compressão triaxial realizados para o presente trabalho pode indicar um possível efeito da reconstituição dos corpos de prova apresentando um estado ligeiramente sobreadensado.

O ângulo de atrito efetivo obtido nas amostras está dentro da faixa de resultados dos rejeitos típicos do Quadrilátero Ferrífero, que variam de 30° a 42° (Carneiro, 2021). Para os rejeitos finos da Barragem Feijão I, Robertson, Melo, *et al.* (2019) encontraram um ângulo de atrito de 33°.

A razão de resistência não drenada indicou que os resultados, de modo geral, não apresentam variação com a tensão de adensamento. A amostra com fração granular (AMP) apresentou valores aproximadamente constantes com uma média de 0,36 para a condição mais compacta e mais fofa. Já a amostra com fração fina (AMF), apresentou valores maiores de S_u/σ'_{v0} para a condição de amostragem mais compacta, com uma média de 0,43, e valores menores para a condição de amostragem mais fofa, com valores médios de 0,36. Cabe ressaltar que a razão de resistência não drenada é mais bem definida com ensaios de campo e o mesmo material será caracterizado conforme ensaios de campo apresentado posteriormente, neste trabalho.

2.3.2.2 Ensaios de cisalhamento direto simples (DSS)

As trajetórias de tensões no espaço σ'_v e τ obtidas para os ensaios de cisalhamento direto simples realizados nas amostras reconstituídas na condição compacta e fofa são apresentados na Figura 2.11 e Figura 2.12 e os respectivos pontos na ruptura são apresentados na Tabela 2.7.

Figura 2.11 – Trajetória média de tensões para as amostras com fração granular.

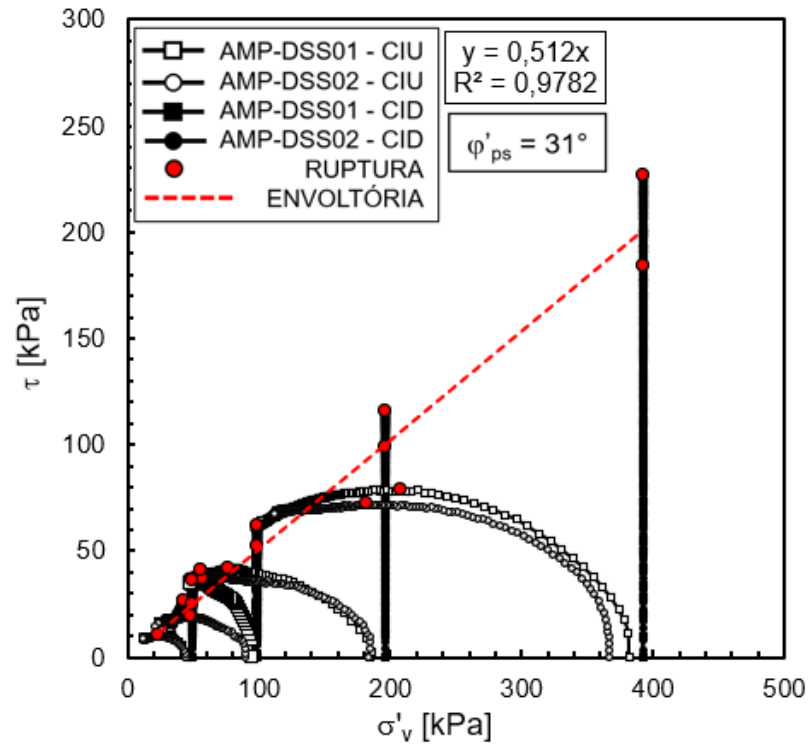


Figura 2.12 – Trajetória média de tensões para as amostras com fração fina.

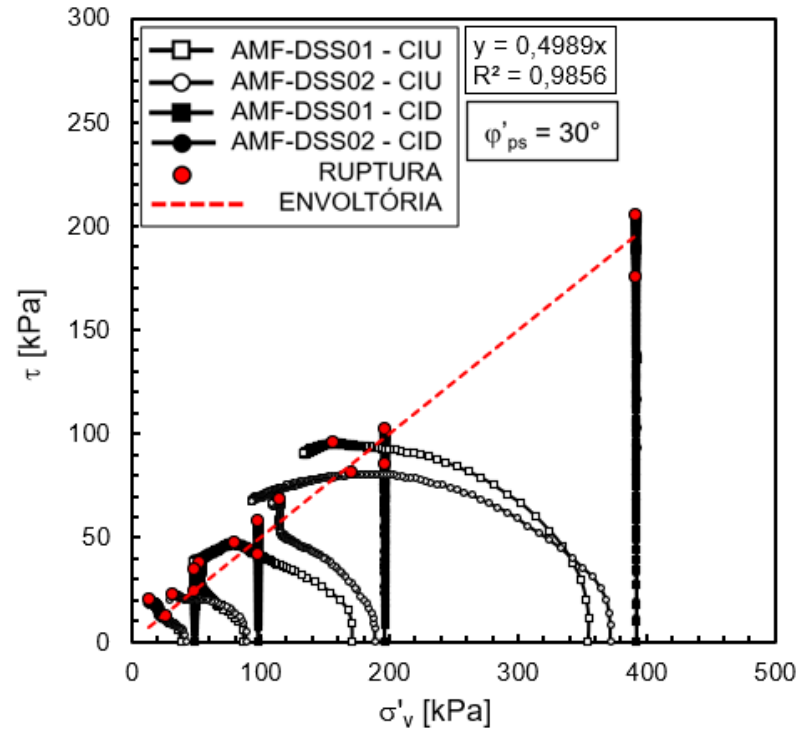


Tabela 2.7 – Valores na ruptura para os ensaios de cisalhamento direto simples.

Amostra	τ_f (kPa) ¹	σ'_{vf} (kPa) ²	σ'_{vc} (kPa) ³	τ_f/σ'_{vc} ⁴	Δu_f (kPa) ⁵
AMP-DSS01 - CIU	26,79	42,45	45,65	0,59	3,19
	37,18	56,56	95,21	0,39	38,65
	41,95	76,49	184,55	0,23	108,06
	78,65	207,20	381,58	0,21	174,39
AMP-DSS02 - CIU	10,39	23,40	43,47	0,24	20,07
	19,08	47,13	89,76	0,21	42,63
	40,97	56,22	183,15	0,22	126,94
	72,08	181,69	366,37	0,20	184,68
AMP-DSS01 - CID	35,89	49,00	48,97	0,79	-
	62,24	98,15	98,04	0,63	-
	116,11	196,02	196,08	0,59	-
	226,52	392,20	392,30	0,58	-
AMP-DSS02 - CID	25,12	48,99	48,97	0,51	-
	52,37	97,88	97,91	0,53	-
	98,93	196,00	196,03	0,50	-
	183,87	392,22	392,34	0,47	-
AMF-DSS01 - CIU	20,00	13,26	37,65	0,53	24,39
	37,50	53,13	86,80	0,43	33,67
	47,53	80,37	170,81	0,28	90,44
	96,07	156,58	354,53	0,27	197,96
AMF-DSS02 - CIU	12,43	26,35	41,58	0,30	15,23
	22,77	32,29	88,72	0,26	56,43
	68,32	115,10	188,58	0,36	73,48
	80,91	170,33	371,65	0,22	201,32
AMF-DSS01 - CID	34,93	49,11	48,93	0,71	-
	58,02	98,08	98,12	0,59	-
	102,24	196,30	196,19	0,52	-
	205,52	392,15	392,17	0,52	-
AMF-DSS02 - CID	23,82	48,99	48,97	0,49	-
	41,84	98,00	97,95	0,43	-
	85,39	196,37	196,01	0,44	-
	175,68	392,35	392,28	0,45	-

Notas:

1 – τ_f : tensão de cisalhamento na ruptura;

- 2 – σ'_{vf} : tensão efetiva vertical na ruptura;
- 3 – σ'_{vc} : tensão efetiva vertical de adensamento;
- 4 – τ_f/σ'_{vc} : razão entre a tensão de cisalhamento na ruptura a tensão vertical de adensamento; e
- 5 – Δu_f : excesso de poropressão na ruptura.

Ao se examinar os resultados dos ensaios pôde-se observar duas características importantes. A primeira é a diminuição substancial da tensão normal efetiva em função do acréscimo de poropressão gerado, fazendo com que as trajetórias se dobrem para a esquerda. A segunda é que a máxima tensão cisalhante (resistência de pico) não coincide com o ponto da máxima razão τ_f/σ'_{vc} , que, de modo geral, ocorreu em uma fase sucessiva, na deformação final do ensaio.

Desconsiderando-se os ensaios com trajetórias atípicas, a envoltória de ruptura se atesta por volta de 31° para as amostras granulares (AMP) e 30° para as amostras finas (AMF), valores fornecidos para o ângulo de atrito efetivo no estado plano de deformações (*plane strain* – ps). O coeficiente de determinação (R^2) obtido para as amostras granulares (AMP) foi de 0,98 e para as amostras finas (AMF) foi de 0,99, indicando um bom ajuste da envoltória de ruptura.

De acordo com Fernandes (2016), a resistência dos solos no estado plano de deformação é mais elevada do que num estado axissimétrico. Além disso, Atkinson *et al.* (1991), Mayne (1985) e Budhu (1984) mostraram que o DSS, tradicionalmente, tende a gerar um ângulo de atrito interno menor do que o encontrado na envoltória de resistência ao cisalhamento resultante dos ensaios triaxiais, chegando a algo em torno de 5°.

Para um ângulo de atrito efetivo em estado plano de deformação, φ'_{ps} , Wroth (1984) propôs a relação com o ângulo de atrito em estado axissimétrico, φ' , dada pela Equação (2.4).

$$\varphi'_{ps} = \frac{9}{8} \varphi' \quad (2.4)$$

Com isso, aplicando-se os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto simples, chega-se a valores de ângulo de atrito efetivo no estado axissimétrico de 28° para as amostras granulares (AMP) e 27° para as amostras finas (AMF), apontando valores inferiores aos apresentados pelos ensaios de compressão triaxial.

De acordo com Wroth (1984), idealizando a trajetória de tensões do ensaio de cisalhamento direto simples por meio de uma elipse, o valor da máxima tensão

cisalhante normalizada pela tensão vertical efetiva no final do adensamento é dado pela seguinte expressão apresentada pela Equação (2.5).

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vc}} = \frac{1 - \sin \varphi_{ps}}{1 + \sin \varphi_{ps}} \tan \varphi_{ps} \quad (2.5)$$

Em que φ'_{ps} representa o ângulo de atrito efetivo no estado plano de deformação, σ'_{vc} a tensão efetiva vertical de adensamento na câmara de ensaio e τ_{max} a resistência ao cisalhamento máxima.

A tensão de cisalhamento máxima normalizada, para um ângulo de atrito efetivo no estado plano de deformação de 30° , o valor de τ_{max}/σ'_{vc} obtido é de 0,19, próximo aos resultados obtidos para os ensaios realizados na condição não drenada, que, em média, foi de 0,24.

2.3.3 Parâmetros de deformabilidade

Para avaliar as relações tensão-deformação do rejeito os dados foram analisados com base nas relações hiperbólicas tensão-deformação desenvolvida por Duncan e Chang, (1970). Os parâmetros de deformabilidade serão definidos avaliando-se os ensaios triaxiais drenados e os ensaios de cisalhamento direto simples drenados conforme os procedimentos apresentados por Duncan, Byrne, *et al.* (1980).

De acordo com Stark e Joseph (1991), o modelo hiperbólico aproxima a curva tensão-deformação não linear dos solos por meio de uma hipérbole, representada pela expressão matemática transformada da hipérbole dada pela Equação (2.6), em que a e b são constantes, $1/a$ representa o módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) e $1/b$ representa a tensão desviadora final. Os parâmetros são obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial.

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \quad (2.6)$$

A tensão de confinamento (σ'_3) varia de forma diretamente proporcional com o módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) e a tensão desviadora última. A variação de E_i com σ'_3 é representada pela Equação (2.7), proposta por Janbu (1963), em que

p_a representa a pressão atmosférica, K é a constante do módulo de elasticidade e n o expoente do módulo de elasticidade. A variação de E_i com σ'_3 é linear quando o logaritmo dos termos E_i/p_a e σ'_3/p_a são plotados um em relação ao outro. O valor de K é igual ao termo E_i/p_a quando σ'_3/p_a é igual a unidade e n é a inclinação da reta obtida. O valor da pressão atmosférica considerado para os estudos desta seção foi de 101,325 kPa.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad (2.7)$$

O modelo hiperbólico tensão-deformação leva em conta o comportamento de mudança de volume não linear dos solos, assumindo que o módulo volumétrico é independente do nível de tensão (σ'_3/p_a) e que varia com a pressão confinante. A variação do módulo volumétrico (B) com a pressão de confinamento é dada pela Equação (2.8). A variação de B é linear quando o logaritmo dos termos B/p_a e σ'_3/p_a são plotados um em relação ao outro. O valor de K_b é igual ao termo B/p_a quando σ'_3/p_a é igual a unidade e m é a inclinação da reta obtida.

$$B = K_b p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^m \quad (2.8)$$

A tensão desviadora na ruptura $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ é apresentada pela Equação (2.9), em que c' é o intercepto coesivo efetivo e φ' representa o ângulo de atrito efetivo, e sua relação com a tensão desviadora última $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult}$ é dada por R_f , representado pela Equação (2.10). De acordo com Duncan, Byrne, *et al.* (1980), R_f é sempre menor que a unidade e varia de 0,5 a 0,9 para a maioria dos solos. Para a Equação (2.10) foi considerado os parâmetros de resistência individuais de cada amostra.

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f = \frac{2c' \cos \varphi' + 2\sigma'_3 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (2.9)$$

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f = R_f (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult} \quad (2.10)$$

Ao diferenciar a Equação (2.6) em relação à deformação axial e fazendo a substituição com as equações (2.8), (2.9) e (2.10), chega-se à Equação (2.11), que

calcula o módulo de elasticidade tangente para qualquer estado de tensão se os parâmetros K , n , c' , φ' e R_f são conhecidos.

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi')(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2c' \cos \varphi' + 2\sigma'_3 \sin \varphi'} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad (2.11)$$

O coeficiente de Poisson (ν) foi definido de acordo com a relação apresentada pela Equação (2.12). A razão G'/K' é definida pela inclinação do gráfico de deformação triaxial (ε_q) por deformação volumétrica (ε_v), em que a deformação triaxial é definida pela Equação (2.13) (WOOD, 1991).

$$\frac{G'}{K'} = \frac{3(1 - 2\nu')}{2(1 + \nu')} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_q = \varepsilon_a + \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (2.13)$$

A Tabela 2.8 apresenta o resumo dos parâmetros de deformabilidade obtidos e na Figura 2.13 e Figura 2.14 são apresentados os gráficos obtidos para a determinação dos parâmetros K e n e K_b e m , respectivamente.

Tabela 2.8 – Coeficientes adimensionais obtidos a partir do ajuste das curvas de deformabilidade dos rejeitos.

Parâmetros	AMP-TX01	AMP-TX02	AMF-TX01	AMF-TX02
K	101,59	91,67	72,63	72,12
n	1,24	0,38	1,29	0,38
R_f	0,69	0,74	0,72	0,76
K_b	83,95	25,13	15,78	7,05
m	0,32	0,55	0,25	0,55
ν	0,32	0,29	0,20	0,16

Figura 2.13 – Parâmetros de rigidez hiperbólica dos ensaios triaxiais CID.

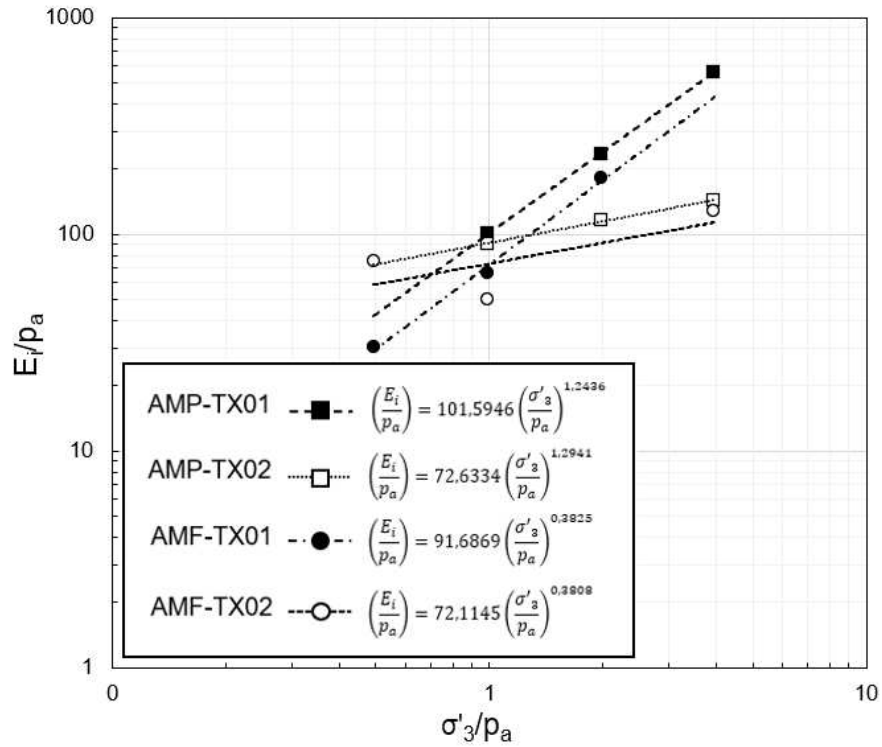
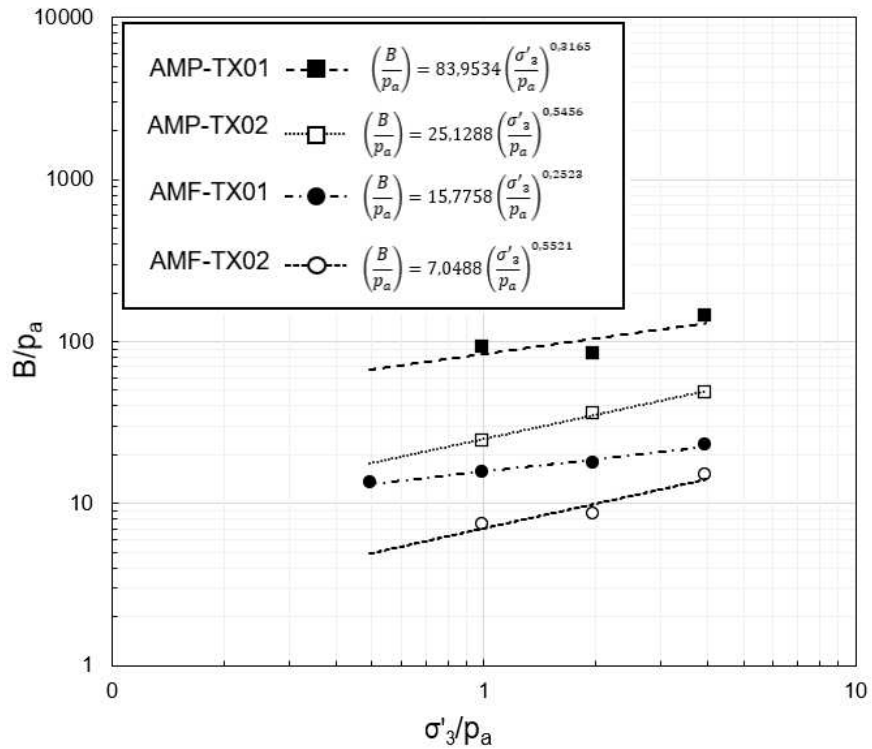


Figura 2.14 – Parâmetros de módulo volumétrico dos ensaios triaxiais CID.



Os fatores mais importantes que influenciam nas propriedades tensão-deformação dos solos sob condições drenadas são a densidade relativa, distribuição granulométrica, formato da partícula e tipo de mineral

(DUNCAN, BYRNE, WONG & MABRY, 1980). Um aumento da densidade dos solos resulta em um aumento da resistência (maiores valores de ϕ' no pico), da rigidez (maiores valores de K) e da tendência de dilatar durante o cisalhamento.

Conforme Duncan (2013) as curvas tensão deformação dos solos mostram uma relação direta entre a tensão de confinamento e a resistência do solo, ou seja, conforme a tensão de confinamento aumenta, a resistência do solo também aumenta. O mesmo comportamento é observado para o módulo de elasticidade tangente. Ainda segundo Duncan (2013), o módulo de elasticidade decresce com o aumento da deformação a uma taxa denominada módulo de degradação.

Ao se avaliar os resultados obtidos para K , verificou-se que, para as amostras granulares (AMP), foi obtido um valor de 101,59 e 91,67 para a condição compacta e fofa, respectivamente e, para as amostras finas (AMF), 72,63 e 72,12 para a condição compacta e fofa, respectivamente.

De modo geral os resultados obtidos para K indicaram que a diferença de compactidade não implica em diferenças significativas para as amostras AMF. Para as amostras AMP, embora tenha sido observado um valor de K maior para a condição mais compacta do que a condição fofa, a diferença ainda assim é pequena. Para K_b o mesmo comportamento não é observado, uma vez que as amostras AMP na condição mais compacta se mostrou significativamente maior que o seu par na condição fofa e do que as amostras finas (AMF).

Além disso, tanto para K quanto para K_b as amostras AMP apresentaram valores maiores do que as amostras AMF para as duas condições de amostragem (compacta e fofa), podendo ser um indicativo da influência da fração pedregulhosa.

Quanto ao expoente do módulo de elasticidade, os resultados indicaram uma semelhança entre as compactidades das amostras. Para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF) na condição compacta o resultado de n foi de 1,24 e 1,29, respectivamente, enquanto para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF) na condição fofa o resultado de n foi de 0,38 para ambas as situações. Os resultados indicam que a influência da tensão de confinamento no módulo de elasticidade é maior para condições mais densas do solo do que condições mais fofas.

O expoente do módulo volumétrico apresentou valores maiores para a condição de amostragem fofa para as duas amostras (AMP e AMF), indicando uma maior influência da tensão de confinamento no módulo volumétrico. Outro aspecto observado é que as amostras granulares (AMP) na condição compacta apresentaram

um valor maior que as amostras finas (AMF) na condição compacta, indicando que para rejeitos com fração granular a influência da tensão de confinamento no módulo volumétrico é levemente superior a rejeitos finos.

Os resultados obtidos para o coeficiente de Poisson para as amostras com fração fina foram maiores para a condição mais compacta e menor para a condição mais fofa, indicando que uma condição de maior densidade resulta em valores maiores de Coeficiente de Poisson. A influência da compactidade também foi observada para as amostras com fração granular, porém, os coeficientes obtidos foram maiores, indicando uma possível influência da fração granular na amostra. De modo geral, os resultados obtidos para o Coeficiente de Poisson estão dentro da faixa de valores encontrados em literatura, que variam de 0,10 a 0,30 (SHUTTLE & JEFFERIES, 2005) e próximo a valores apresentados por Robertson (2019), cujo coeficiente de Poisson foi de 0,20 para os rejeitos da Barragem Fundão.

Na Tabela 2.9 são apresentados os resultados obtidos a partir dos coeficientes obtidos pelo ajuste do modelo hiperbólico.

Tabela 2.9 – Resultado dos parâmetros de deformabilidade do rejeito.

Amostras	σ'_3 (kPa)	E_t (MPa)	B (MPa)
AMP-TX01	50	4,29	6,79
	100	10,13	8,47
	200	23,92	10,57
	400	56,50	13,20
AMP-TX02	50	7,10	1,73
	100	9,24	2,53
	200	12,03	3,70
	400	15,65	5,42
AMF-TX01	50	2,96	1,34
	100	7,24	1,59
	200	17,69	1,90
	400	43,26	2,25
AMF-TX02	50	5,59	0,48
	100	7,27	0,71
	200	9,46	1,04
	400	12,31	1,52

2.3.4 Linha do estado crítico

Segundo Neves (2016), o estado crítico é alcançado após deformações de pelo menos 10% e nos ensaios triaxiais os solos atingem estados críticos nos quais continuam a sofrer distorção num estado constante, isto é, com volume e tensões efetivas constantes. A Tabela 2.10 apresenta os parâmetros obtidos para o estado crítico resultantes dos ensaios de compressão triaxial realizados nas amostras com fração granular (AMP) e fração fina (AMF). Na Figura 2.15 e Figura 2.16 são apresentados os gráficos obtidos para o estado crítico em ambas as amostras.

Tabela 2.10 – Parâmetros do estado crítico para os ensaios triaxiais.

Amostra	Equações	R ²	M _{cs}	λ	Γ
AMP-TX01	$q = 1,443p'$	0,998	1,443	0,015	0,584
	$e = 0,584 - 0,051 \ln(p')$	0,652			
AMP-TX02	$q = 1,247p'$	0,91	1,247	0,057	0,866
	$e = 0,866 - 0,057 \ln(p')$	0,611			
AMF-TX01	$q = 1,311p'$	0,998	1,311	0,190	2,254
	$e = 2,254 - 0,190 \ln(p')$	0,886			
AMF-TX02	$q = 1,218p'$	0,999	1,218	0,249	2,777
	$e = 2,777 - 0,249 \ln(p')$	0,860			

Notas:

1 – R²: coeficiente de determinação;

2 – M_{cs}: coeficiente que indica a inclinação do ângulo de atrito no estado crítico;

3 – λ: Inclinação da compressão normal e linhas de estado crítico (índice de compressão isotrópica); e

4 – Γ: relação volume específico/vazios do solo na linha de estado crítico em p' = 1,0 kPa.

Figura 2.15 – Resultados para o estado crítico no plano p' x q obtido para os ensaios triaxiais.

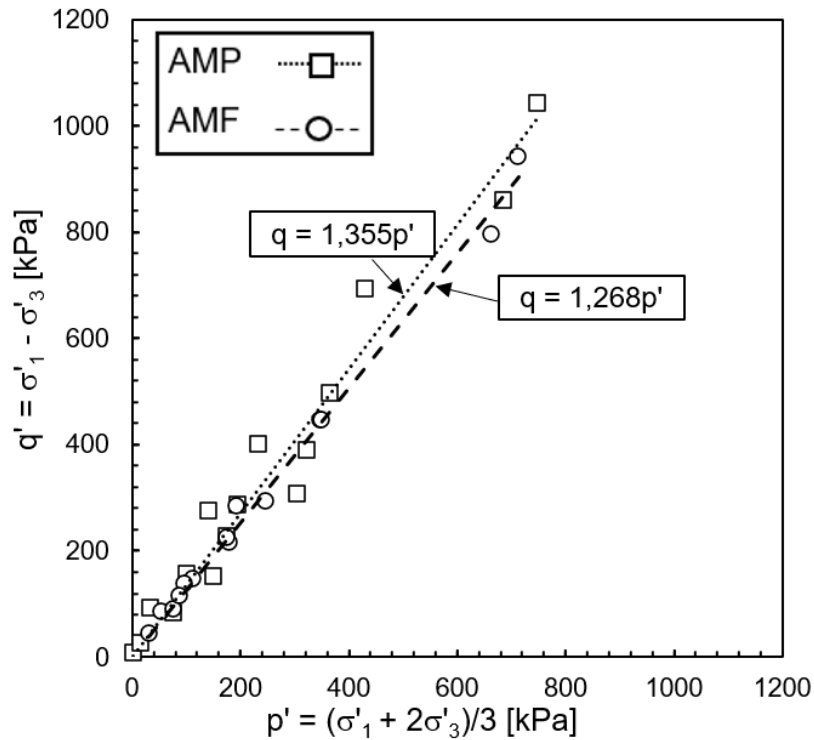
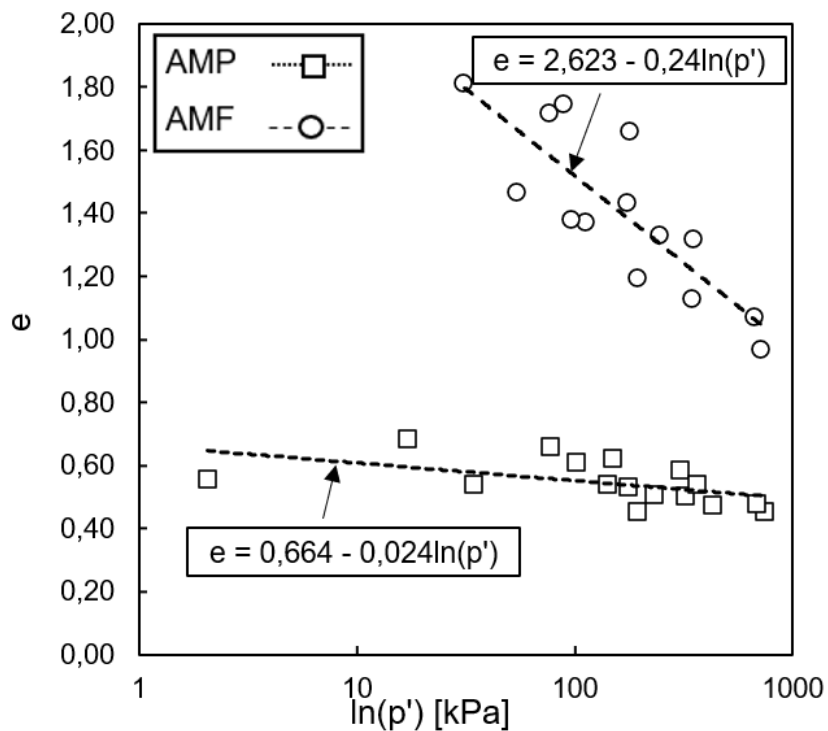


Figura 2.16 – Resultados para o estado crítico no plano $\ln(p')$ x e obtido para os ensaios triaxiais.



A inclinação da linha do estado crítico no plano p' x q' apresentou um valor maior para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF) na condição de amostragem

compacta, comportamento esperado para a condição de maior densidade do material. As amostras granulares (AMP) apresentaram uma inclinação maior nas condições de amostragem compacta e fofa em relação às amostras finas (AMF), condição também esperada, uma vez que as amostras granulares (AMP) apresentam frações de areia e pedregulhos maiores que as amostras finas (AMF).

Com base nos valores obtidos para o estado crítico, a inclinação da linha do estado crítico para as amostras granulares (AMP) foi de 1,355 e 1,268 para as amostras finas (AMF), resultando em ângulos de atrito no estado crítico (φ'_{cs}) de 34° e 32°, respectivamente. Os resultados obtidos para o ângulo de atrito efetivo no estado crítico estão dentro do esperado, conforme valores reportados por Morgenstern, Vick, *et al.* (2016) e Robertson, Melo, *et al.* (2019) para rejeitos do Quadrilátero Ferrífero.

De acordo com Torres-Cruz e Santamarina (2020), os parâmetros do estado crítico de rejeitos não plásticos seguem a mesma tendência de solos não plásticos e, segundo os autores, $\lambda < 0,10$ está associado a solos com alta rigidez, compostos principalmente por quartzo. As amostras granulares (AMP) apresentaram um valor médio de λ de 0,024, o que corrobora com o critério definido por Torres-Cruz e Santamarina (2020), uma vez que as amostras granulares (AMP) apresentam uma alta fração de material granular. Por outro lado, as amostras finas (AMF) apresentaram um λ de 0,24, indicando se tratar de um material altamente compressível.

O índice de vazios obtido para as amostras finas (AMF) no estado crítico é consideravelmente alto e típico de materiais silto-argilosos e argilo-siltosos conforme apresentados por Neves (2016) e, de modo geral, se aproxima dos índices de vazios reportados por Robertson (2019), em que foi obtido valores de índice de vazios *in situ* variando de 0,68 a 1,99 para rejeitos finos. Já para as amostras granulares (AMP) o índice de vazios no estado crítico se aproxima de rejeitos arenosos encontrados no Quadrilátero Ferrífero. Carneiro (2021) e Morgenstern, Vick, *et al.* (2016) encontraram valores de Γ de 0,800 e 0,865, respectivamente, superior ao valor médio encontrado de 0,664, mas próximo ao Γ encontrado para a condição fofa para as amostras granulares (AMP) que foi de 0,866.

Segundo Robertson (2010) a experiência tem mostrado que as areias fofas e as argilas sensíveis de baixa plasticidade podem sofrer perda abrupta de resistência a pequenas deformações cisalhantes, resultando em valores muito baixos de resistência não drenada. Solos de deposição recente, muito fofos, pouco ou nada

plásticos tendem a ser mais suscetíveis à liquefação do que os solos mais antigos, mais densos e/ou mais plásticos.

2.4 Conclusões

Uma série de ensaios de laboratório foram conduzidos para examinar as características geotécnicas de um rejeito do tipo *clay-like* com fração de finos e fração granular. As propriedades geotécnicas básicas foram investigadas, incluindo massa específica dos sólidos, distribuição granulométrica, plasticidade, parâmetros de resistência e deformabilidade, definidos por meio de ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto simples em diferentes compacidades. Os resultados dos ensaios foram comparados com estudos anteriores e propriedades de rejeitos encontrados em literatura e as seguintes conclusões foram obtidas:

- I. Observou-se que os rejeitos finos são compostos por 17% de argila, 76% de silte, 5% de areia e 2% de pedregulho. O rejeito fino apresentou Limite de Liquidez variando de 28 a 34, Limite de Plasticidade variando de 20 a 23 e Índice de Plasticidade variando de 8 a 13. De modo geral, observou-se uma tendência da diminuição dos Limites de Atterberg com a profundidade. A classificação SUCS indicou que o material se comporta como uma argila de baixa plasticidade;
- II. Os rejeitos granulares são compostos por 4% de argila, 37% de silte, totalizando 41% de finos passantes na peneira nº 200, 34% de areia e 25% de pedregulhos. Além disso, o rejeito granular não apresentou plasticidade;
- III. A densidade dos grãos G_s média foi 4,276, para os rejeitos finos, e 4,226 para os rejeitos granulares, valores maiores dos que os obtidos para solos convencionais, indicando a presença de minerais ferrosos. Os valores estão dentro da faixa de rejeitos de minério de ferro situados dentro do Quadrilátero Ferrífero;
- IV. Os parâmetros de resistência obtidos pelo ensaio de compressão triaxial indicou um ângulo de atrito efetivo de 34° e coesão efetiva de 1 kPa para as amostras compostas por materiais granulares (AMP). Já as amostras compostas por materiais finas (AMF) foi obtido um ângulo de atrito efetivo de 30° e coesão efetiva de 6 kPa. Tipicamente, os rejeitos do Quadrilátero Ferrífero não apresentam a parcela de

coesão devido à sua natureza granular e possuem comportamento típico de areias. No entanto, os ângulos de atrito efetivo encontrados estão dentro da faixa de valores esperados para rejeitos da região, que se situam na faixa de 30° a 42°;

- V. Os ensaios de cisalhamento direto simples reportaram valores de ângulo de atrito efetivo de 31° para as amostras compostas por rejeitos granulares (AMP) e 30° para as amostras compostas por rejeitos finos (AMF). Ressalta-se que os parâmetros obtidos são para o estado plano de deformação e, ao se realizar a conversão para o ângulo de atrito axissimétrico, foi obtido ângulo de atrito efetivo de 28° e 27° para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF), respectivamente;
- VI. A razão de resistência não drenada obtida pelos ensaios de compressão triaxial se apresentou constante com um valor de 0,36 para a condição de amostragem compacta e fofa nas amostras granulares (AMP). Já para as amostras finas (AMF) a razão de resistência não drenada foi maior para a condição de amostragem compacta (0,43) e menor para a condição de amostragem fofa (0,36). Os ensaios de cisalhamento direto simples reportaram valores da tensão cisalhante máxima normalizada pela tensão vertical efetiva de 0,24. Embora os resultados estejam dentro da faixa de valores usualmente encontrados em literatura (0,23 a 0,42), ressalta-se a importância da validação de tais parâmetros a partir da interpretação de ensaios de campo e em ensaios de laboratório realizados em materiais semelhantes;
- VII. Os resultados do Coeficiente do Módulo de Elasticidade (K) obtidos para as amostras granulares (AMP) indicaram que os valores são maiores para a condição de amostragem compacta, embora a diferença não seja significativa para o valor na condição fofa. O mesmo não ocorreu para as amostras finas (AMF), que apresentou valores de K próximos entre si em diferentes compacidades. Avaliando-se o expoente do módulo de elasticidade (n), os resultados indicaram uma semelhança entre as compacidades das amostras,

reportando valores maiores para a condição de amostragem compacta que na condição de amostragem fofa. Esse resultado mostra que a influência da tensão de confinamento no módulo de elasticidade é maior para condições mais densas do solo do que condições mais fofas;

- VIII. O expoente do módulo volumétrico (m) apresentou valores maiores para a condição de amostragem fofa para as duas amostras, indicando uma maior influência da tensão de confinamento no módulo volumétrico. Outro aspecto observado é que as amostras granulares (AMP) na condição compacta apresentara um valor maior que as amostras finas (AMF) na condição compacta, indicando que para rejeitos com fração granular a influência da tensão de confinamento no módulo volumétrico é levemente superior a rejeitos finos. O Coeficiente do Módulo Volumétrico (K_b) obtido para as amostras granulares (AMP) na condição compacta foi significativamente maior que o seu par na condição de fofa e do que as amostras finas (AMF) de modo geral;
- IX. Tanto para K quanto para K_b as amostras granulares (AMP) apresentaram valores maiores do que as amostras finas (AMF) para as condições de amostragem compacta e fofa, podendo indicar uma possível influência da fração pedregulhosa;
- X. Os resultados obtidos para o coeficiente de Poisson para as amostras finas (AMF) foi maior para a condição compacta e menor para a condição fofa, indicando uma correlação direta entre o aumento da densidade e aumento do Coeficiente de Poisson. A influência da compactidade também foi observada para as amostras granulares (AMP), porém, os coeficientes obtidos foram maiores, indicando uma possível influência da fração granular;
- XI. Para as amostras granulares (AMP) na condição compacta, os valores variaram de 4,29 a 56,50 MPa e 6,79 a 13,20 MPa para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico, respectivamente. Na condição fofa a mesma amostra reportou valores de 7,10 a 15,65 MPa e 1,73 a 5,42 MPa para o módulo de deformabilidade e módulo

volumétrico, respectivamente. Por outro lado, as amostras finas (AMF) na condição compacta apresentaram valores na faixa de 2,96 a 43,26 MPa e 1,34 a 2,25 MPa para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico, respectivamente, enquanto na condição fofa os valores variaram de 5,59 a 12,31 MPa e 0,48 a 1,52 MPa para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico, respectivamente; e

- XII. Os ângulos de atrito efetivo no estado crítico obtidos para as amostras granulares (AMP) e finas (AMF) foi de 34° e 32°, respectivamente. As amostras granulares (AMP) apresentaram um valor médio de λ de 0,024, indicando se tratar de um material de alta rigidez. Já as amostras finas (AMF) apresentaram um λ de 0,24, indicando se tratar de um material altamente compressível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4318: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4767: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. ASTM. West Conshohocken, PA. 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6528: Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6913: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis**. [S.I.]. 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7928: Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D854: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer**. American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2014.

BEDIN, J. et al. **Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics**. *Géotechnique*, v. 62, p. 263-267, Março 2012.

CARNEIRO, J. J. V. **Characterization and Behavior of Iron Ore Tailings: The Effect of Compaction and Stresses**. Dissertação de mestrado. DEC: Departamento de Engenharia Civil. Federal University of Viçosa. 2021. 138 p.

CIMNE. **Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho Final Report**. International Centre for Numerical Methods in Engineering. [S.I.]. 2021.

CORDEIRO, D. et al. **Cyclic Liquefaction Resistance of an Alluvial Natural Sand: A Comparison between Fully and Partially Saturated Conditions**. *Geotechnics*, v. 2, p. 1-13, Janeiro 2022.

DUNCAN, J. M. et al. **Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses**. College of Engineering Office of Research Services, University of California. Berkeley, California. 1980.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C.-Y. **Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 96, p. 1629-1653, Setembro 1970.

DUNCAN, M. J.; BURSEY, A. **Soil Modulus Correlations**. [S.I.]: American Society of Civil Engineers, 2013.

FERNANDES, M. D. M. **Mecânica dos solos - vol. 1: conceitos e princípios fundamentais**. [S.I.]: Oficina de Textos, 2016.

FERREIRA, D. B. **Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro - Estudo de Caso: Sistema Pontal em Itabira/MG**. Universidade Federal de Ouro Preto. [S.I.]. 2018.

HU, L. et al. **Geotechnical Properties of Mine Tailings**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, Fevereiro 2017.

JAKY, J. **The coefficient of earth pressure at rest**. Journal of Hungarian Architects and Engineers, out., p. 255-258, 1944.

JANBU, N. **Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests**. Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, v. 1, p. 19-25, 1963.

JEFFERIES, M. et al. **Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations for Ashurst Australia**. [S.I.]. 2019.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil liquefaction: a critical state approach**. Boca Raton, FL: CRC Press, 2015.

KEMPFERT, H. H. G.; GEBRESELASSIE, B. **Excavations and Foundations in Soft Soils**. 1^a. ed. [S.I.]: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.

LADD, C. C.; EDGERS, L. **Consolidated-undrained direct-simple shear tests on saturated clays**. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, MIT, Cambridge, 1972.

LI, W. et al. **The mechanics of a silt-sized gold tailing**. Engineering Geology, v. 241, p. 97-108, Julho 2018.

LI, W.; COOP, M. R. **Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings**. Canadian Geotechnical Journal, v. 56, p. 420-435, Março 2019.

LIU, D. et al. **Improved water recovery: A review of clay-rich tailings and saline water interactions**. Powder Technology, v. 364, p. 604-621, Março 2020.

MIRANDA, T. M. **Análise do Potencial de liquefação de um Rejeito de Minério de Ferro por meio de Ensaios de Laboratório e de Campo**. Universidade Federal de Ouro Preto. [S.l.]. 2018.

MORGENSTERN, N. R. et al. **Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam**. [S.l.]. 2016.

NEVES, E. M. D. **Mecânica dos Estados Críticos Solos Saturados e Não Saturados**. Lisboa: IST Press, 2016.

PINTO, C. D. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3^a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROBERTSON, P. K. et al. **Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I**. [S.l.]. 2019.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, p. 842-853, Junho 2010.

SHUTTLE, D.; JEFFERIES, M. **NorSand: Description, Calibration, Validation and Applications**, Janeiro 2005.

SKEMPTON, A. W.; NORTHY, R. D. The Sensitivity of Clays. *Géotechnique*, v. 3, p. 30-53, Março 1952.

STARK, T.; JOSEPH, V. **Effective Stress Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Clay**. *Geotechnical Testing Journal*, v. 14, Junho 1991.

TORRES-CRUZ, L. A.; SANTAMARINA, J. C. **The critical state line of nonplastic tailings**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 57, p. 1508-1517, Outubro 2020.

VICK, S. G. **Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams**. Vancouver: BiTech Publishers LTD, 1990.

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. [S.l.]: Cambridge University Press, 1991.

WROTH, C. P. **The interpretation of in situ soil tests**. *Géotechnique*, v. 34, p. 449-489, Dezembro 1984.

3. CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE UM REJEITO *CLAY-LIKE* EMPREGANDO RESULTADOS DE ENSAIOS CPTU E PALHETA

Resumo – Este trabalho tem como objetivo a interpretação geotécnica *in situ* de um rejeito do tipo *clay-like* a partir de ensaios CPTu's e de palheta. Os ensaios de campo permitem a caracterização do material geotécnico com uma aproximação melhor da sua condição *in situ* comparado à resultados de ensaios de laboratório, sendo parte complementar do processo de caracterização e estudo de um solo como um todo. A interpretação dos ensaios CPTu's e SCPTu's indicou que as camadas do rejeito apresentam horizontes com lentes de material de alta resistência que indicam a presença de materiais granulares. O rejeito não apresentou a presença significativa de microestruturas, se situando na interface entre solos ideais e os que apresentam cimentação, de acordo com a formulação gráfica proposta por Robertson (2016). A avaliação à suscetibilidade à liquefação, a partir de quatro métodos, indicou que o material possui comportamento contrátil e, portanto, suscetível à liquefação. A resistência não drenada se mostrou variável com a profundidade, apresentando uma tendência de crescimento com ela. A razão de resistência não drenada obtida foi de 0,33 e o material apresenta sensibilidade compatível com argilas de baixa sensibilidade. Através de correlações dos ensaios sísmicos e de penetração do CPTu, foram obtidos o módulo edométrico (M) e módulo de cisalhamento (G_0). O módulo edométrico médio foi de 5,31 MPa, enquanto o módulo de cisalhamento apresentou valores maiores para as correlações com a velocidade de onda cisalhante (56,79 MPa) quando comparadas com as correlações com o ensaio de penetração (33,22 MPa).

Palavras-Chave: Rejeitos de barragem. Rejeito de minério de ferro. *Clay-like*. CPTu. SCPTu. Ensaio de palheta. Suscetibilidade à liquefação. Ensaio de campo.

Abstract – This work aims at the in situ geotechnical interpretation of a clay-like tailings from SCPTu's, CPTu's and vane tests. Field tests allow the characterization of the geotechnical material with a better approximation of its in situ condition compared to the results of laboratory tests, being a complementary part of the characterization process and study of a soil as a whole. The interpretation of the CPTu's and SCPTu's tests indicated that the tailings layers with lenses of high resistance that indicate the presence of granular materials. The tailings did not show the significant presence of microstructures, being located at the interface between ideal soils and those with cementation, according to the graphic formulation proposed by Robertson (2016). The evaluation of susceptibility to liquefaction, using four methods, indicated that the material has a contractive behavior and, therefore, is susceptible to liquefaction. The undrained resistance was variable with depth, showing a tendency to increase with it. The undrained strength ratio obtained was 0.33 and the material has a sensitivity compatible with low sensitivity clays. Through correlations of the seismic and penetration tests of the CPTu, the edometric modulus (M) and shear modulus (G_0) were obtained. The mean edometric modulus was 5.31 MPa, while the shear modulus showed higher values for the correlations with the shear wave velocity (56.79 MPa) when compared to the correlations with the penetration test (33.22 MPa).

Keywords: Tailings dam. Iron ore tailings, Clay-like. CPTu. SCPTu. Vane tests. Liquefaction susceptibility. Field tests.

3.1 Introdução

As estruturas de armazenamento de rejeitos representam o maior passivo ambiental do processo de beneficiamento de minérios. O conhecimento das propriedades físicas e químicas dos rejeitos é imprescindível para operar, monitorar e gerenciar essas estruturas, além de ser fundamental para elaborar projetos. Devido às grandes dimensões das estruturas de armazenamento de rejeito, a caracterização adequada é uma tarefa desafiadora.

Os ensaios de piezocone e de palheta realizados *in situ* permitem a avaliação de tensões locais, mediante aos processos físico-químicos aos quais os materiais estão submetidos. Nos últimos anos, esses ensaios têm sido amplamente utilizados para a caracterização geotécnica de rejeitos de mineração (MORGENSTERN, VICK, *et al.*, 2016, DIENSTMANN, SCHNAID *et al.*, 2018, ROBERTSON, MELO, *et al.*, 2019, JEFFERIES, MORGENSTERN, *et al.*, 2019).

A resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta é determinada por interpretação analítica, assumindo-se a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica. Por isso, se torna referência a outras técnicas e metodologias cuja interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas. Além disso, o ensaio de palheta permite obter informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão de pré-adensamento (OCR) (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Este trabalho busca determinar as propriedades geotécnicas de rejeitos do tipo *clay-like* localizadas no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil, a partir da sua avaliação *in situ* e complementar os estudos de laboratório apresentados no capítulo anterior. Os ensaios de campo permitem a caracterização do material geotécnico na sua condição natural, evitando possíveis perturbações das amostras que eventualmente seriam levadas ao laboratório e, possivelmente, alterando seu índice de vazios. Portanto, os ensaios de campo são parte complementar do processo de caracterização e estudo de um solo como um todo. Foram realizados ensaios CPTu's, SCPTu's e ensaios de palheta para a avaliação do material *in situ* e, a partir da interpretação dos dados, foram avaliados o potencial de suscetibilidade à liquefação, parâmetros de resistência não drenada e parâmetros de deformabilidade.

3.2 Materiais e métodos

Lunne, Robertson e Powelland (2007) fornecem informações detalhadas, procedimentos, correções e padrões referentes aos equipamentos utilizados no ensaio de CPTu. Segundo Robertson (2009), atualmente boa parte dos ensaios fornece medidas de poropressão (CPTu) e medidas da velocidade de onda cisalhante (SCPTu), que contribuiu para o desenvolvimento de correlações entre a resistência do cone e parâmetros de deformabilidade do solo.

Para o registro das poropressões durante a cravação foi considerada a posição u_2 do elemento filtrante, ou seja, localizada na base do cone. Outras posições - ponta (u_1) e luva do cone (u_3) são consideradas a depender da aplicação dada aos registros das poropressões durante o ensaio (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012). A saturação do elemento filtrante é atingida a partir da aplicação de vácuo na câmara de saturação de forma simultânea na pedra porosa e no fluido, por um período de 5 a 24 horas (CAMPANELLA, 2005) ou, no mínimo, por 24 horas quando utilizados fluidos de saturação com maior viscosidade (SANDVEN, 2010). De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), após a saturação, o elemento filtrante deve ser acondicionado em um recipiente integralmente preenchido com fluido de saturação e, por conseguinte, transportado para o campo.

Segundo Schnaid (2021), os rejeitos submetidos a uma condição de carregamento drenado apresentam um comportamento de endurecimento, o que mobiliza todo o ângulo de atrito durante o cisalhamento. Em condições de carregamento não drenado os rejeitos apresentam um comportamento de amolecimento e o valor da resistência de pico mobilizada é muito menor que o valor de pico na condição drenada.

O ensaio CPTu é padronizado por meio da ASTM D5778 (2020). De acordo com Robertson (2009), todas as normas têm limites estritos de tolerâncias dimensionais e, com um bom controle de qualidade, é possível obter medidas de atrito lateral precisas e repetíveis. No entanto, as medições de f_s , em geral, serão menos precisas do que a resistência de ponta na maioria dos solos de granulação fina.

Para o presente trabalho também serão avaliados os ensaios sísmicos realizados juntamente com os CPTu's. Lunne, Robertson e Powelland (2007) trazem uma descrição completa dos equipamentos e procedimentos para a execução do ensaio sísmico, que auxilia na avaliação das propriedades de deformabilidade do

material. Basicamente, o ensaio consiste na obtenção de medidas das ondas cisalhantes (S) obtidas por meio de geofones e/ou acelerômetros e, por meio da correlação com a massa específica, a obtenção do módulo cisalhante do material.

O ensaio de palheta (*Vane Test*) é normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desde 1989, sob o código MB3122, e registrada no INMETRO como NBR 10905 e normalizado pela ASTM sob o código ASTM D2573 (2018). O ensaio objetiva a determinação da resistência não drenada (S_u) do solo *in situ*, por meio de uma palheta de seção cruciforme, cravada no solo e submetida a um torque, que transfere esforço cisalhante por rotação ao solo em condições não drenadas.

Dois tipos básicos de equipamentos podem ser empregados na realização dos ensaios de palheta: os tipos A, que são realizados sem perfuração prévia, e os tipos B, realizados no interior de uma perfuração prévia. Para o presente trabalho foi utilizado equipamento do tipo B. O ensaio foi realizado de acordo com as diretrizes da Norma Brasileira (MB 3122), que apresenta as recomendações necessárias para execução do ensaio.

Durante a realização do ensaio, a palheta gira com as hastes de extensão da superfície. A velocidade de rotação foi ajustada manualmente e os registros do torque, medido através de *strain gauges* e feito a cada meio grau, foram salvos em um software próprio para o ensaio. É importante ressaltar que, o cálculo da resistência não drenada foi obtido a partir das dimensões da palheta, além de considerar a dedução do atrito da haste ao torque máximo aplicado.

Para o presente trabalho foi utilizada uma palheta do tipo retangular com proporção $H = 2D$, sendo H a altura e D o diâmetro, com 13 cm e 6,5 cm, respectivamente. Foram realizados 09 ensaios de palheta com perfuração prévia, em que foram determinadas a resistência não drenada (S_u) e resistência não drenada amolgada (S_{ur}) em diferentes profundidades.

3.2.1 Ensaios de piezocone

De acordo com Lunne, Robertson e Powelland (2007), os ensaios CPT e CPTu possuem três principais objetivos: determinar a estratigrafia e materiais presentes na subsuperfície; estimar parâmetros geotécnicos e fornecer resultados diretos para projetos geotécnicos. Para a avaliação do rejeito, foi realizada uma análise dos dados disponíveis dos ensaios de CPTu e SCPTu.

As informações gerais dos ensaios de CPTu e SCPTu são apresentadas na Tabela 3.1. Em todos os furos houve a realização de ensaios de dissipação e os furos identificados com a letra "S" indicam a realização de ensaios com onda sísmica.

Tabela 3.1 – Ensaios CPTu's para avaliação das propriedades do rejeito.

ID	Profundidade (m)	Nível D'água (m)
CPTu-01	0,00 – 18,00	1,48
CPTu-02	12,05 – 24,40	4,13
CPTu-03	12,05 – 22,40	2,78
CPTu-04	3,02 – 25,42	6,78
SCPTu-01	0,00 – 32,56	0,50
SCPTu-02	0,00 – 33,62	0,60
SCPTu-03	12,05 – 18,80	6,78

Os furos utilizados para se avaliar as propriedades do rejeito foram definidos de forma a considerar a distribuição espacial na região de deposição do rejeito e, assim, obter uma amostragem representativa de todo o material. A avaliação será feita com base em critérios que delimitam a fração fina de rejeitos, objeto do presente trabalho.

Para avaliar os dados dos ensaios de CPTu foram processados os dados brutos dos ensaios, que incluem a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão induzida (u_2), além dos ensaios de dissipação e ensaios sísmicos. A partir do processamento dos dados brutos, foram calculados a resistência de ponta corrigida (q_t), o índice de tipo de comportamento do solo (I_c), resistência de cone normalizada (Q_{tn}), resistência não drenada (S_u) e razão de resistência não drenada (S_u/σ'_{v0}).

3.2.2 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta é tradicionalmente empregado para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_U) de depósitos de argilas moles (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012). Além de oferecer uma interpretação fundamentada em uma solução analítica, Ortigão e Collet (1986) citam também as seguintes vantagens com relação ao ensaio de palheta: (1) O ensaio *in situ* faz com que seja eliminada perturbações na amostragem e manuseio; (2) O equipamento necessário é simples, robusto e barato; (3) São necessárias duas pessoas para operá-lo e oferece boa produção por profundidade; e (4) O custo final na obtenção de um perfil de resistência não drenada é menor em relação a outros tipos de ensaios.

A interpretação convencional do ensaio de palheta é feita a partir de uma análise de equilíbrio limite onde se assume mobilização completa da resistência não drenada na base, topo e face lateral da superfície cilíndrica de ruptura (LADD e DEGROOT, 2004). Na NBR 10905 (1989), a resistência não drenada é expressa por meio da Equação (3.1), utilizada em normas internacionais e deduzida para palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro. Na dedução dessa expressão assume-se uma distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontal e vertical circunscritas à palheta (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

$$S_U = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad (3.1)$$

Em que S_U representa a resistência não drenada, M o torque máximo medido e D o diâmetro da palheta.

O ensaio de palheta ainda permite, através de uma avaliação entre a relação dos ensaios de piezocone e palheta, a obtenção do fator de cone empírico N_{kt} , parâmetro necessário para o cálculo da resistência não drenada em ensaios CPTu. Fernandes (2014), Schnaid e Odebrecht (2012) e Almeida e Marques (2010) consideram razoável a adoção de um valor médio de N_{kt} igual à 12 para obter valores de S_U correspondentes a estimativas do ensaio de palheta. Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que o valor de N_{kt} aumenta com o aumento da tensão de pré-adensamento e com a redução do índice de plasticidade.

A Equação (3.2), apresentada por Schnaid (2021) em seu trabalho e inicialmente formulada por Lunne, Robertson e Powell (1997), será utilizada para estimar os valores de N_{kt} para o presente trabalho.

$$N_{kt} = 22 - 13,33B_q \quad (3.2)$$

Em que N_{kt} representa o fator de cone empírico e B_q representa a razão da poropressão dinâmica.

Skempton e Northey (1952) apresentam a classificação da sensibilidade de argilas como: (1) Baixa, caso S_t varie de 2 a 4; (2) Média, caso S_t varie de 4 a 8; (3) Alta, caso S_t varie de 8 a 16; e (4) Muito alta, caso S_t seja maior que 16. A sensibilidade do material é calculada conforme a Equação (3.3).

$$S_t = \frac{S_U}{S_{Ur}} \quad (3.3)$$

Em que S_U representa a resistência não drenada, S_{Ur} a resistência não drenada amolgada e S_t o valor da sensibilidade.

Conforme apresentado por Chandler (1998), estudos apontam que a superfície de ruptura formada no ensaio de palheta possui uma distribuição não linear de tensões, sobretudo nos planos horizontais, fazendo com que a interpretação convencional indique resistências mais baixas. Além disso, Vick (1990) ressalta que os ensaios de palheta normalmente são difíceis de serem interpretados em lamelas de rejeito, uma vez que o ensaio pode representar cenários em que o material apresente saturação parcial, levando a comportamentos intermediários entre o drenado e não drenado.

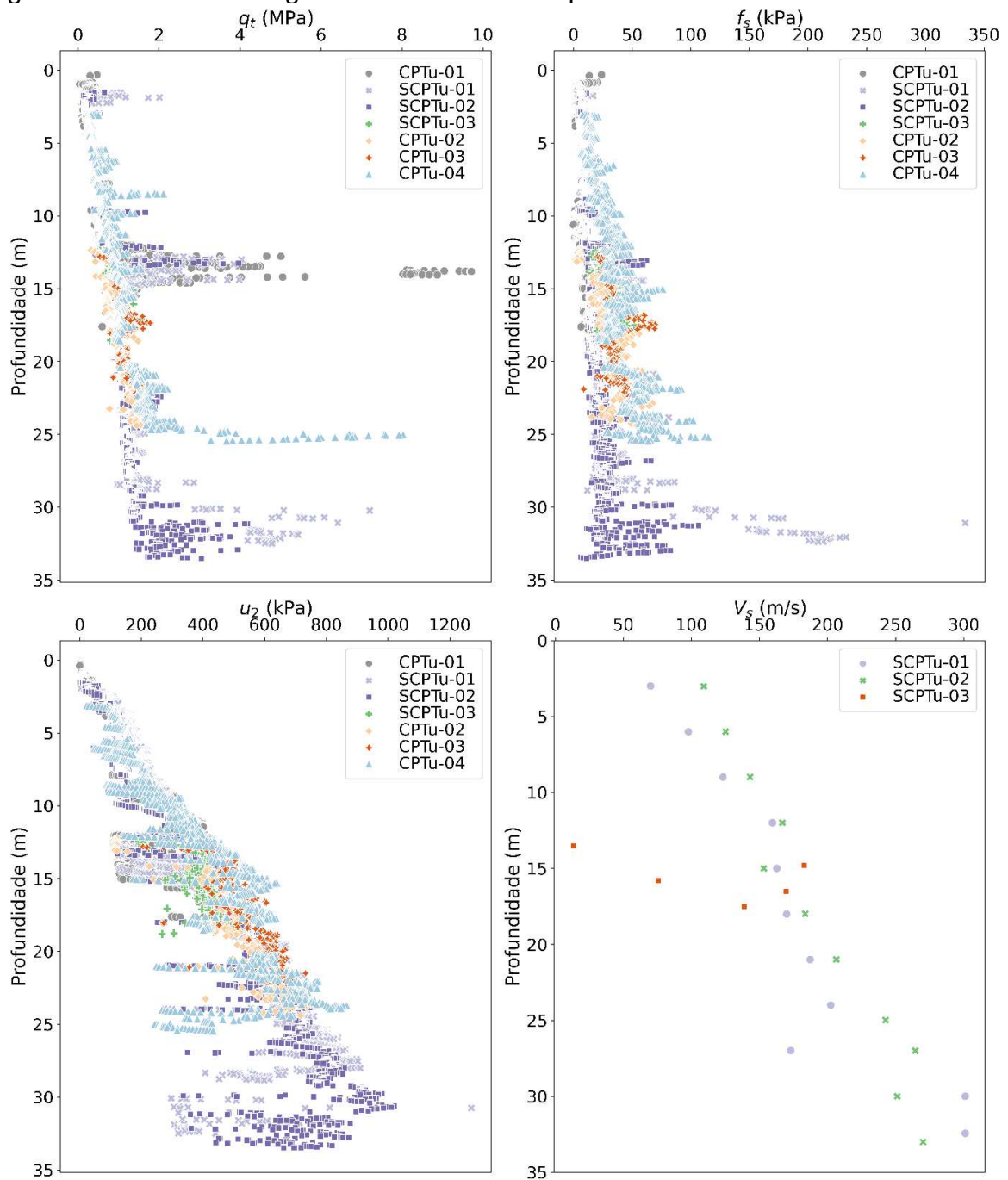
3.3 Resultados e discussões

3.3.1 Perfil estratigráfico

O ensaio CPTu permite a obtenção do perfil estratigráfico fornecido a partir das medidas obtidas pela cravação do cone como a resistência de ponta (q_c), resistência ao atrito lateral (f_s) e a poropressão induzida (u_2) pela penetração do cone na camada de solo. Entretanto, é importante ressaltar que embora o CPTu forneça as características mecânicas das camadas de solo, a transição de um estrato para outro nem sempre é registrada como uma mudança brusca. Teorias da expansão da cavidade e trajetórias de deformações, desenvolvidas em laboratório por Schmertmann (1978) mostram que a resistência do cone é influenciada pelo material à frente da penetração do cone. Com isso, o valor da resistência de ponta começa a se alterar mesmo antes de atingir uma nova camada.

Os resultados dos CPTu's são apresentados na Figura 3.1 em que são apresentadas a compilação dos 07 ensaios mencionados na Tabela 3.1 e denotam q_t , f_s e u_2 . Ressalta-se que os resultados são apresentados em termos de q_t , uma vez que em materiais com alto percentual de finos, em que q_c é baixo, devido à alta poropressão em volta do cone, a relação das áreas desiguais pode impactar significativamente nos valores (ROBERTSON, 2009).

Figura 3.1 – Perfil estratigráfico dos ensaios de piezocone.

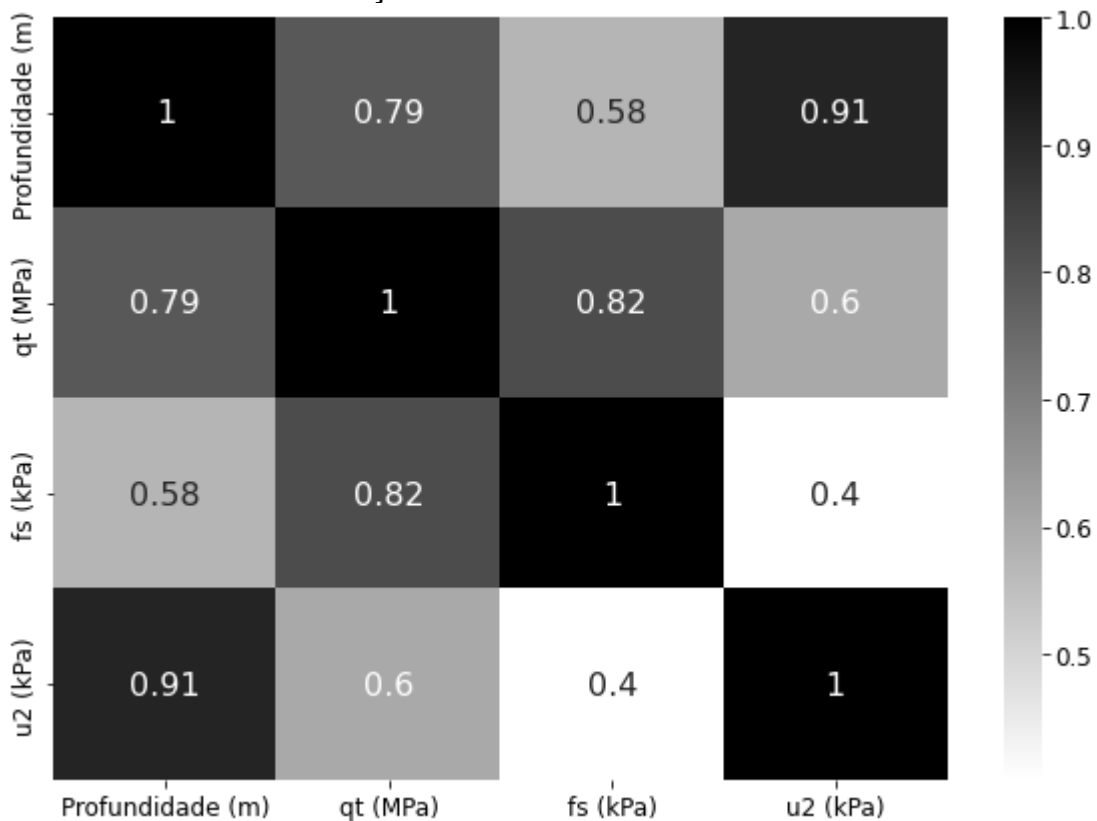


Foram avaliados 6257 registros dos ensaios CPTu's e SCPTu's. Para a resistência de ponta corrigida foram constatados valores variando entre 0,04 e 9,71 MPa, com uma mediana de 0,84 MPa. Já para a resistência de atrito lateral, foram verificados valores entre 0,16 e 334,08 kPa, com uma mediana de 18,46 kPa. A poropressão induzida apresentou resultados entre 0,38 e 1270 kPa, com uma mediana de 379,32 kPa. Graficamente, é possível observar que as camadas investigadas apresentam resistência de ponta corrigida crescente, intercalados com

picos de resistência que indicam a presença de camadas de solo granular ou podendo indicar o contato rejeito/fundação do reservatório, sugerindo regiões mais espessas ou não de camadas de rejeito. Os picos constatados no gráfico da resistência de ponta corrigida são acompanhados pela queda no valor da poropressão induzida, o que indica a presença de uma região drenante.

Na Figura 3.2 é apresentada a correlação entre quatro variáveis: profundidade, resistência de ponta corrigida (q_t), atrito lateral (f_s) e poropressão induzida (u_2). Nota-se que a resistência de ponta corrigida apresenta uma forte correlação positiva com a profundidade e o atrito lateral. Além disso, a poropressão induzida também apresenta uma forte correlação positiva com a profundidade. Isso indica que a tensão confinante efetiva aumenta com a profundidade e, por consequência, faz com que haja o aumento da resistência e poropressão induzida.

Figura 3.2 – Matriz de correlação dos dados brutos dos CPTu's.



Para a classificação com base no comportamento do material, fez-se o uso do índice I_c , proposto por Robertson e Wride (1998) e apresentado na Equação (3.4). Os autores sugerem que o valor de I_c igual a 2,60 é uma fronteira aproximada no gráfico SBT_n (*Soil Behaviour Type Normalized*) que delimita a fronteira entre materiais com

comportamento *sand-like* e *clay-like*. Entretanto, é importante ressaltar que a fronteira $I_c = 2,60$ nem sempre apresenta um bom critério para solos com microestruturas.

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (3.4)$$

Em que I_c representa o índice de comportamento do solo, Q_t a resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva e F_r a razão da resistência ao atrito lateral normalizada.

Ao se avaliar a classificação do comportamento do material pelo índice I_c , verificou-se a seguinte distribuição dos registros dos ensaios. O comportamento de Argilas Orgânicas foi verificado para 88,72% dos registros. O comportamento referente à solos puramente argilosos foi observado em 6,80%. Já os comportamentos de solos caracterizados por misturas de siltes, misturas de areias e areias, foi verificado para 2,86%, 1,50% e 0,12%, respectivamente. O índice I_c por si só não é capaz de atestar o comportamento de uma dada camada do perfil estratigráfico, mas é um bom indicativo da aderência entre os resultados obtidos em campo e os resultados dos ensaios granulométricos de laboratório apresentados no capítulo anterior.

Para caracterizar o rejeito com comportamento do tipo *clay-like*, foram utilizados os registros que apresentaram um $I_c > 2,60$, cujo comportamento é típico de solos com teor de finos maior que 50%, podendo ser classificado como misturas de siltes, argilas e argilas orgânicas (ROBERTSON, 2009).

3.3.2 Peso específico

De acordo com os resultados de laboratório, apresentados no capítulo anterior, a massa específica média dos sólidos (ρ_s) obtida para o rejeito foi de 4,226 g/cm³. Entretanto, em termos de peso específico, o valor pode não ser representativo para a condição do material em campo, considerando o estado do índice de vazios *in situ*, que é governado, dentre outros fatores, pela forma de disposição do material e o tempo de vida do reservatório.

De acordo com Robertson e Cabal (2010), a definição do peso específico é fundamental para a determinação das tensões totais e tensões efetivas de cada camada de solo investigada pelo ensaio de piezocone. Para solos argilosos em

particular, a definição do peso específico é crítica para uma correta avaliação da resistência do cone.

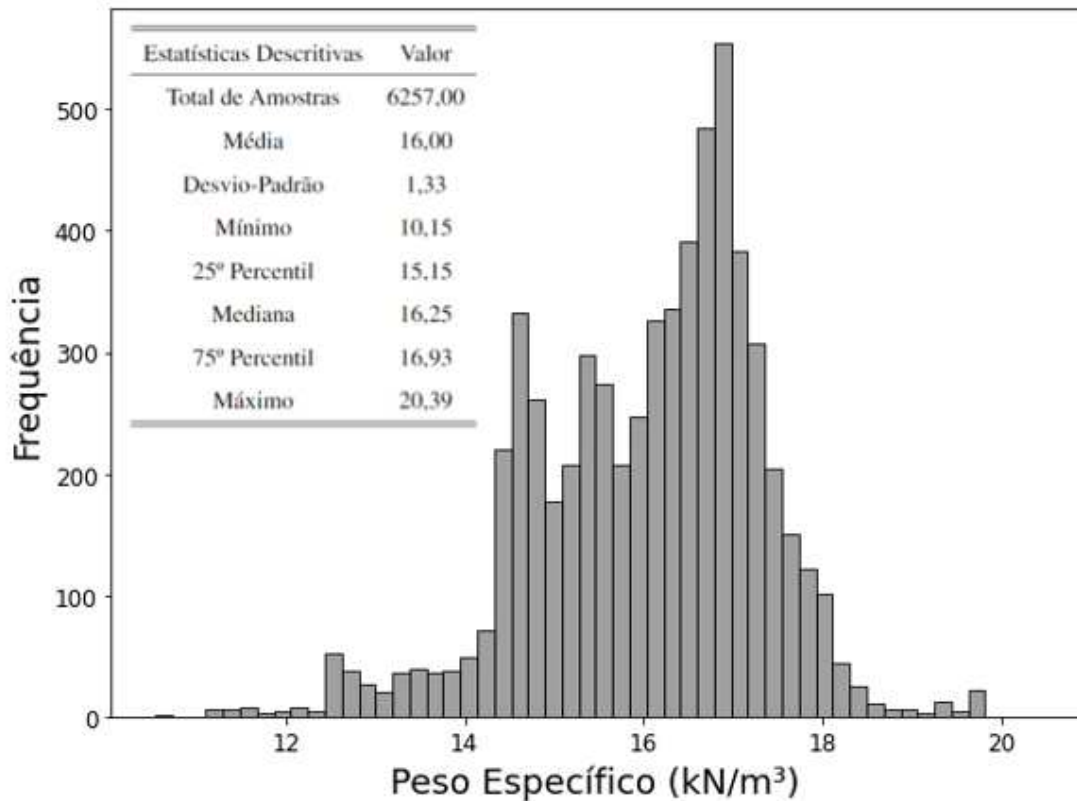
Lunne, Robertson e Powell (1997) sugeriram um método de estimativa do peso específico do solo com base no seu tipo de comportamento, fazendo uso dos gráficos de CPT não normalizados propostos por Robertson, Campanella, *et al.* (1986). No entanto, embora o método forneça valores razoáveis para o peso específico do solo, as zonas dos gráficos SBT (*Soil Behavior Type*) cobrem uma ampla faixa de densidade e, portanto, não capturam totalmente a mudança no peso específico devido à densidade.

Para o presente trabalho será utilizada a formulação proposta por Robertson e Cabal (2010), apresentada pela Equação (3.5), em que R_f é a razão de atrito, p_a é a pressão atmosférica ($p_a = 101,325$ kPa), γ_w é o peso específico da água, q_t é a resistência de ponta corrigida e γ o peso específico do material.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log R_f + 0,36 \log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) + 1,236 \quad (3.5)$$

O histograma de frequência da ocorrência dos resultados obtidos do peso específico por meio da correlação e as respectivas estatísticas descritivas são apresentados pela Figura 3.3.

Figura 3.3 – Histograma de frequência dos resultados obtidos para o peso específico.



Nota-se que a distribuição dos dados não apresenta um comportamento típico de uma distribuição normal. Portanto, para a utilização no cálculo das tensões totais e efetivas verticais, será utilizado o valor representado pela mediana, que foi de 16,25 kN/m³. Ressalta-se ainda que o valor obtido se enquadra nos valores típicos representados pelas regiões 2 e 3 no gráfico não normalizado de Robertson, Campanella, *et al.* (1986), regiões classificadas como solos argilosos e siltes argilosos, que, de acordo com o autor, faz com que o peso específico se situe entre 12,50 e 17,50 kN/m³.

É importante ressaltar, que, embora o material esteja em sua condição *in situ*, a presença de minerais ferrosos faz com que seja esperado valores maiores aos que estabelecidos na faixa anteriormente. Ademais, os ensaios de laboratório também indicaram valores maiores para essa propriedade.

Diante disso, com base nos resultados de ensaios de laboratório apresentados no capítulo anterior, será considerado o resultado obtido pela Equação (3.6). Para isso, será utilizado a massa específica dos sólidos média de 4,276 g/cm³, índice de vazios médio de 1,69 e o material totalmente saturado ($S_r = 1$).

$$\gamma = \frac{\gamma_s + S_r e \gamma_w}{1 + e} \quad (3.6)$$

Em que γ_s representa o peso específico dos sólidos, γ o peso específico, e o índice de vazios, w o teor de umidade natural, γ_w o peso específico da água e S_r o grau de saturação.

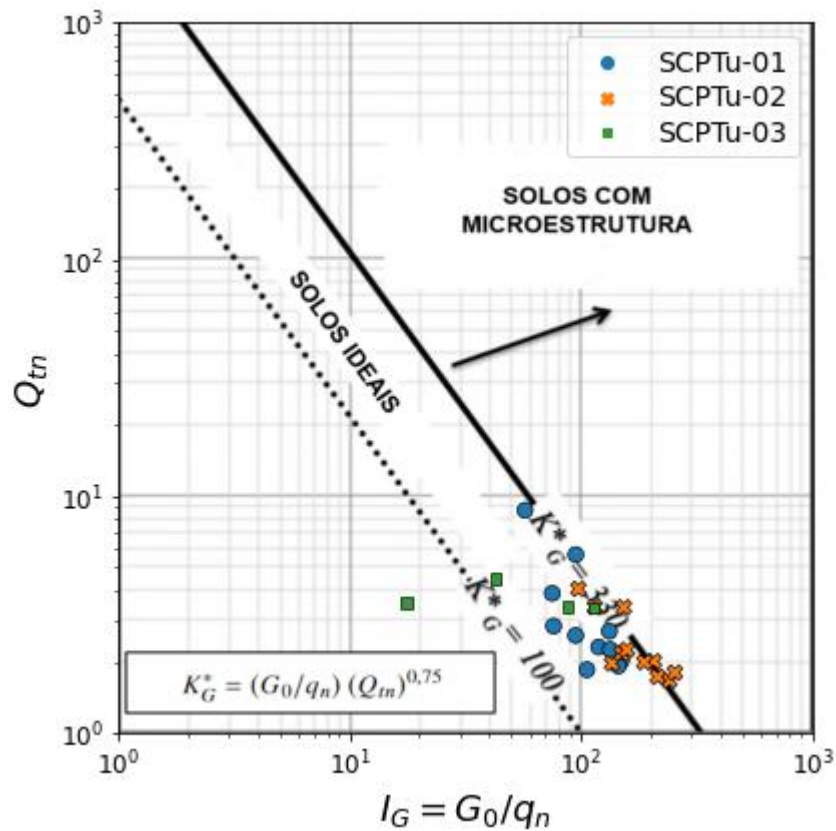
O resultado obtido foi de 21,76 kN/m³ e foi utilizado para os tratamentos subsequentes apresentados.

3.3.3 Suscetibilidade à liquefação

O fenômeno de liquefação requer um comportamento de amolecimento quanto à deformação aliado à perda de resistência. A avaliação da suscetibilidade à liquefação é norteada pela análise do comportamento da deformação de um material sob condições de cisalhamento não drenado. Areias fofas e argilas de baixo Índice de Plasticidade (IP) e de alta sensibilidade podem sofrer uma perda abrupta de resistência em pequenas deformações de cisalhamento, resultando em uma baixa resistência ao cisalhamento não drenado. Embora muitas argilas naturais de alto IP também possam sofrer alguma perda de resistência, elas tendem a ser mais dúcteis e experimentam uma perda mais gradual de resistência em deformações cisalhantes maiores. O ponto central para identificar a suscetibilidade à liquefação de um solo é distinguir solos de granulação grossa muito soltos, ou seja, areia, areias siltosas e siltes arenosos dos solos de granulação fina muito sensíveis como siltes, argilas siltosas, siltes argilosos e argilas (ROBERTSON, 2010).

Robertson (2016) comenta que um fator importante em qualquer sistema de classificação é a identificação da presença ou não de microestrutura. É importante identificar a presença de microestruturas significativas em solos, pois pode influenciar no seu comportamento *in situ* e prejudicar a eficácia de sistemas de classificação que tomam como base ensaios *in situ*. Robertson (2016) desenvolveu um gráfico que relaciona Q_{tn} e o índice de rigidez de pequenas deformações, I_G , com o objetivo de rastrear sinais de cimentação em solos finos e grossos a partir dos dados de ensaios CPTu. Na Figura 3.4 são apresentados os pontos plotados a partir dos ensaios CPTu's com realização de ensaios sísmicos.

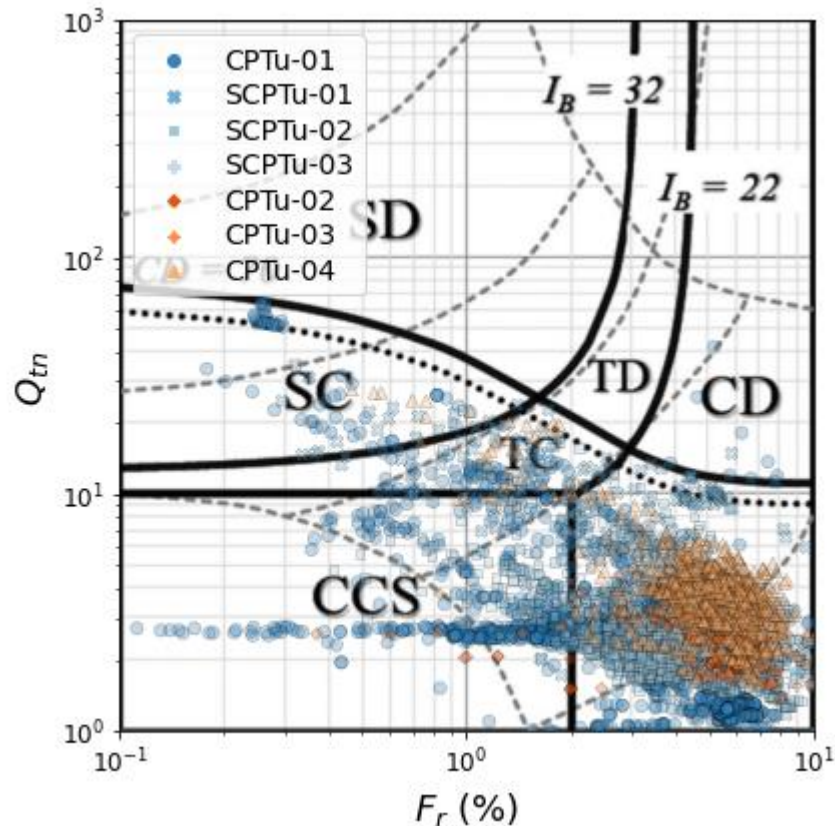
Figura 3.4 – Resultados sobre o gráfico Q_{tn} - I_G para avaliação da presença de microestruturas.



Solos com $K_G^* > 330$ tendem a apresentar cimentação significativa. No entanto, os resultados indicam que o rejeito se enquadra em uma região denominada como solos ideais, próximo à fronteira limite de $K_G^* > 330$. Vale ressaltar que, embora graficamente o material não apresente microestrutura, em rejeitos de ferro pode ocorrer microestrutura em função da mineralogia e oxidação (ROBERTSON *et al.*, 2019).

De forma a identificar o comportamento dos solos a partir de ensaios CPTu's e como parte integrante do processo de identificação da suscetibilidade à liquefação no presente trabalho, Robertson (2016) propôs uma solução gráfica que relaciona Q_{tn} e F_r que delimita a fronteira entre solos contráteis e dilatantes. Na Figura 3.5 é apresentado o resultado dos registros dos ensaios CPTu's e SCPTu's para a avaliação do comportamento do material.

Figura 3.5 – Resultados sobre o gráfico Q_{tn} - F_r para avaliação do comportamento do solo.



Os resultados indicam que a maioria dos pontos ficam concentrados na região denominada CC, sigla atribuída à materiais do tipo *clay-like* contrátil. Além disso, Robertson (2010) apresenta que, historicamente, materiais situados abaixo da fronteira CD = 70 estão mais suscetíveis ao fluxo por liquefação e associados, sobretudo, à um comportamento contrátil.

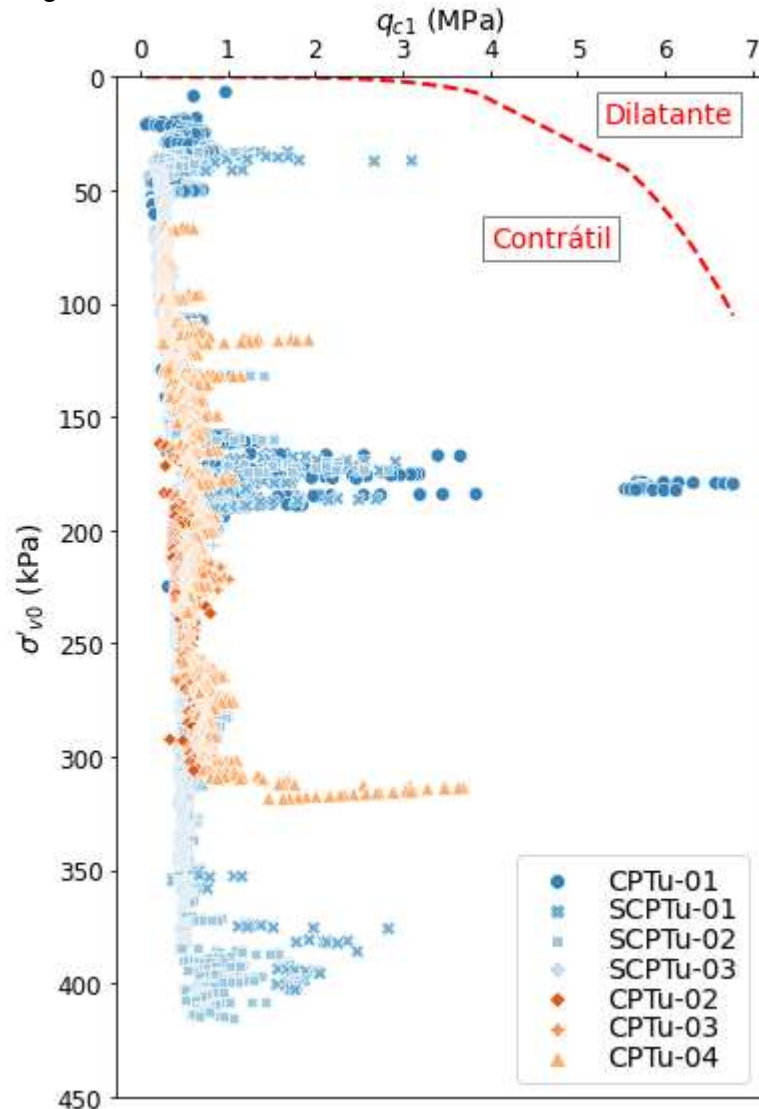
De acordo com Olson e Stark (2003), uma das primeiras etapas para avaliação da suscetibilidade à liquefação de um material é determinar se o material é contrátil ou dilatante. De modo a identificar o tipo de comportamento do material, Olson e Stark (2003) recomenda a fronteira apresentada pela Equação (3.7), modificada de Fear e Robertson (1995), em que σ'_{v0} é dado em kPa e q_{c1} , representado pela Equação (3.8), dado em MPa.

$$(\sigma'_{v0})_{limite} = 1,10 \times 10^{-2} (q_{c1})^{4,79} \quad (3.7)$$

$$q_{c1} = q_c \frac{1,8}{0,8 + (\sigma'_v/p_a)} \quad (3.8)$$

Na Figura 3.6 é apresentado o resultado delimitado pela fronteira proposta por Olson e Stark (2003).

Figura 3.6 – Fronteira obtida a partir da formulação elaborada por Olson e Stark (2003) para separar a região entre materiais contráteis e dilatantes.



Os valores obtidos para q_{c1} variaram entre 0,07 e 6,78 MPa, fazendo com que os valores da tensão efetiva vertical de repouso limite se estabelecessem na faixa de 0 a 105,31 kPa, justificando o “corte” na linha de fronteira da formulação proposta por Olson e Stark (2003). Cabe ressaltar, no entanto, que, de modo geral, a tendência da envoltória indica que os pontos ficam majoritariamente na região dita como contrátil, indicando que se trata de um material suscetível à liquefação.

É importante ressaltar que a envoltória proposta por Olson e Stark (2003) foi realizada a partir de retroanálise de 33 casos históricos de rupturas por liquefação

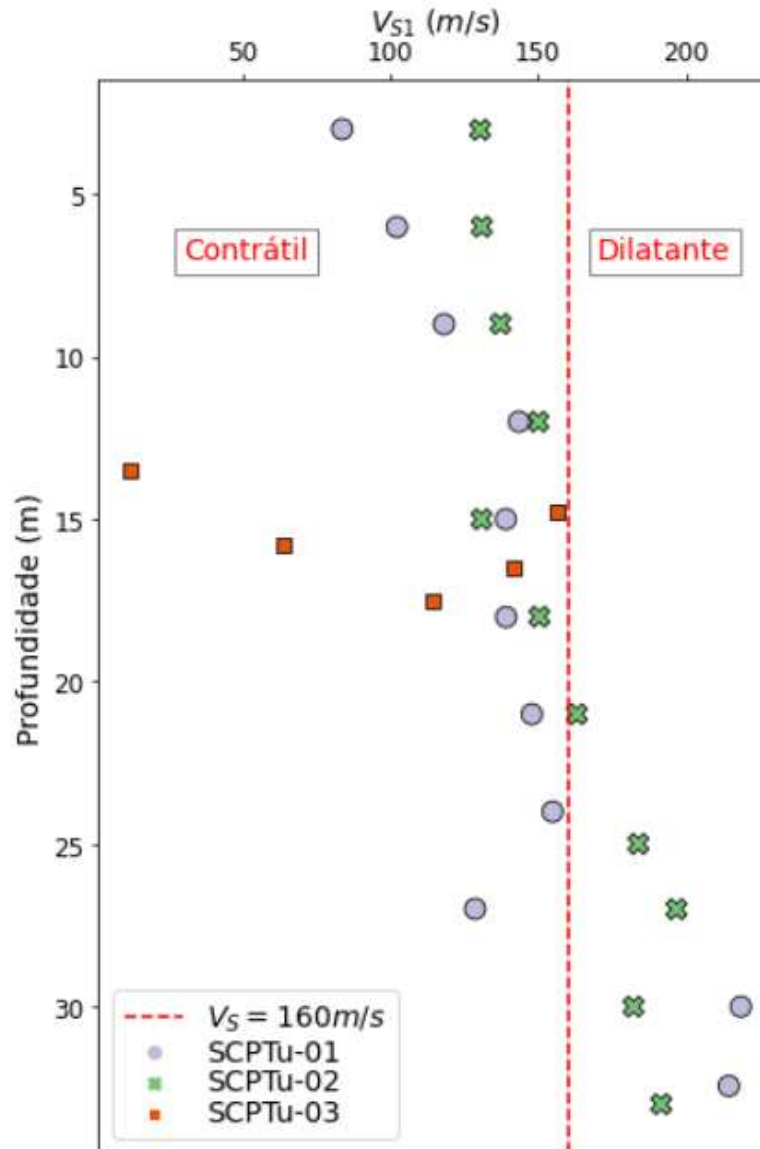
avaliadas para materiais classificados como areias fofas limpas, areias siltosas, siltes arenosos e rejeitos arenosos (OLSON e STARK, 2002), separados em rupturas induzidas por carregamentos estáticos, rupturas induzidas por deformação e rupturas induzidas por sismos. Por este motivo, o método de Olson e Stark (2003) pode não ser apropriado para a avaliação da suscetibilidade à liquefação de rejeitos *clay-like*.

Kayen, Moss, *et al.* (2013) desenvolveu correlações para avaliação da velocidade de ondas cisalhantes com a liquefação do solo induzida por sismos. Para isso, foram utilizados modelos probabilísticos, dentro de uma estrutura de modelos bayesianos e modelos de confiabilidade estrutural, para avaliar o início da liquefação. Para avaliar a suscetibilidade a liquefação a partir de ondas de cisalhamento, Kayen, Moss, *et al.* (2013) propôs a Equação (3.9), em que normaliza a velocidade de onda cisalhante, onde V_{S1} é a velocidade da onda cisalhante medida no ensaio sísmico, p_a é a pressão atmosférica e σ'_v é a tensão vertical efetiva.

$$V_{S1} = V_S (p_a / \sigma'_v)^{0,25} \quad (3.9)$$

A partir da análise de casos históricos, Kayen, Moss, *et al.* (2013) concluíram que a maior parte dos dados em que houve liquefação ocorreu para valores $100 < V_{S1} < 200$ m/s. Segundo Robertson (2015), os solos podem apresentar comportamento contrátil quando $V_{S1} < 160$ m/s. Na Figura 3.7 são apresentados os dados obtidos no ensaio sísmico e o limite proposto por Robertson (2015) que caracteriza materiais contráteis.

Figura 3.7 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação por meio da velocidade de ondas cisalhantes normalizadas.



É possível observar que a velocidade da onda cisalhante normalizada cresce com a profundidade. Até 25 metros de profundidade, aproximadamente, é possível observar que o material apresenta comportamento contrátil.

Outra forma de se avaliar a suscetibilidade à liquefação é por meio da avaliação do parâmetro de estado ($\psi = e_a - e_c$). Jefferies e Been (2015) define ψ como a diferença entre o índice de vazios atual (e_a), *in situ*, e o índice de vazios no estado crítico (e_c) para uma mesma tensão média. Jefferies e Been (2015) apresenta uma fronteira correspondente ao valor de $\psi = -0,05$. Quando um solo apresenta $\psi > -0,05$, é esperado um comportamento de amolecimento quanto à deformação, associado à

perda de resistência. Por outro lado, valores com $\psi < -0,05$ estão associados à materiais com comportamento dilatante.

O parâmetro de estado pode ser obtido através de correlações com os dados de ensaios CPTu. Robertson (2010) definiu a Equação (3.10) para a obtenção do parâmetro de estado, que faz relação com $Q_{tn,cs}$.

$$\psi = 0,56 - 0,33 \log(Q_{tn,cs}) \quad (3.10)$$

$Q_{tn,cs}$ é a correção da resistência de ponta do cone normalizada proposta por Robertson e Wride (1998), para um valor equivalente de areia limpa. O parâmetro é obtido pela Equação (3.11). O valor de K_C é definido conforme as condições estabelecidas pela Equação (3.12) e Equação (3.13), através do limite de I_C .

$$Q_{tn,cs} = K_C Q_{tn} \quad (3.11)$$

$$K_C = 1,0 \text{ se } I_C \leq 1,64 \quad (3.12)$$

$$K_C = 5,581I_C^3 - 0,403I_C^4 - 21,63I_C^2 + 33,75I_C - 17,88 \text{ se } I_C > 1,64 \quad (3.13)$$

Plewes, Davies e Jefferies (1992) apresentaram uma metodologia para estimar o parâmetro de estado com base nos resultados de CPTu's que permite a calibração das equações com base nos resultados do estado crítico obtidos por meio de ensaios de laboratório. As Equações (3.14), (3.15), (3.16) e (3.17) são utilizadas para a definição de ψ .

$$Q_P(1 - B_q) + 1 = \bar{k}e^{(-\bar{m}\psi)} \quad (3.14)$$

$$Q_P = \frac{(q_c - p_0)}{p'_0} \quad (3.15)$$

$$\frac{\bar{k}}{M} = 3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \quad (3.16)$$

$$\bar{m} = 11,9 - 13,3\lambda_{10} \quad (3.17)$$

Os parâmetros do estado crítico foram obtidos a partir de ensaios de laboratório, conforme apresentados no capítulo anterior. Portanto, o valor de λ_{10} é igual a 0,24 e M_{cs} igual a 1,268.

A Figura 3.8 apresenta os parâmetros de estado obtidos e a Tabela 3.2 sintetiza os resultados avaliados para 6048 registros.

Figura 3.8 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação pelo critério de Jefferies e Been (2015).

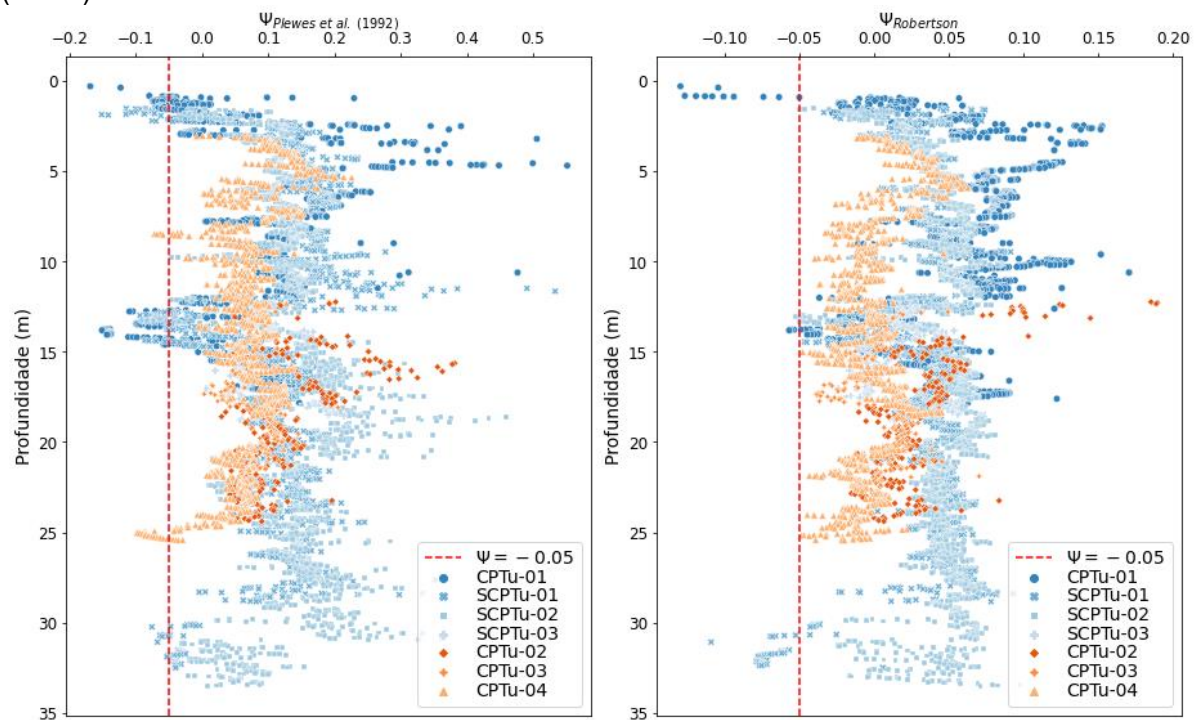


Tabela 3.2 – Proporção dos registros condicionados ao critério de Jefferies e Been (2015).

Autor	Condição	Número de Registros	Proporção (%)
(PLEWES et al., 1992)	$\psi > -0,05$	5841	96,58
	$\psi < -0,05$	207	3,42
(ROBERTSON, 2010)	$\psi > -0,05$	5990	99,04
	$\psi < -0,05$	58	0,96

Como apresentado, foram avaliados quatro métodos de suscetibilidade à liquefação: (1) Classificação quanto ao comportamento do solo (gráfico SBT), proposto por Robertson (2016); (2) Fronteira que correlaciona a tensão vertical efetiva com a resistência de ponta do cone normalizada proposta por Olson e Stark (2003); (3) Verificação a partir da velocidade de onda cisalhante normalizada (V_{s1}), cujo limite

foi proposto por Robertson (2015); e (4) Verificação da suscetibilidade a partir do parâmetro de estado, cujos limites foram estabelecidos por Jefferies e Been, (2015). A Tabela 3.3 apresenta a conclusão da avaliação do material quanto à suscetibilidade à liquefação.

Tabela 3.3 – Conclusão da avaliação dos métodos utilizados para avaliação da suscetibilidade à liquefação.

Método	Comportamento do Material
(ROBERTSON, 2016)	Contrátil
(OLSON E STARK, 2003)	Contrátil
(ROBERTSON, 2015)	Majoritariamente Contrátil
(JEFFERIES E BEEN, 2015)	Contrátil

Conforme apresentado por Robertson, Melo, *et al.* (2019), a perda de resistência devido à liquefação ocorre quando o carregamento ou descarregamento resulta em um deslizamento entre as partículas de solo, produzindo uma tendência de contração rápida. Os autores elencam as principais condições que podem levar à um processo de liquefação: presença de materiais saturados e soltos, que têm tendência a contração rápida; altas tensões de cisalhamento atuantes em relação às resistências liquefeitas não drenadas; eventos que podem desencadear perda de resistência nos materiais, tal como sismo; e um volume suficiente de materiais saturados soltos que desencadeie a instabilidade.

Além disso, Olson e Stark (2003) também trazem três categorias de rupturas que podem levar à liquefação: (i) ruptura induzida por carregamento estático (sobrecarga estática, aumento de poropressão, desconfinamento); (ii) ruptura induzida por defomação; e (iii) ruptura induzida por sismos (carregamento dinâmico e/ou repetitivo gerado durante terremotos ou vibrações intensas oriundas de outras fontes).

Diante das considerações anteriormente mencionadas e da avaliação do potencial de suscetibilidade à liquefação do material pelas metodologias utilizadas, o material indica um comportamento contrátil e, portanto, suscetível à liquefação.

3.3.4 Resistência não drenada

A resistência não drenada do rejeito foi avaliada considerando-se os resultados do ensaio de palheta e ensaios CPTu's. Conforme mencionado no item 3.2.2, para o cálculo das resistências não drenadas dos ensaios CPTu's, os valores de N_{kt} foram estimados de acordo com a equação proposta por Lunne, Robertson e Powell (1997). As estimativas apresentaram valores médios de 15,68, variando em uma faixa de 9,00 a 22,00.

De acordo com Robertson (2016) o solo próximo à luva de atrito do cone sofre deformações de cisalhamento muito grandes e tende a ser totalmente desestruturado. Com base nisso, Robertson (2009) sugeriu que a sensibilidade (S_t) na maioria dos solos ideais de granulação fina pode ser estimado com base na Equação (3.18).

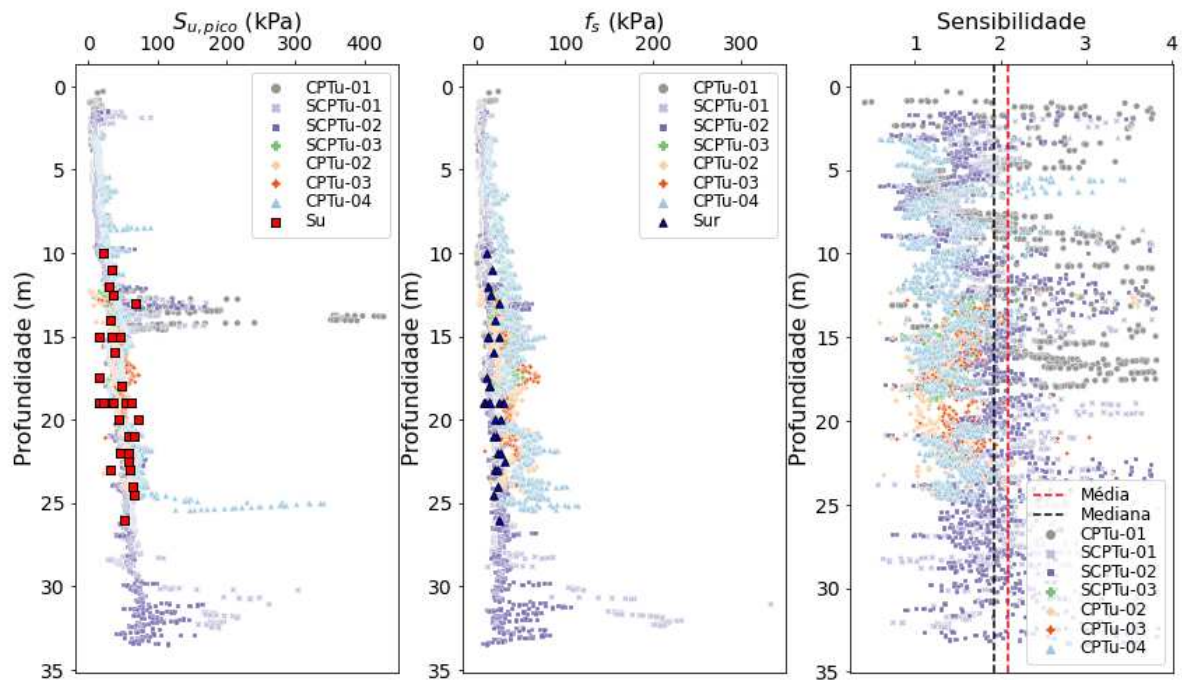
$$S_t = \frac{7,1}{F_r} \quad (3.18)$$

A resistência não drenada definida a partir dos ensaios CPTu's e SCPTu's são definidas a partir da Equação (3.19).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (3.19)$$

A Figura 3.9 apresenta a comparação dos resultados das resistências não drenadas obtidas para o ensaio de palheta e ensaios CPTu, além de apresentar a variação da sensibilidade do material em profundidade.

Figura 3.9 – Resistência não drenada e sensibilidade obtidos para os ensaios.



É possível constatar que os gráficos indicam tendência de crescimento com a profundidade em ambos os ensaios. Os resultados obtidos pelo ensaio de palheta se apresentam de modo disperso. No entanto, é possível concluir que S_{ur} , em termos gerais, se apresenta menor que S_u . Além disso, os resultados obtidos do ensaio de palheta apresentaram um $S_{u,medio}$ de 44 kPa, enquanto $S_{ur,medio}$ ficou, aproximadamente, 57% menor, resultando em um valor de 19 kPa.

Os gráficos indicam que a resistência de ponta apresenta uma correlação direta com a resistência não drenada obtida pelos ensaios de palheta na condição indeformada. Em contrapartida, os resultados da resistência não drenada na condição amolgada indicaram uma boa aderência com os valores de atrito lateral dos ensaios CPTu's e SCPTu's, sugerindo que o atrito lateral informa a resistência não drenada a grandes deformações.

A sensibilidade do material, obtida para o ensaio de palheta, variou entre 2 e 4, o que caracteriza um comportamento típico de argilas de baixa sensibilidade. Resultado semelhante pôde ser observado para os valores obtidos nos ensaios CPTu's, cuja média foi de 2,09 e mediana de 1,92.

Na literatura, são apresentadas algumas correlações com os dados dos ensaios CPTu's e SCPTu's para a determinação da razão de resistência não drenada

(S_u/σ'_{v0}) . Na Tabela 3.4 são apresentadas algumas formulações usuais no meio técnico e suas respectivas estatísticas básicas.

Tabela 3.4 – Correlações para a obtenção da razão de resistência não drenada.

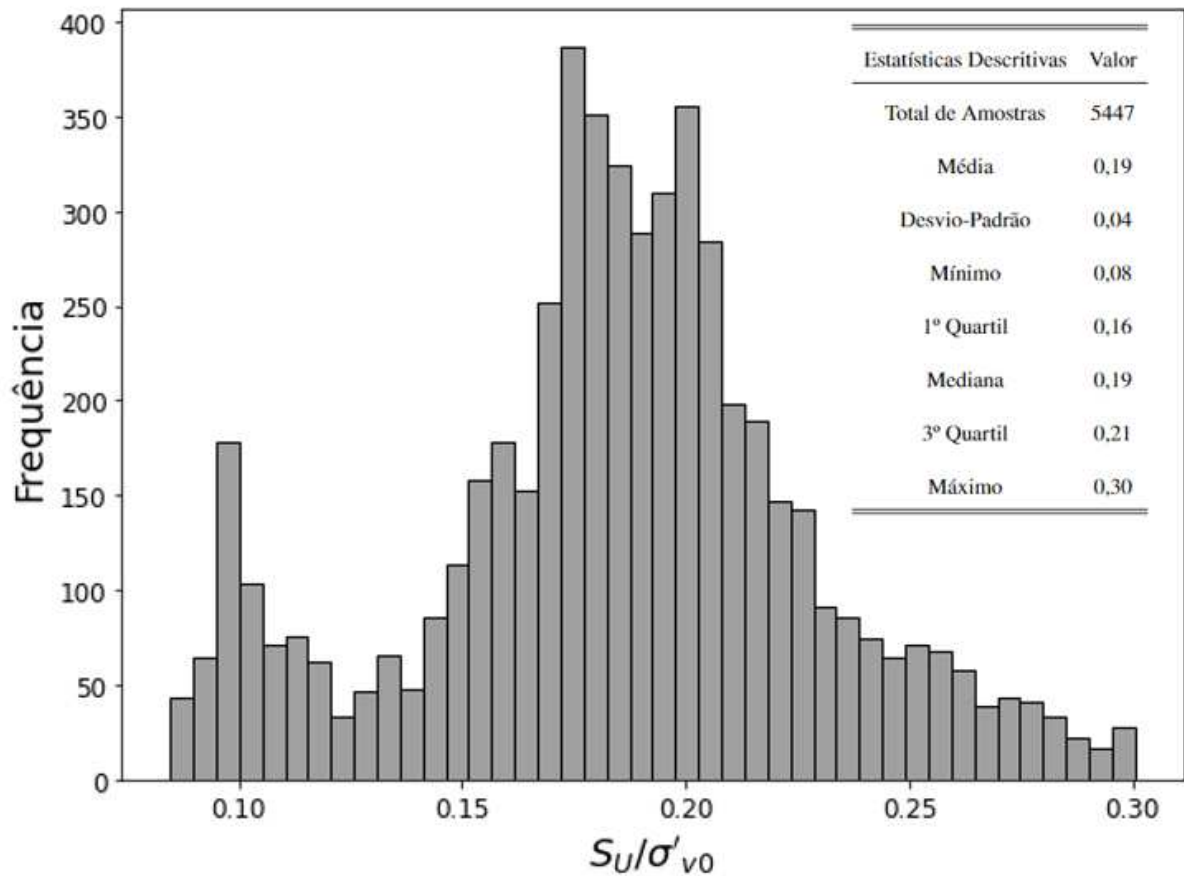
Equação	Estatísticas Básicas		
	Média	Desvio padrão	Mediana
$\frac{S_{u,pico}}{\sigma'_{v0}} = 0,205 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,04$ (OLSON E STARK, 2003)	0,213	0,007	0,212
$\frac{S_{u,liq}}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03$ (OLSON E STARK, 2002)	0,038	0,007	0,037
$\frac{S_{u,liq}}{\sigma'_{v0}} = \frac{0,02199 - 0,0003124Q_{tn,cs}}{1 - 0,02676Q_{tn,cs} + 0,0001783Q_{tn,cs}^2}$ (ROBERTSON, 2010b)	0,047	0,017	0,041
$\frac{S_{u,liq}}{\sigma'_{v0}} = 0,0055e^{(0,05Q_{tn,cs})}$ (JEFFERIES E BEEN, 2015)	0,049	0,067	0,036

Apesar das formulações, o valor de S_u/σ'_{v0} foi estimado a partir dos ensaios CPTu's e SCPTu's, com base na divisão da resistência não drenada pela tensão vertical efetiva. As equações (3.19) e (3.20) apresentam a formulação utilizada.

$$\sigma'_{v0} = \gamma h - u_0 \quad (3.20)$$

O valor final foi definido desconsiderando os resultados indicados como *outliers*. Para isso, inicialmente foi realizado uma limpeza de valores extremos fazendo uso do intervalo interquartil (IQR), definido pela diferença do terceiro quartil (Q3) e primeiro quartil (Q1). A partir do IQR foram definidos o limite inferior, dado por $Q1 - 1,5Q3$, e limite superior, dado por $Q1 + 1,5Q3$. Os registros que se situaram fora do intervalo prescrito foram desconsiderados. O histograma de frequência é apresentado na Figura 3.10.

Figura 3.10 – Frequência dos resultados para razão de resistência não drenada obtidas a partir dos ensaios CPTu's.



Para verificar se a distribuição pode ser considerada como normal, foi utilizado o teste de normalidade proposto por Shapiro e Wilk (1965). De acordo com SciPy (2022), o teste de Shapiro-Wilk testa a hipótese nula de que uma população apresenta uma distribuição normal e retorna dois valores: a estatística teste W e o p-valor. Se o p-valor for menor que a significância (α), a hipótese nula é rejeitada e há evidências de que os dados testados não seguem uma distribuição normal. Por outro lado, se o p-valor for maior que α , a hipótese nula não pode ser rejeitada (JMP, 2022). O teste foi realizado para uma significância de 0,05 e retornou um p-valor de 1,07E-27, indicando não se tratar de uma distribuição normal.

De acordo com Jamiolkowski, Ladd, *et al.* (1985), para solos finos normalmente adensados a razão de resistência não drenada varia de 0,20 a 0,30, com um valor médio de referência obtido via ensaio de cisalhamento direto simples de 0,22. Os resultados obtidos através do ensaio CPTu indicaram um valor médio para S_u/σ'_{v0} de 0,19, abaixo da faixa estabelecida pelos autores. No entanto, a correlação sugerida

por Olson e Stark (2003), que retornou um valor médio de 0,21, indica uma proximidade com os valores citados por Jamiolkowski, Ladd, *et al.* (1985).

Por outro lado, no relatório técnico referente à ruptura da Barragem I de Córrego do Feijão, apresentado por Robertson, Melo, *et al.* (2019), indicaram valores S_u/σ'_{v0} compreendidos entre 0,26 e 0,34, sendo o limite inferior para fração fina e o limite superior para a fração granular. O resultado de S_u/σ'_{v0} , igual a 0,19, indica que o valor considerado para o rejeito *clay-like* está abaixo do intervalo mencionado.

Os resultados dos ensaios triaxiais apresentados no capítulo anterior, por outro lado, indicam valores altos em comparação com os intervalos apresentados por Robertson, Melo, *et al.* (2019), uma vez que o valor médio de S_u/σ'_{v0} para a condição compacta o valor obtido foi de 0,43 e para a condição fofa foi de 0,36.

Cabe ressaltar que sob condições não drenadas, a saturação, o teor de umidade e o índice de vazios são constantes ($e = wG_s/S_r$), indicando que a resistência não drenada é governada somente pelo índice de vazios iniciais (ATKINSON, 2007). A resistência não drenada também independe da trajetória de tensões totais, uma vez que para um mesmo índice de vazios resulta em valores aproximadamente iguais de resistência não drenada para diferentes tensões. Com isso, a resistência do solo sempre será governada pela resistência ao atrito, que por sua vez é controlada pelas tensões efetivas (WROTH, 1984).

3.3.5 Parâmetros de deformabilidade

Os parâmetros de deformabilidade do solo, geralmente, são definidos em função do histórico de tensão, estado de tensão e deformação, condição de drenagem e direção da trajetória de tensões, o que torna complexa a definição dos módulos de deformabilidade. Na prática, para solos finos, geralmente são definidos o Módulo de Young não drenado (E_u), módulo edométrico (M) e módulo de cisalhamento (G_0). De modo geral, existem duas abordagens para a definição de parâmetros de deformabilidade através de dados de ensaios de CPTu: (1) Métodos indiretos que requerem uma estimativa de outro parâmetro, como por exemplo a resistência ao cisalhamento não drenado S_u ; e (2) Métodos diretos que relacionam a resistência de ponta do cone diretamente ao parâmetro (LUNNE, ROBERTSON & POWELL, 1997).

Mayne (2007), através da Equação (3.21), inicialmente proposta por Kulhawy e Mayne (1990), mostrou que α_M varia de acordo com o tipo de solo. Além disso,

Sanglerat (1972) sugere que α_M varia de acordo com a plasticidade do solo e teor de umidade natural.

$$M = \alpha_M(q_t - \sigma_{v0}) \quad (3.21)$$

Robertson (2009) propôs alguns critérios para a definição de α_M . Quando $I_C > 2,2$, α_M assume a condição apresentada pela Equação (3.22) e quando $I_C \leq 2,2$, α_M obedece à condição denotada pela Equação (3.23).

$$\alpha_M = Q_{tn} \text{ se } Q_{tn} \leq 14 \text{ e } \alpha_M = 14 \text{ se } Q_{tn} > 14 \quad (3.22)$$

$$\alpha_M = 0,03[10^{(0,55I_C+1,68)}] \quad (3.23)$$

Lunne, Robertson e Powell (1997), entretanto, fazem ressalvas a respeito do uso de correlações, que podem induzir a erros quando é realizado a estimativa de parâmetros de adensamento e/ou deformação drenados, como M, a partir de um ensaio CPTu. Contudo, correlações com base em estudos locais podem fornecer bons resultados.

A teoria da elasticidade relaciona o Módulo de Cisalhamento Máximo (G_0) à densidade do solo (ρ) e à velocidade de onda cisalhante (LUNNE, ROBERTSON & POWELL, 1997), conforme apresentado pela Equação (3.24).

$$G_0 = \rho V_S^2 = \frac{\gamma}{g} V_S^2 \quad (3.24)$$

Robertson (2009) apresenta a Equação (3.25) para a definição do módulo de cisalhamento, sugerida para solos que não apresentam cimentação.

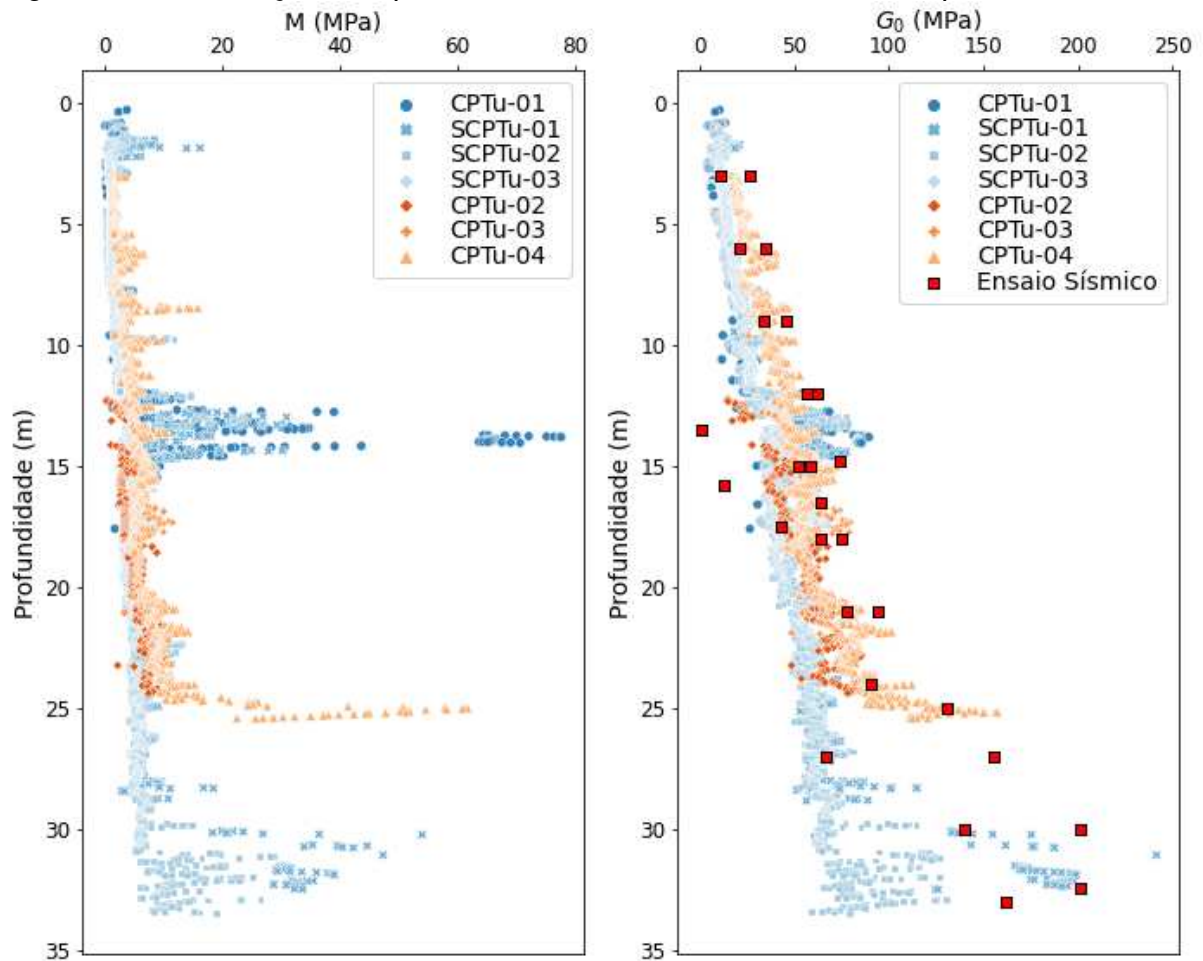
$$G_0 = 0,0188[10^{(0,55I_C+1,68)}](q_t - \sigma_{v0}) \quad (3.25)$$

É importante ressaltar que G_0 não é independente da direção da onda cisalhante (POWELL E BUTCHER, 1991). Conforme apresentado por Butcher e Powell (1995), a velocidade da onda cisalhante em argilas é dependente das tensões

nas direções de propagação e da polarização das ondas de cisalhamento e pode variar até 300% em argilas fortemente sobreadensadas.

A Figura 3.11 apresenta os resultados obtidos para o módulo edométrico e módulo de cisalhamento, obtidos por correlação a partir dos dados dos ensaios CPTu's e da velocidade das ondas cisalhantes dos ensaios sísmicos.

Figura 3.11 – Variação dos parâmetros de deformabilidade com a profundidade.



Os resultados indicam que os parâmetros de deformabilidade apresentam uma tendência de aumento com a profundidade. Os resultados também indicam uma correlação positiva com a resistência de ponta do cone, evidenciado também através das equações (3.21) e (3.25). Destacam-se os picos apresentados nos gráficos, que indicam a presença de lentes de materiais mais resistentes. Conforme também observado por Jefferies e Been (2015), os resultados apresentaram uma tendência de aumento da velocidade de onda de cisalhamento com a profundidade.

Tomando como referência a classificação por I_c e considerando os resultados para os CPTu's que fornecem comportamento de misturas de siltes, argilas e argilas orgânicas ($I_c > 2,54$), foram obtidas as faixas de valores apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Parâmetros de deformabilidade do rejeito.

Parâmetros	Quantidade de Registros	Estatísticas Básica				
		Média	Desvio Padrão	Mediana	Mínimo	Máximo
M (MPa)	5950	4,95	4,83	4,07	0,19	54,03
$G_{0,CPTu}$ (MPa)	5950	42,30	25,91	40,32	4,26	241,59
$G_{0,VS}$ (MPa)	27	76,05	55,26	63,80	0,40	201,18

Os resultados de G_0 indicam uma boa aderência gráfica entre os valores obtidos por correlação dos dados dos CPTu's com os obtidos por velocidade de onda cisalhante. Entretanto, os resultados do ensaio sísmico apresentaram uma dispersão maior quando comparados com os do CPTu, além de um valor médio maior. Essa diferença pode ser explicada pela profundidade em que foram obtidos os dados e pela quantidade amostral de cada um.

Resultados de G_0 apresentados no relatório do CIMNE (2021), referente à Barragem I na Mina de Córrego do Feijão, apresentou valores máximos na ordem de 300 MPa para ensaios sísmicos e ensaios de laboratório, enquanto os resultados obtidos no presente trabalho o valor máximo foi na ordem de 200 MPa.

3.4 Conclusões

A avaliação da condição *in situ* do rejeito foi verificada a partir da interpretação de ensaios CPTu's, SCPTu's e ensaios de palheta. A partir da interpretação dos dados brutos foi possível determinar o perfil estratigráfico, o peso específico *in situ*, a resistência não drenada, parâmetros de deformabilidade e a avaliação quanto à suscetibilidade à liquefação. Diante do exposto, foram obtidas as seguintes conclusões:

- I. Foram realizados quatro ensaios CPTu's e três ensaios SCPTu's. Os resultados indicaram que, para a resistência de ponta corrigida, foram constatados valores variando entre 0,04 e 9,71 MPa, com uma mediana de 0,84 MPa. Já para a resistência de atrito lateral foram verificados valores entre 0,16 e 334,08 kPa, com uma mediana de 18,46 kPa. A poropressão induzida apresentou resultados entre 0,38 e 1270 kPa, com uma mediana de 379,32 kPa. Graficamente, é possível observar que as camadas investigadas apresentam resistência de ponta corrigida crescente, intercalados com picos de resistência que indicam a presença de lentes de solo granular. Do ponto de vista do comportamento, classificado a partir do índice I_c , dos 6257 registros avaliados, 88,72% indicaram comportamento de argilas orgânicas, 6,80% comportamento de solos argilosos, 2,86% comportamento de mistura de siltes, 1,50% como misturas de areias e 0,12% como areias;
- II. Para o tratamento dos dados dos ensaios CPTu's e SCPTu's, procurou-se estimar o peso específico do material em sua condição *in situ*. Para isso, fez-se uso da metodologia apresentada por Robertson (2010b). Foi obtido um histograma de frequência, que indicou que os dados não se comportam como uma distribuição normal. Diante disso, foi considerado o valor da mediana que resultou em 16,25 kN/m³. O valor obtido se enquadra em valores típicos representados pelas regiões 2 e 3 no gráfico não normalizado de Robertson, Campanella, *et al.* (1986), regiões classificadas como solos argilosos e siltes argilosos, que, de acordo com o autor, faz com que o peso específico

se situe entre 12,50 e 17,50 kN/m³. No entanto, os valores de laboratório indicaram valores da ordem de 21,76 kN/m³, sendo utilizado nos cálculos de tensão vertical;

- III. Para a avaliação da suscetibilidade à liquefação foram avaliados os resultados utilizados quatro métodos. Os resultados indicaram que o material tem comportamento contrátil e, portanto, suscetível à liquefação. Convém ressaltar, no entanto, que nem todos os métodos utilizados são recomendados/aplicáveis para rejeitos do tipo *clay-like*;
- IV. Os ensaios de palheta e ensaios CPTu's e SCPTu's permitiram a obtenção da resistência não drenada, razão de resistência não drenada e avaliação da sensibilidade do material. Os resultados obtidos pelo ensaio de palheta indicaram uma resistência não drenada média de 44 kPa e uma resistência não drenada amolgada média de 19 kPa. Os ensaios de piezocone indicaram que a resistência não drenada apresenta uma tendência de crescimento com a profundidade. O material apresentou sensibilidade variando entre 2 e 4, com média de 2,09, típico de argilas de baixa sensibilidade. A razão de resistência não drenada obtida foi de 0,21, enquanto a razão de resistência não drenada liquefeita ficou compreendida entre 0,04 e 0,05, obtida por meio de correlações consagradas no meio geotécnico; e
- V. O módulo edométrico (M) e módulo de cisalhamento (G₀) apresentaram tendência de crescimento com a profundidade. A definição do módulo de cisalhamento a partir da velocidade de ondas cisalhantes apresentou valores maiores do que aqueles obtidos via correlação do ensaio de penetração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M. D. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. [S.l.]: Oficina de Textos, 2010.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2573: Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils**. American Society for Testing and Materials. [S.l.]. 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5778: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils**. American Society for Testing and Materials. [S.l.]. 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: Solo - Ensaio de palheta in situ**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1989.
- ATKINSON, J. H., LAU, W. H., & POWELL, J. J. **Measurement of soil strength in simple shear tests**. Canadian Geotechnical Journal, 28, 255-262, abril, 1991).
- ATKINSON, J. H. **The mechanics of soils and foundations**. 2^a. ed. New York: Taylor and Francis, 2007.
- BUDHU, M. **Nonuniformities imposed by simple shear apparatus**. Canadian Geotechnical Journal, 125-137, Fevereiro, 1984).
- BUTCHER, A. P.; POWELL, J. J. M. **Practical considerations for field geophysical techniques used to assess ground stiffness**. Proceedings of the International Conference on Advances in Site Investigation Practice, Telford, London, 1995.
- CAMPANELLA, R. D. **A manual on interpretation of seismic piezocone test data for geotechnical design**. [S.l.]: Geotech. Research Group, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 2005.
- CHANDLER, R. J. **The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane**, 1998.
- DIENSTMANN, G. et al. **Piezocone Penetration Rate Effects in Transient Gold Tailings**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 144, Fevereiro 2018.
- FEAR, C. E.; ROBERTSON, P. K. **Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework**. Canadian Geotechnical Journal, v. 32, p. 859-870, outubro 1995.
- FERNANDES, M. D. M. **Mecânica dos solos - vol. 2: Introdução à Engenharia Geotécnica**. [S.l.]: Oficina de Textos, 2014.
- JAMIOLKOWSKI, M. et al. **New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils**. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, n. 1st, Agosto 1985.

JEFFERIES, M. et al. **Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations for Ashurst Australia**. [S.l.]. 2019.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil liquefaction: a critical state approach**. Boca Raton, FL: CRC Press, 2015.

JMP. **How do I interpret the Shapiro-Wilk test for normality?**, 2022. Disponível em: <<https://www.jmp.com/support/notes/35/406.html>>. Acesso em: 5 Julho 2022.

KAYEN, R. et al. **Shear-Wave Velocity - Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 139, p. 407-419, Março 2013.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. H. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. [S.l.]: EPRI, 1990.

LADD, C. C.; DEGROOT, D. J. **Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture Práctica Recomendada para la Caracterización de Sitios en Terreno Blando**: Conferência Arthur Casagrande, 2004.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. [S.l.]: Taylor & Francis, 1997.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELLAND, J. J. M. **Cone-penetration testing in geotechnical practice**. [S.l.]: Springer Science and Business Media LLC, 2007.

Mayne, P. W. **A Review of Undrained Strength in Direct Simple Shear**. Soils and Foundations, 64-72, Setembro, 1985).

MAYNE, P. W. **Cone penetration testing: a synthesis of highway practice**. Washington: Project 20-5. Transportation Research Board, 2007.

MORGENSTERN, N. R. et al. **Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam**. [S.l.]. 2016.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. **Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories**. Canadian Geotechnical Journal, v. 39, p. 629-647, Junho 2002.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. **Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 129, p. 727-737, Agosto 2003.

ORTIGÃO, J. A.; COLLET, H. B. **A Eliminação de erros de atrito em Ensaios de Palheta**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, 1986.

PLEWES, H. D.; DAVIES, M. P.; JEFFERIES, M. G. **CPT Based Screening Procedure for Evaluating Liquefaction Susceptibility**. Innovation conservation and

renovation, 45th Canadian geotechnical conference, Innovation conservation and renovation, 1992.

POWELL, J. J.; BUTCHER, A. P. **Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests**. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Junho 1991.

ROBERTSON, P. K. et al. **Use of Piezometer Cone Data**. Proceedings of American Society of Civil Engineers, Blacksburg, p. 1263-1280, Junho 1986.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. F. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, p. 442-459, Junho 1998.

ROBERTSON, P. K. **Interpretation of cone penetration tests - a unified approach**. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, p. 1337-1355, Novembro 2009.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, p. 842-853, Junho 2010.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Estimating soil unit weight from CPT**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, 2010.

ROBERTSON, P. K. **Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, 2010.

ROBERTSON, P. K. **Comparing CPT and Vs Liquefaction Triggering Methods**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 141, Setembro 2015.

ROBERTSON, P. K. **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update**. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, p. 1910-1927, Dezembro 2016.

ROBERTSON, P. K. et al. **Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I**. [S.l.]. 2019.

SANDVEN, R. **Influence of test equipment and procedures on obtained accuracy in CPTU**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, Maio 2010.

SANGLERAT, G. **The penetrometer and soil exploration**. Londres: Elsevier Science, 1972.

SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test: performance and design**. Federal Highway Administration. [S.l.]. 1978.

SCHNAID, F. **The Ninth James K. Mitchell Lecture: On The Geomechanics and Geocharacterization of Tailings**, 2021.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª. ed. [S.l.]: Oficina de Textos, 2012.

SCIPY, U. G. **SciPy User Guide**. scipy.stats, 2022. Disponível em: <<https://docs.scipy.org/doc/scipy/reference/generated/scipy.stats.shapiro.html>>. Acesso em: 5 Julho 2022.

SCIPY.STATS.SHAPIRO. docs.scipy.org, 2008 - 2022. Disponível em: <<https://docs.scipy.org/doc/scipy/reference/generated/scipy.stats.shapiro.html>>. Acesso em: 05 jul. 2022.

SHAPIRO, S. S.; WILK, M. B. **An analysis of variance test for normality (complete samples)**. Biometrika, v. 52, p. 591-611, dezembro 1965.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique, v. 3, p. 30-53, Março 1952.

VICK, S. G. **Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams**. Vancouver: BiTech Publishers LTD, 1990.

WROTH, C. P. **The interpretation of in situ soil tests**. Géotechnique, v. 34, p. 449-489, Dezembro 1984.

4. CONCLUSÕES GERAIS

Os resultados obtidos neste trabalho permitiram avaliar as propriedades geomecânicas de um rejeito do tipo *clay-like* a partir de ensaios de laboratório e de campo.

A avaliação dos resultados dos ensaios de laboratório foi realizada sobre os dados fornecidos de ensaios de distribuição granulométrica, determinação da massa específica dos sólidos, limites de Atterberg, determinação do teor de umidade natural e índice de vazios. Foram também determinados parâmetros de resistência dos materiais sob a condição fofa e compacta a partir de ensaios drenados e não drenados de compressão triaxial e cisalhamento direto simples.

De modo geral, os valores da densidade média dos grãos G_s foi de 4,254, para os rejeitos finos e com a presença da fração pedregulhosa. Isso indica a possibilidade da ocorrência de minerais ferrosos nas amostras e está condizente com a faixa de valores de materiais semelhantes situados no Quadrilátero Ferrífero (CARNEIRO, 2021, ROBERTSON, MELO, *et al.* 2019, MORGENSTERN, VICK, *et al.* 2016).

Os parâmetros de resistência foram maiores para as amostras com a parcela de pedregulhos, resultando em valores de 34° para o ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva de 1 kPa. Por outro lado, as amostras de rejeitos finos tiveram como resultado um ângulo de atrito efetivo de 30° e coesão efetiva de 6 kPa. Os ensaios de cisalhamento direto simples apresentaram valores próximos para o ângulo de atrito efetivo, com valores de 31° e 30° , para os rejeitos com parcela de pedregulhos e finos, respectivamente. No entanto, a resistência no estado plano de deformação é mais elevada do que no estado axissimétrico e, aplicando a formulação proposta por Wroth (1984), que objetiva converter o ângulo de atrito efetivo no estado plano de deformação para o estado axissimétrico foi obtido 28° e 27° para os rejeitos granulares e finos, respectivamente.

Os ensaios de compressão triaxial apresentaram razão de resistência não drenada de 0,36 para as amostras de rejeito granular (AMP) na condição de fofa e compacta e, no caso das amostras com fração fina (AMF), esta razão foi de 0,36 para a condição fofa e de 0,43 para a condição compacta. A diferença de compacidade indica que a razão de resistência não drenada tem natureza friccional, de forma que quanto mais denso for a amostra, maior o resultado (ATKINSON, 2007, WROTH, 1984).

Os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade e módulo volumétrico indicaram valores maiores para as amostras com fração pedregulhosa. Outro aspecto também observado foi a relação com a densidade das amostras, sendo que os módulos apresentam valores maiores quanto mais denso o material.

Os valores dos ensaios de laboratório, no entanto, não corroboram os valores obtidos a partir dos ensaios de campo. A razão de resistência não drenada obtida pelos ensaios CPTu's e SCPTu's foi de 0,21, e é considerada mais factível às condições de campo. A razão de resistência não drenada liquefeita ficou compreendida entre 0,04 e 0,05, obtida por meio de correlações. Os ensaios de palheta apresentaram uma resistência não drenada média de pico de 44 kPa e uma resistência não drenada amolgada média de 19 kPa. O material apresentou sensibilidade variando entre 2 e 4, típico de argilas de baixa sensibilidade.

Os ângulos de atrito efetivo no estado crítico obtidos para as amostras com fração granular e fina foram de 34° e 32°, respectivamente. A amostra com fração granular apresentou um valor médio de λ de 0,024, indicando se tratar de um material de alta rigidez. Já amostra com fração fina apresentou um λ de 0,24, indicando se tratar de um material altamente compressível. Por se tratar de um material compressível, a avaliação da suscetibilidade à liquefação, efetuada a partir de quatro métodos, indicou que o rejeito fino possui comportamento contrátil e, portanto, é suscetível à liquefação.

A avaliação da condição *in situ* do rejeito, a partir da interpretação de ensaios CPTu's, SCPTu's e ensaios de palheta, possibilitou, também, determinar o perfil estratigráfico, o peso específico *in situ* e parâmetros de deformabilidade. Do ponto de vista do comportamento, classificado a partir do índice I_c , dos registros avaliados, 88,72% indicaram comportamento de argilas orgânicas, 6,80% comportamento de solos argilosos, 2,86% comportamento de mistura de siltes, 1,50% como misturas de areias e 0,12% como areias.

Com base na metodologia de Robertson e Cabal (2010) foi estimado o peso específico *in situ*, resultado em um valor de 16,25 kN/m³, que fica compreendido entre 12,50 e 17,50 kN/m³, valores compatíveis com materiais cujos comportamentos são classificados como solos argilosos e siltes argilosos de acordo com Robertson, Campanella, *et al.* (1986). No entanto, a presença de minerais ferrosos faz com que seja esperado valores maiores aos que estabelecidos pelos autores. Com isso, a partir do valor de G_s , teor de umidade, índice de vazios e considerando o material como

100% saturado, chegou-se a um valor de 21,76 kN/m³, que foi utilizado para o cálculo de correlações.

Os ensaios CPTu's e SCPTu's possibilitaram a determinação de parâmetros de deformabilidade a partir da correlação com a resistência de ponta e velocidade da onda cisalhante. O módulo edométrico (M) e módulo de cisalhamento (G₀) apresentaram tendência de crescimento com a profundidade. A definição do módulo de cisalhamento a partir da velocidade de ondas cisalhantes apresentou valores maiores do que aqueles obtidos via correlação com a resistência de ponta.

4.1 Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho buscou abordar as propriedades geomecânicas de um rejeito do tipo *clay-like*. Entretanto, faz-se necessário estudos futuros complementares que auxiliarão na formação do conhecimento de materiais semelhantes. Dessa forma, são apresentadas as seguintes sugestões para futuras pesquisas:

- I. Avaliação das propriedades hidráulicas e de compressibilidade de rejeitos do tipo *clay-like*, incluindo a determinação dos coeficientes de permeabilidade *in situ* e em laboratório, além do coeficiente de adensamento;
- II. Realização de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para verificação da granulometria e angulosidade dos grãos e difratometria de raio x para determinar a composição mineralógica;
- III. Realizar análises via modelagem numérica e verificar qual o modelo constitutivo permite representar melhor o comportamento do material (*NorSand* ou *CamClay*);
- IV. Realizar ensaios reológicos para materiais semelhantes sob diferentes teores de sólidos para determinação da tensão de escoamento e viscosidade; e
- V. Realizar ensaios não saturados para avaliar o material nessas condições.

APÊNDICE A – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Figura A. 1 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-TX01 na condição não drenada.

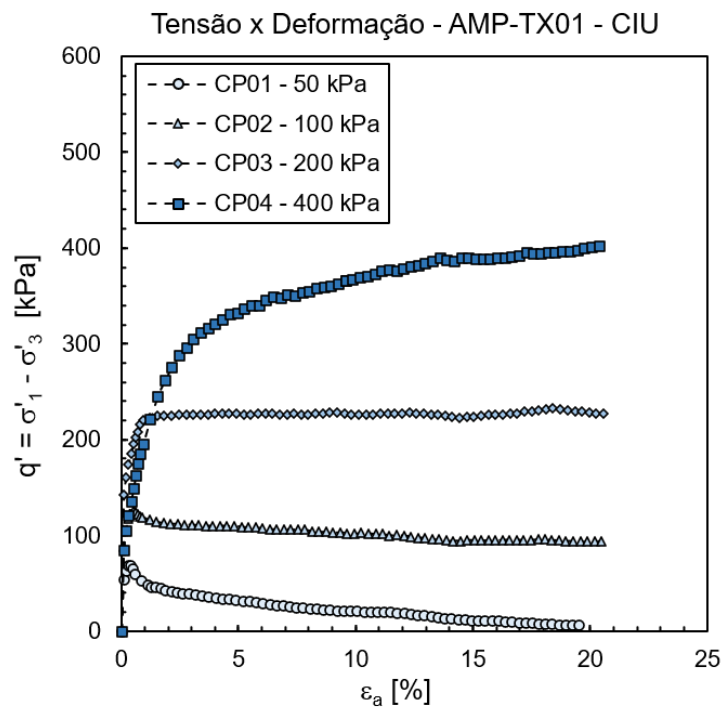


Figura A. 2 – Gráfico do excesso de poropressão para a amostra AMP-TX01 na condição não drenada.

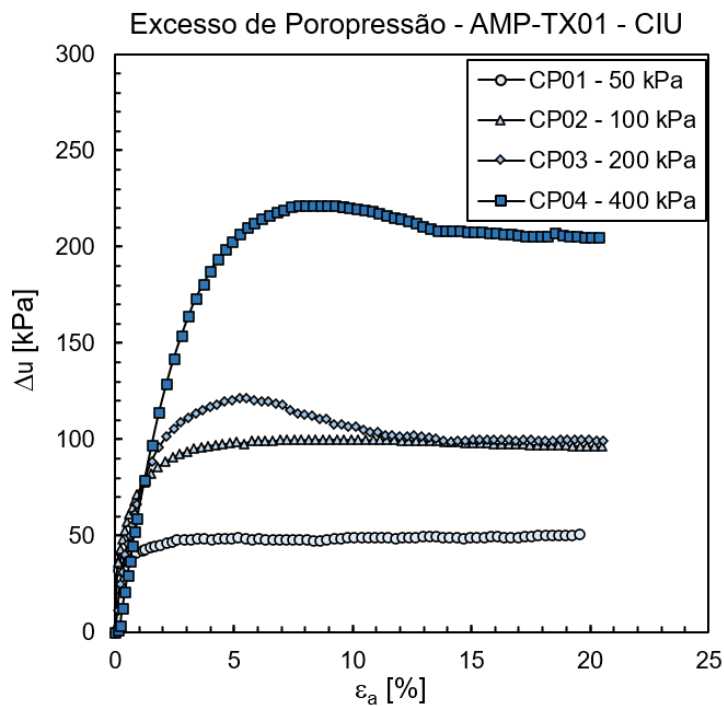


Figura A. 3 – Envoltória de resistência da amostra AMP-TX01 na condição não drenada.

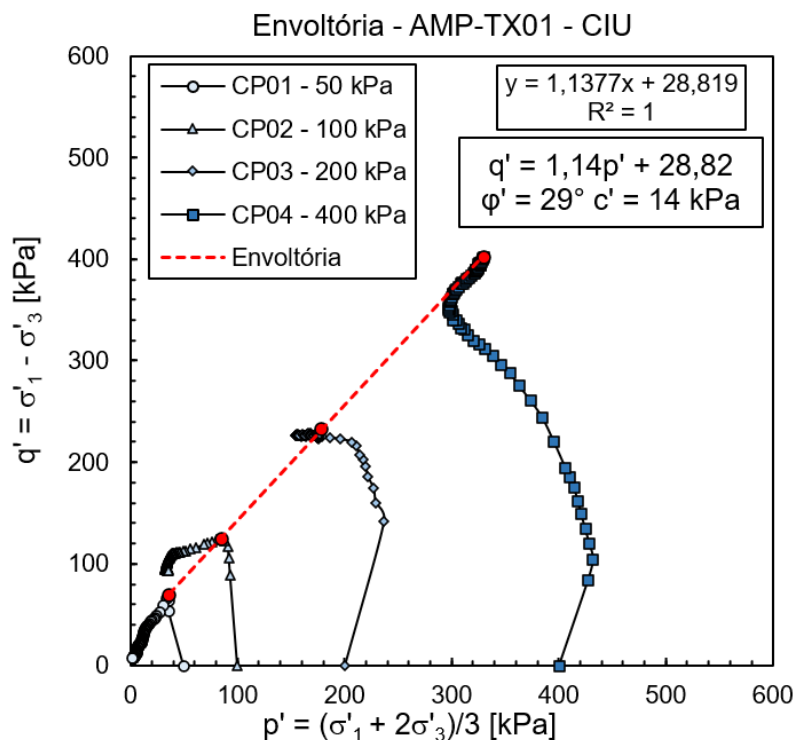


Figura A. 4 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-TX02 na condição não drenada.

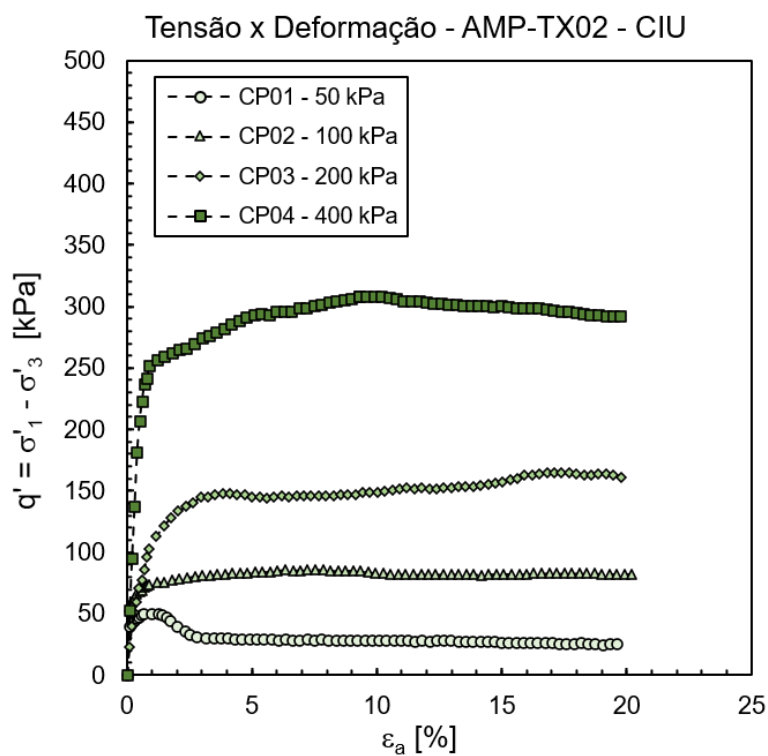


Figura A. 5 – Gráfico do excesso de poropressão para a amostra AMP-TX02 na condição não drenada.

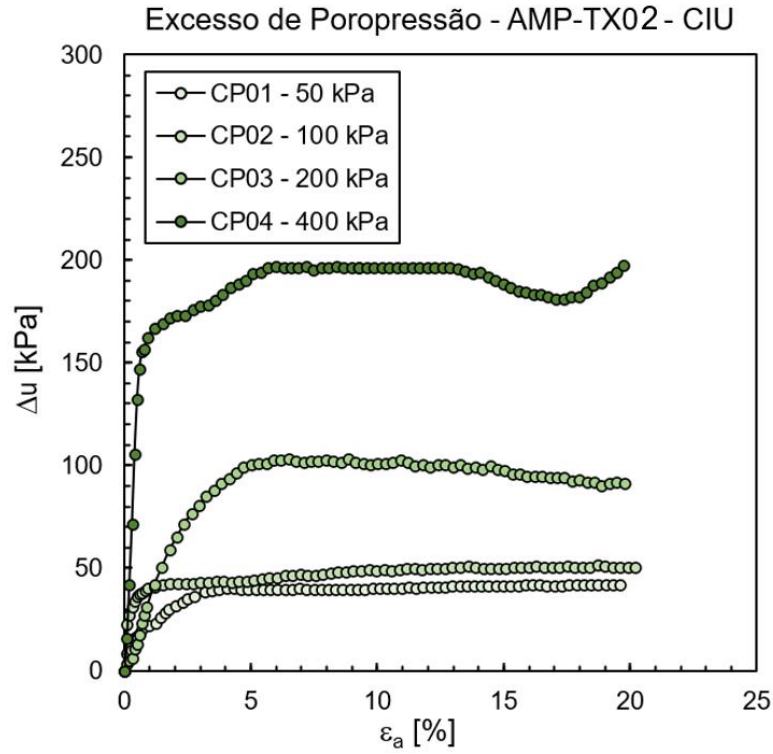


Figura A. 6 – Envoltória de resistência da amostra AMP-TX02 na condição não drenada.

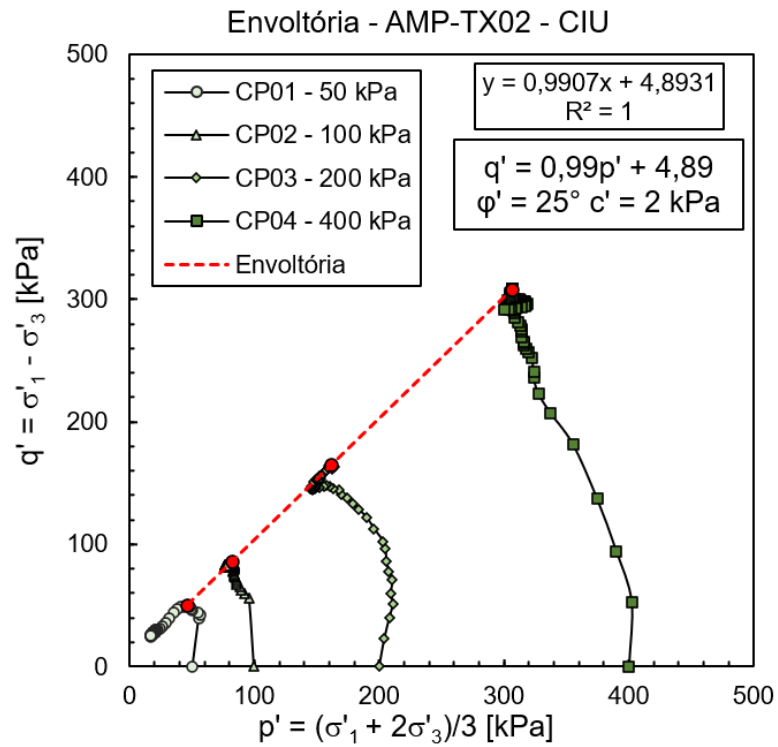


Figura A. 7 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-TX01 na condição drenada.

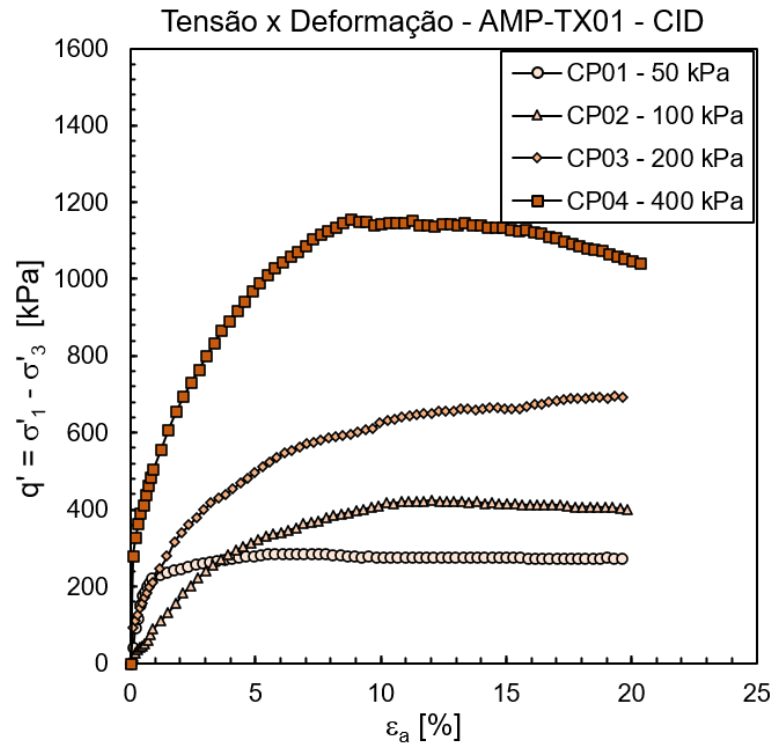


Figura A. 8 – Gráfico da deformação volumétrica da amostra AMP-TX01 na condição drenada.

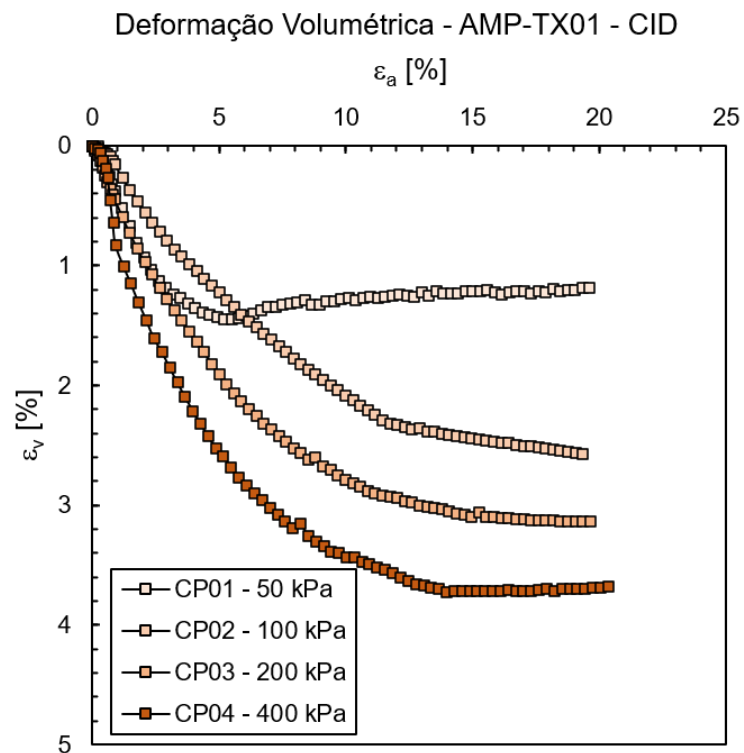


Figura A. 9 – Envoltória de resistência da amostra AMP-TX01 na condição drenada.

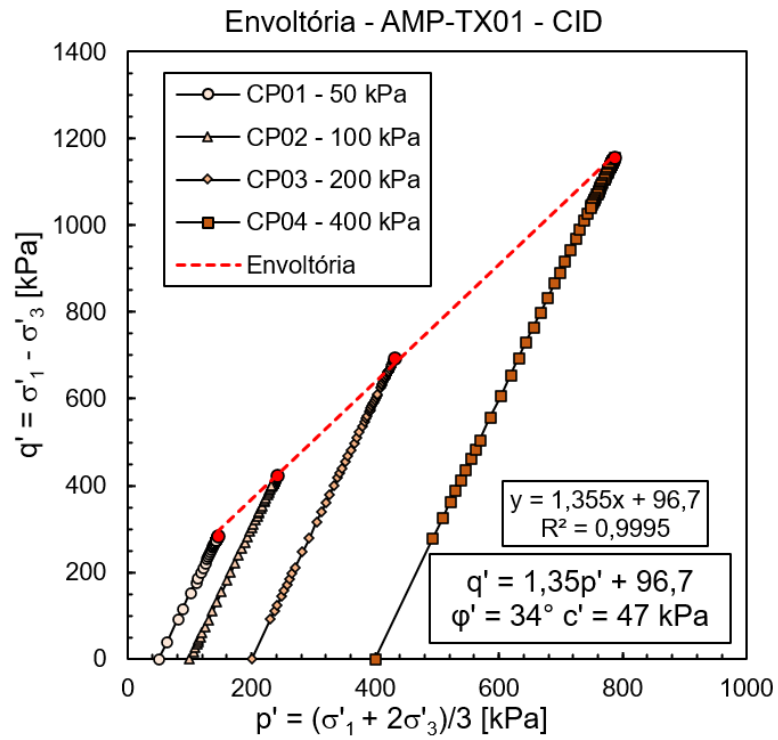


Figura A. 10 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-TX02 na condição drenada.

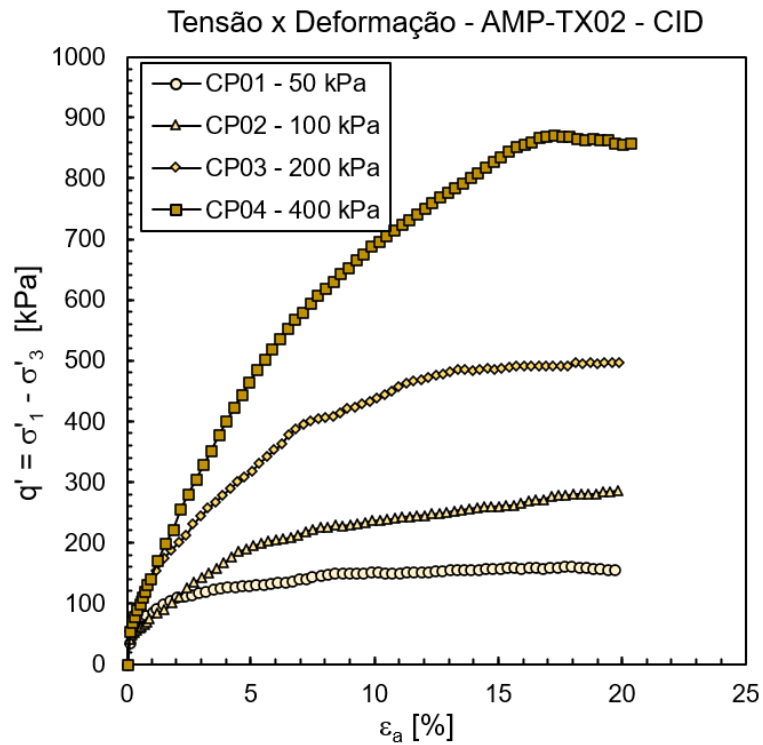


Figura A. 11 – Gráfico da deformação volumétrica da amostra AMP-TX02 na condição drenada.

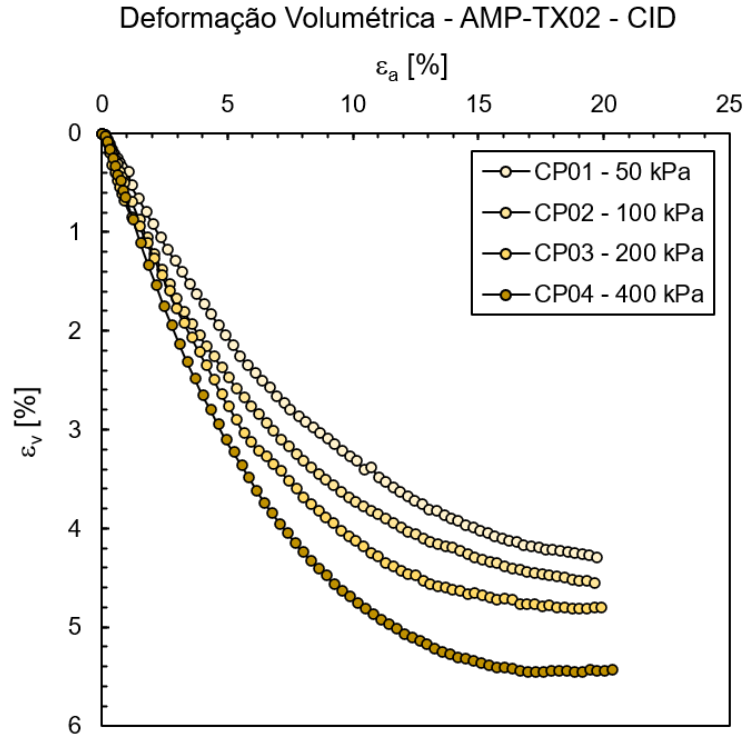


Figura A. 12 – Envoltória de resistência da amostra AMP-TX02 na condição drenada.

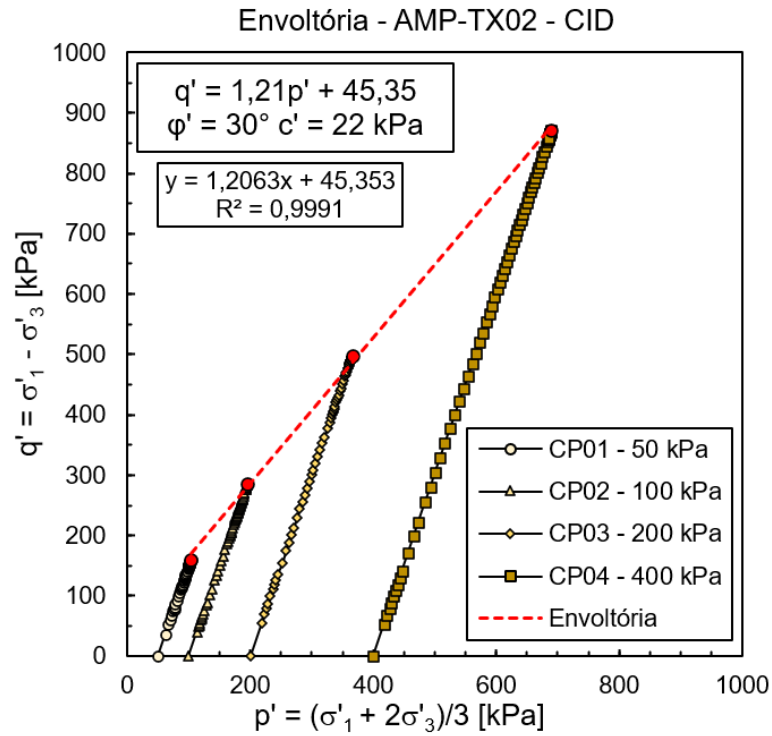


Figura A. 13 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-TX01 na condição não drenada.

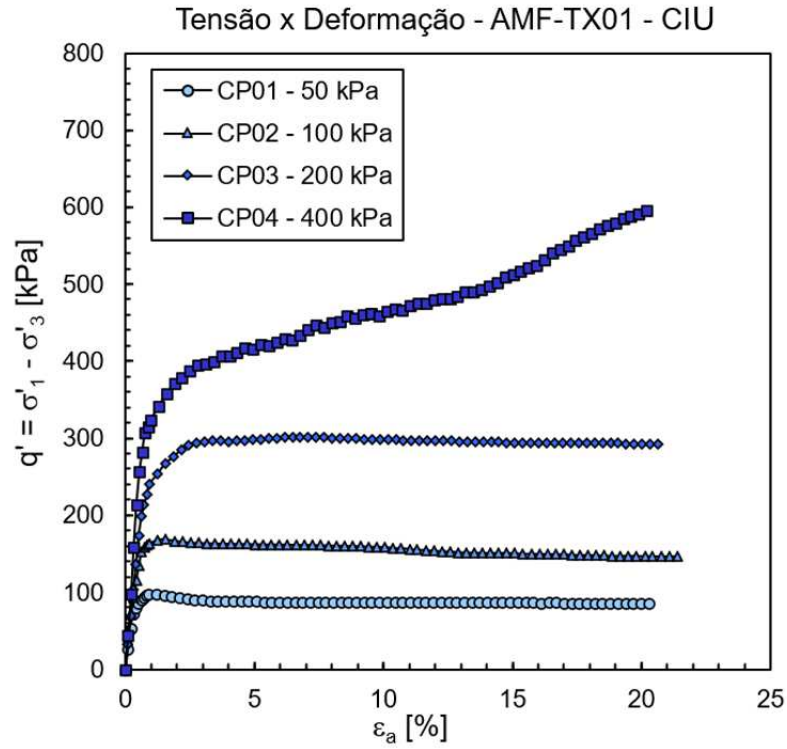


Figura A. 14 – Gráfico do excesso de poropressão para a amostra AMF-TX01 na condição não drenada.

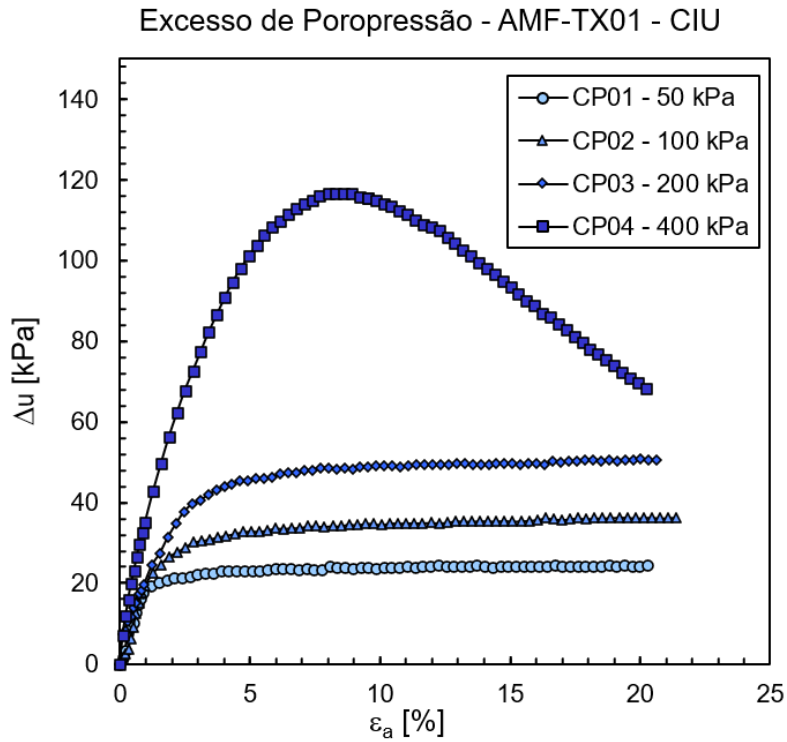


Figura A. 15 – Envoltória de resistência da amostra AMF-TX01 na condição não drenada.

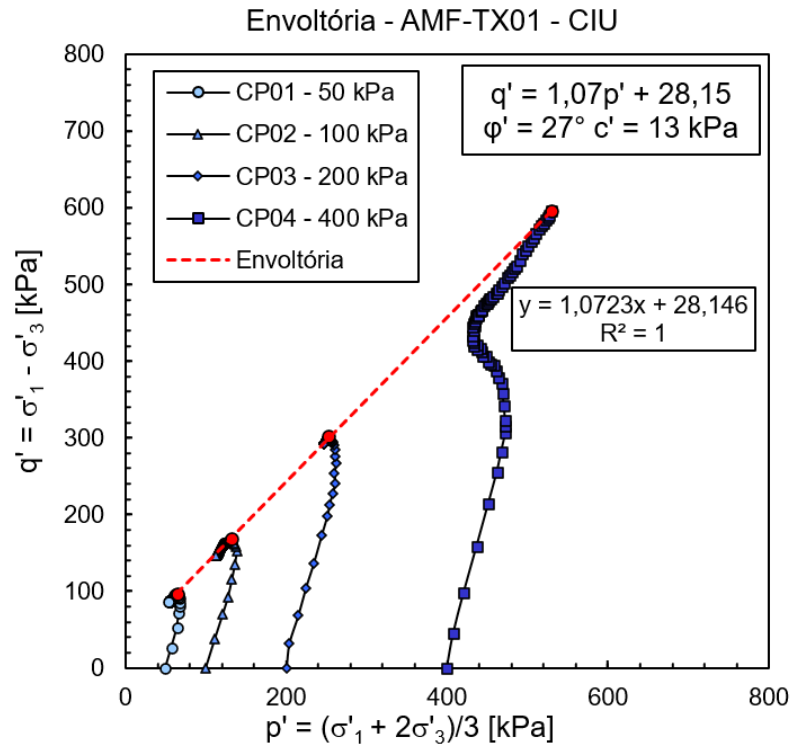


Figura A. 16 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-TX02 na condição não drenada.

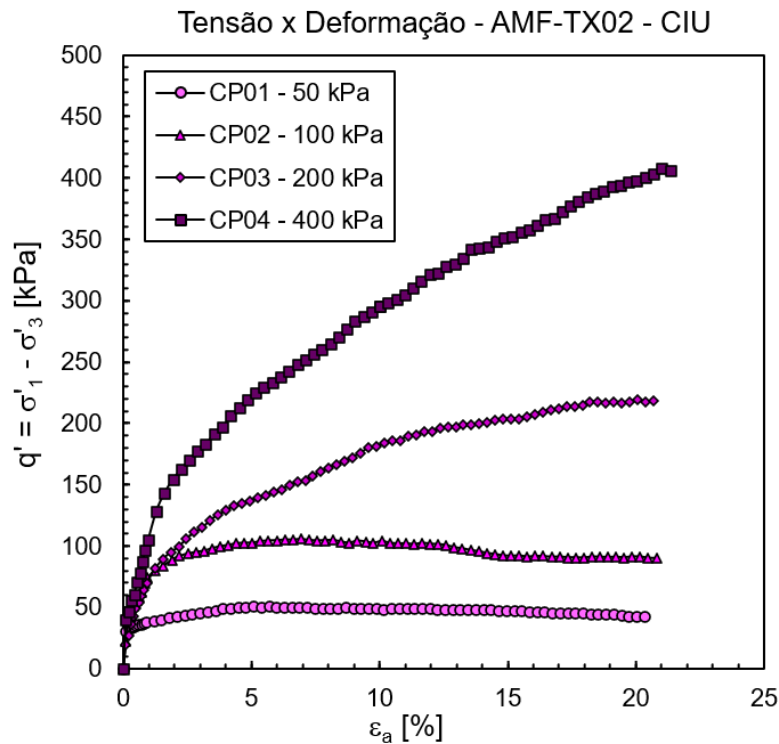


Figura A. 17 – Gráfico do excesso de poropressão para a amostra AMF-TX02 na condição não drenada.

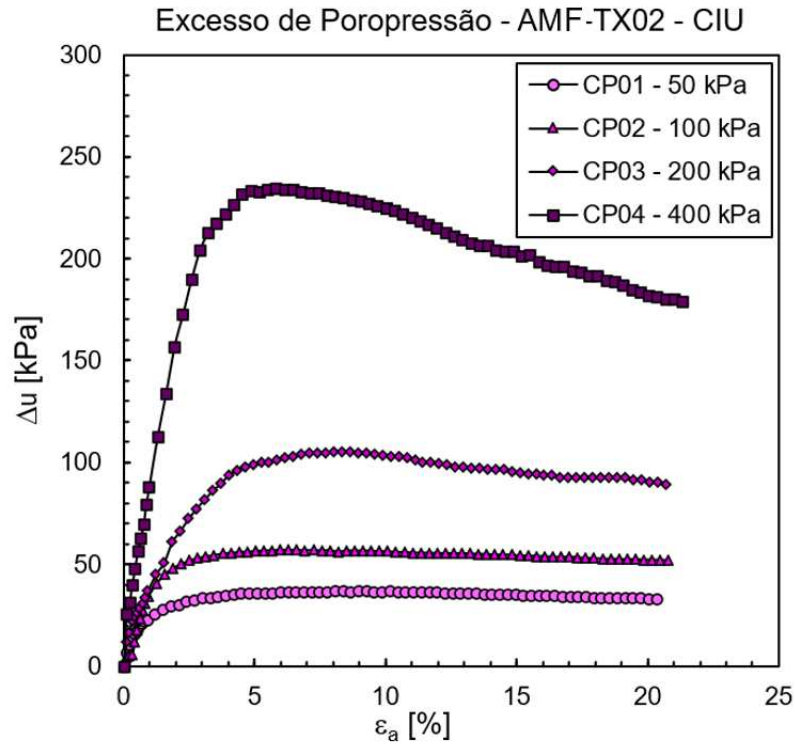


Figura A. 18 – Envoltória de resistência da amostra AMF-TX02 na condição não drenada.

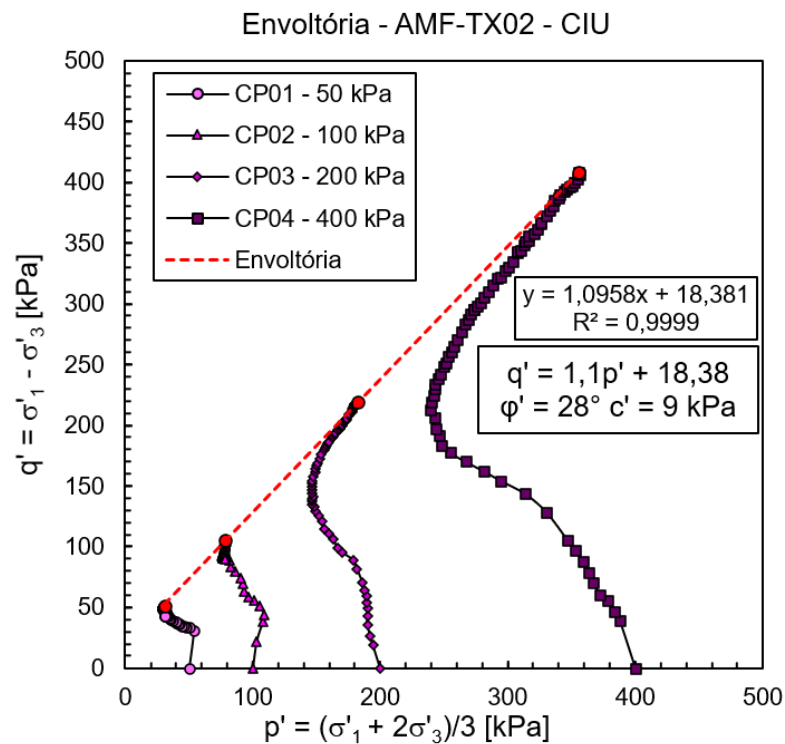


Figura A. 19 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-TX01 na condição drenada.

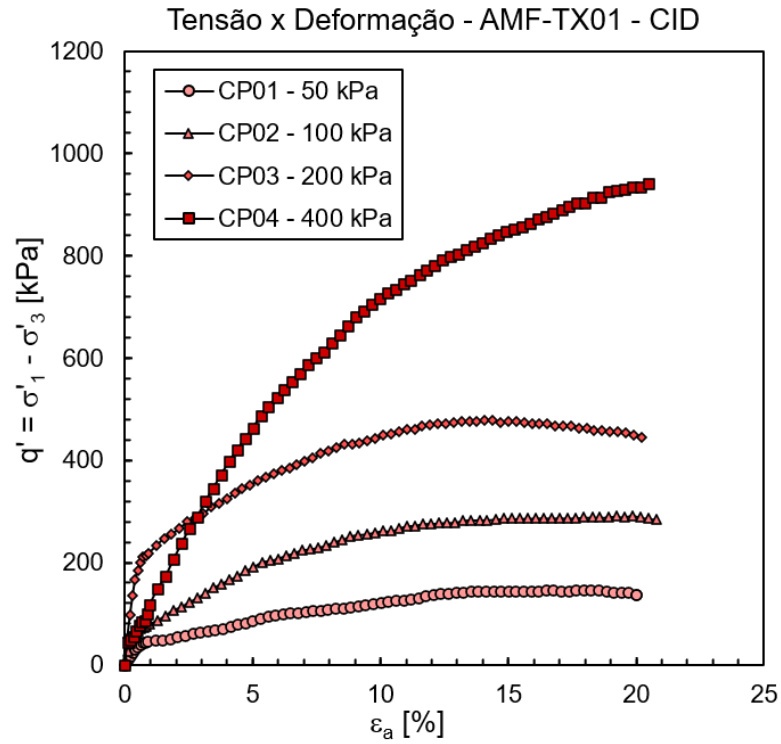


Figura A. 20 – Gráfico da deformação volumétrica da amostra AMF-TX01 na condição drenada.

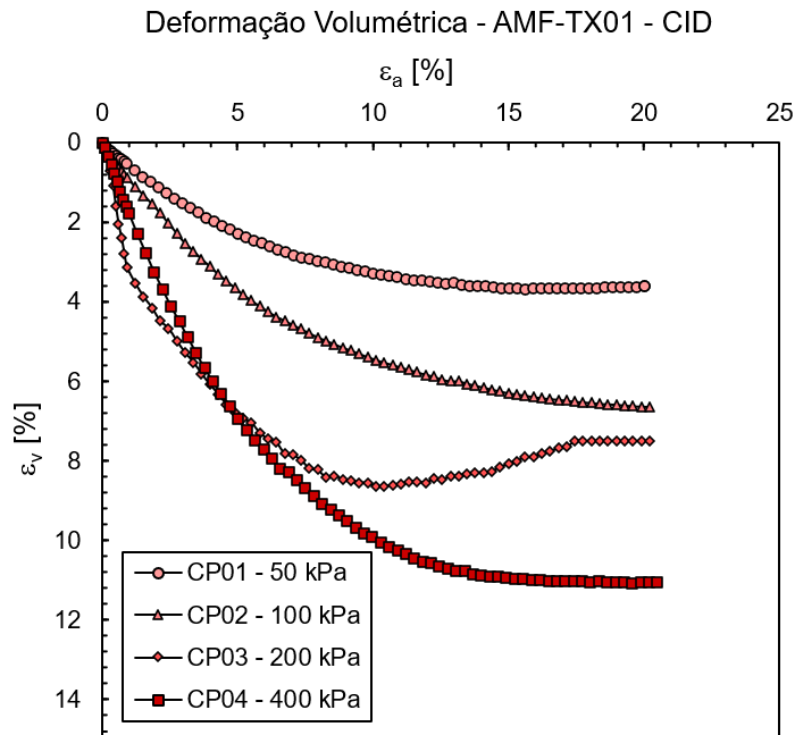


Figura A. 21 – Envoltória de resistência da amostra AMF-TX01 na condição drenada.

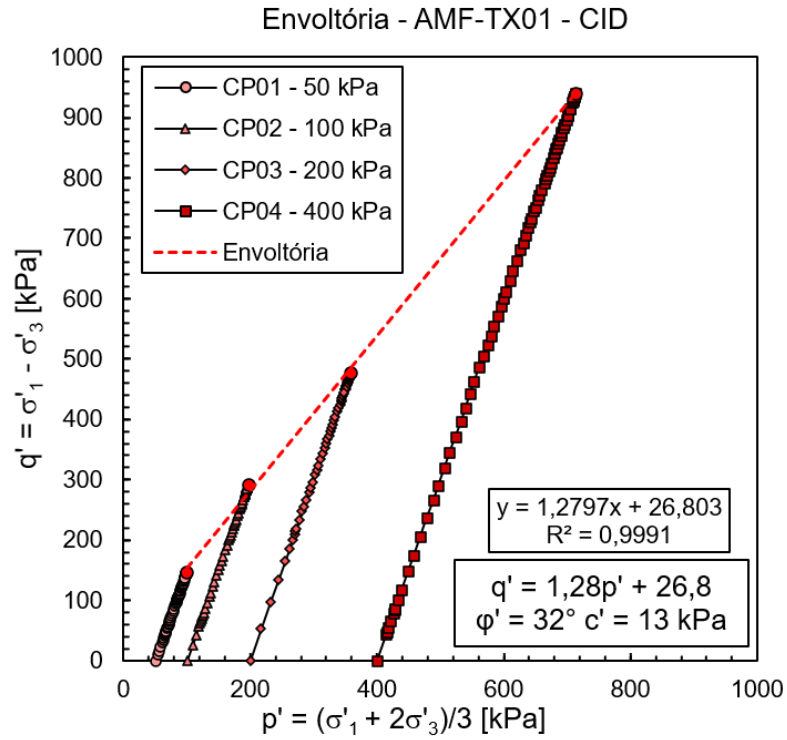


Figura A. 22 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-TX02 na condição drenada.

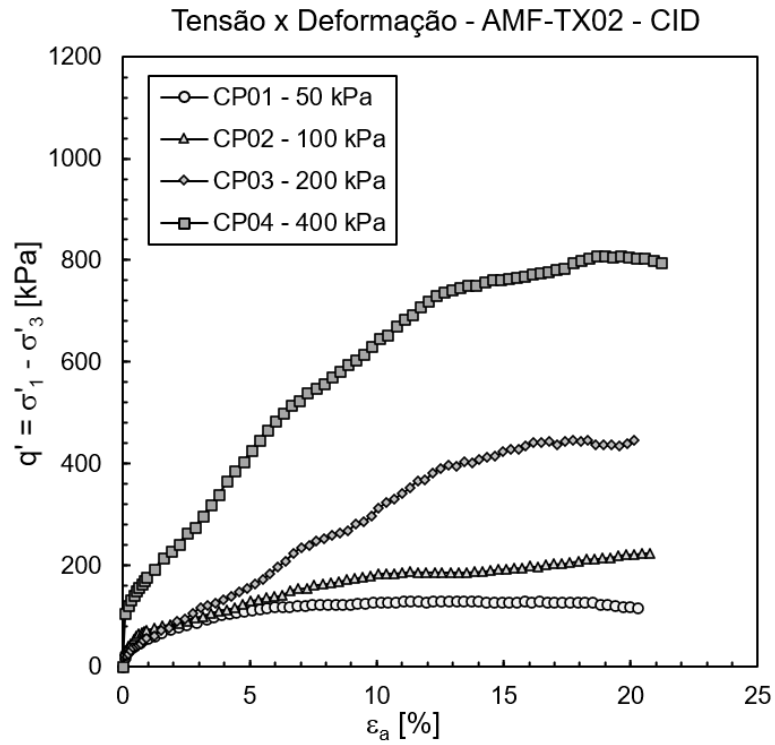


Figura A. 23 – Gráfico da deformação volumétrica da amostra AMF-TX02 na condição drenada.

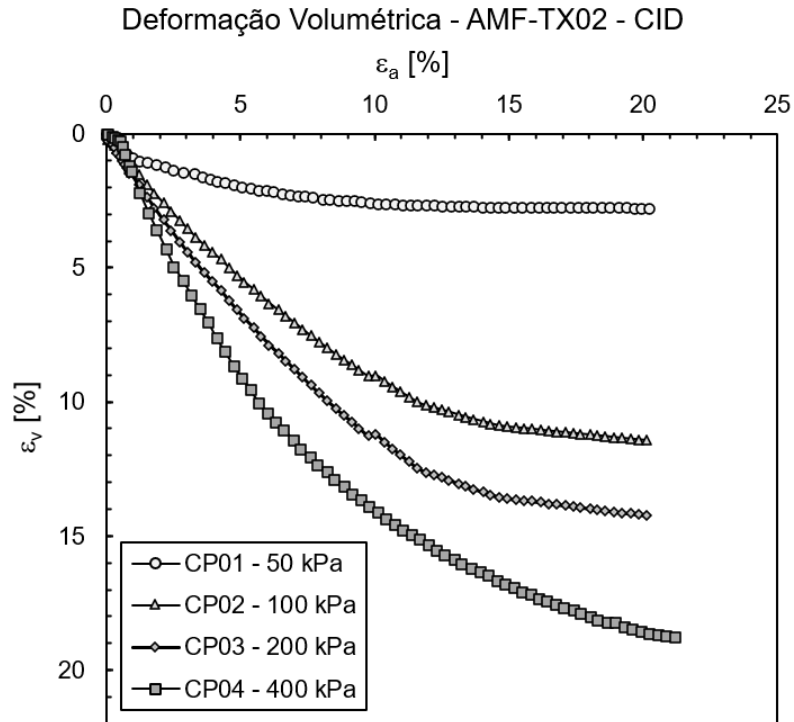
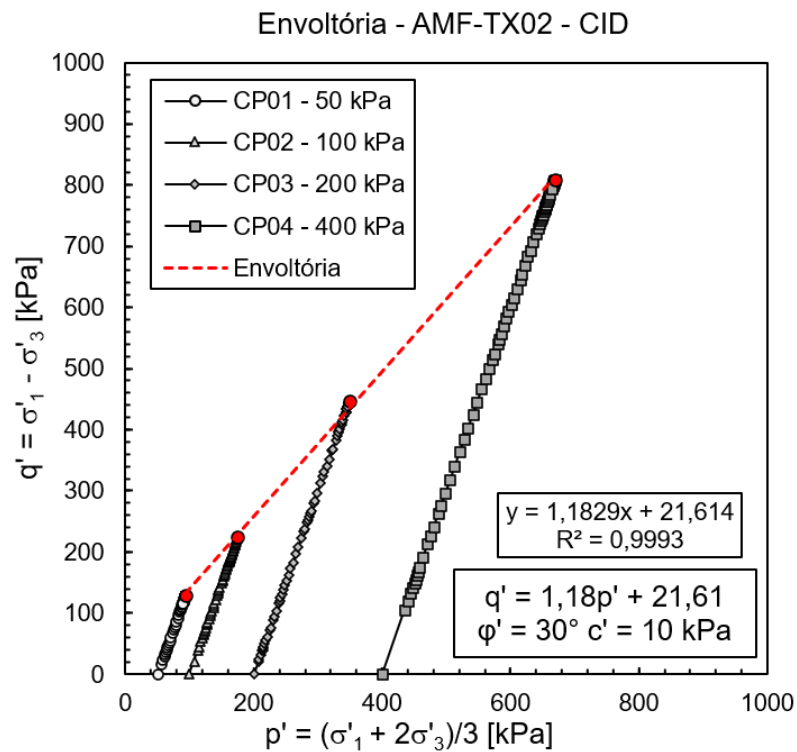


Figura A. 24 – Envoltória de resistência da amostra AMF-TX02 na condição drenada.



APÊNDICE B – GRÁFICOS INDIVIDUAIS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS)

Figura B. 1 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-DSS01 na condição drenada.

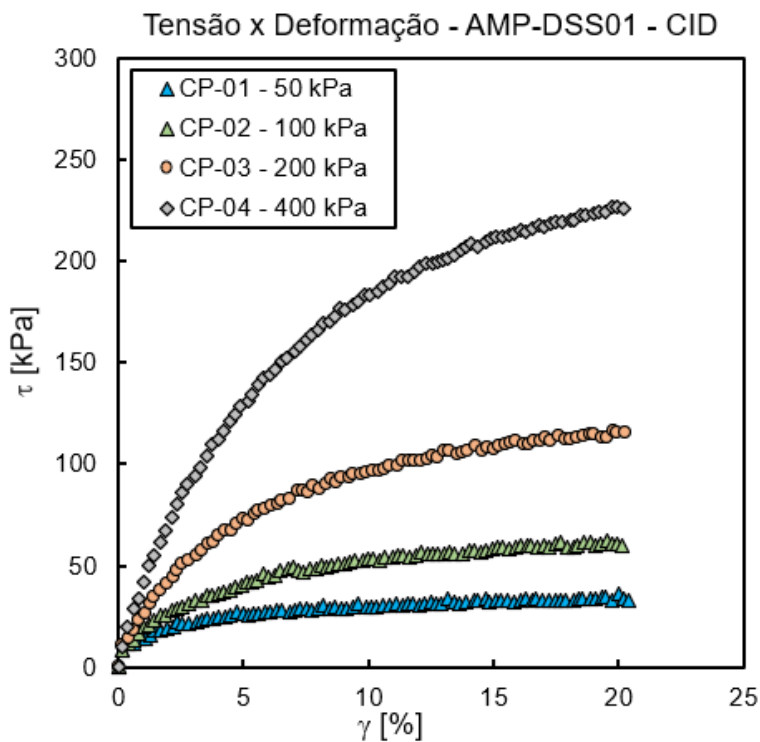


Figura B. 2 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMP-DSS01 na condição drenada.

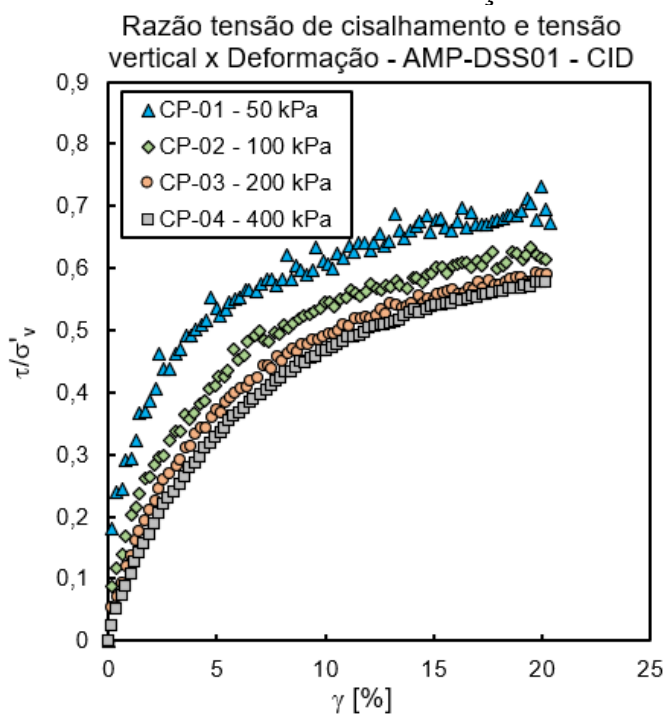


Figura B. 3 – Envoltória de resistência da amostra AMP-DSS01 na condição drenada.

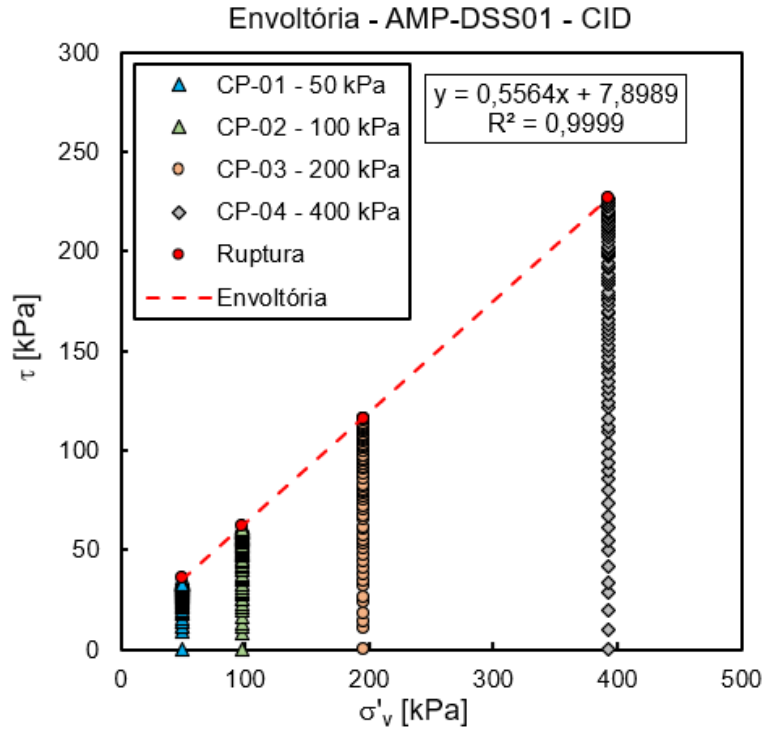


Figura B. 4 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-DSS02 na condição drenada.

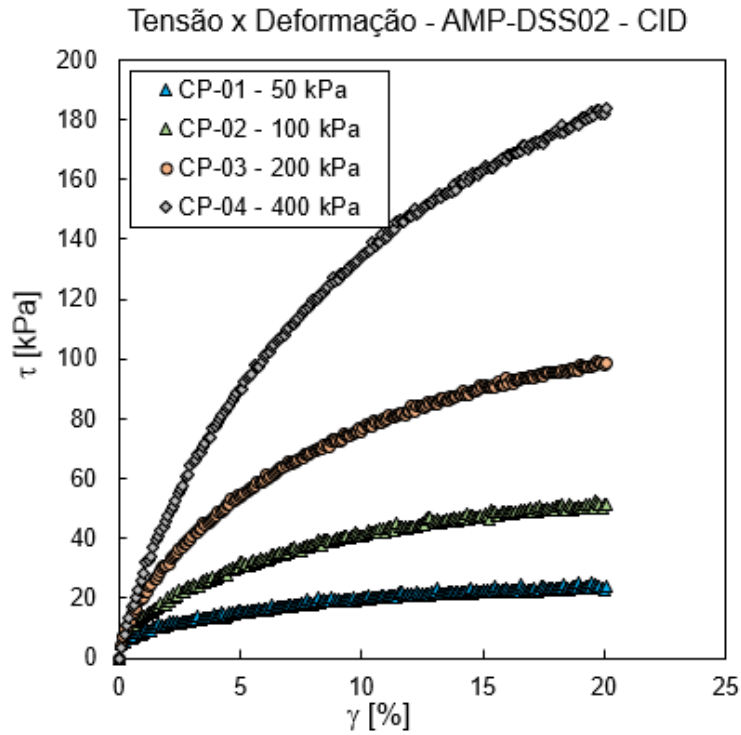


Figura B. 5 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMP-DSS02 na condição drenada.

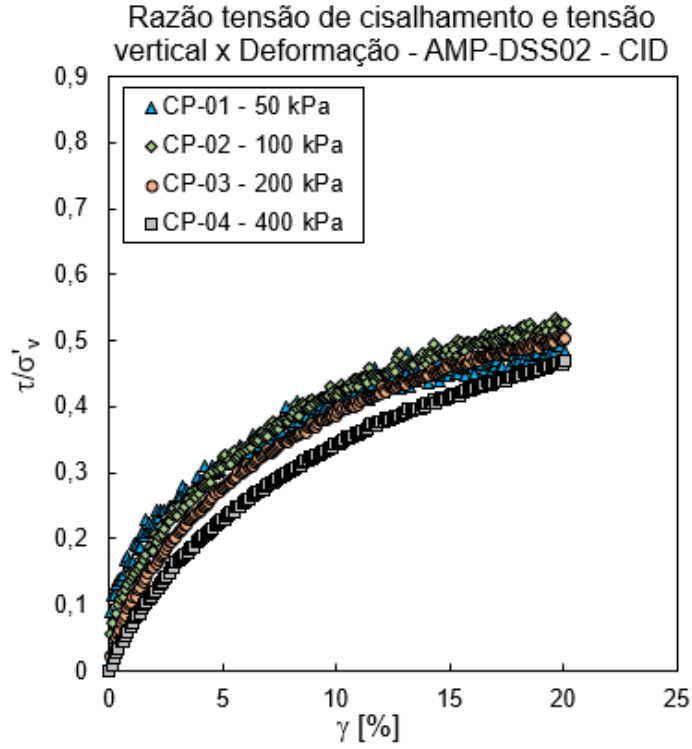


Figura B. 6 – Envoltória de resistência da amostra AMP-DSS02 na condição drenada.

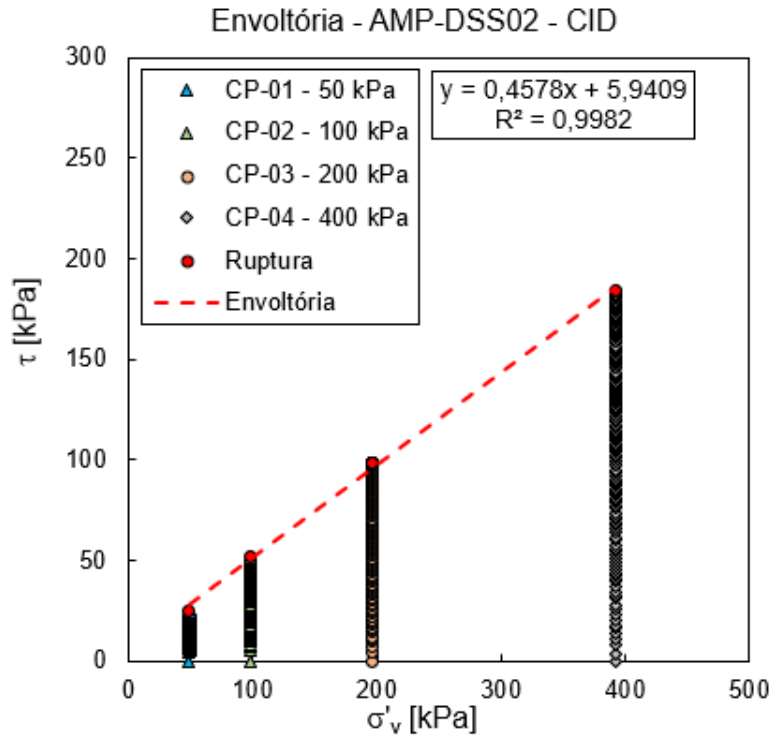


Figura B. 7 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-DSS01 na condição drenada.

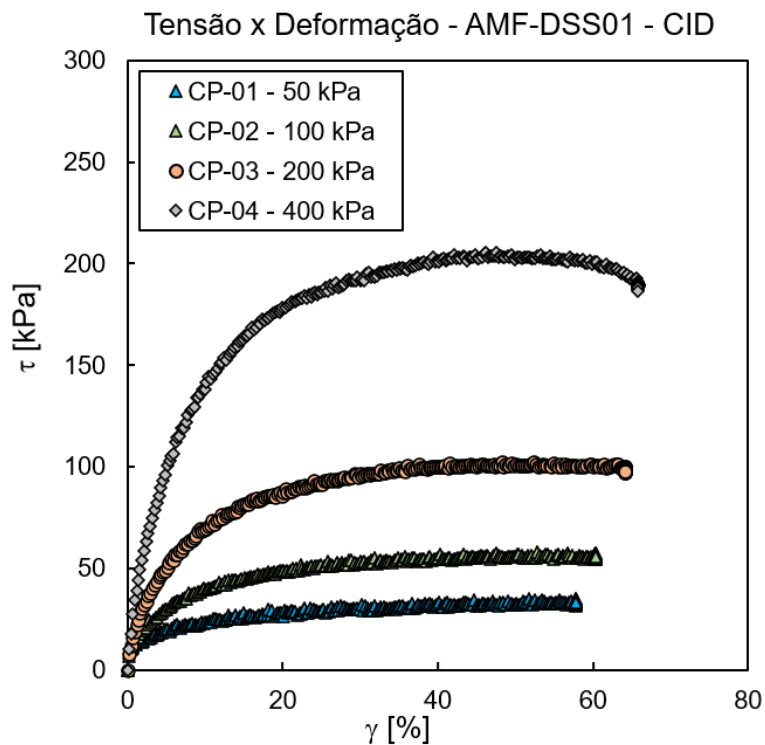


Figura B. 8 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMF-DSS01 na condição drenada.

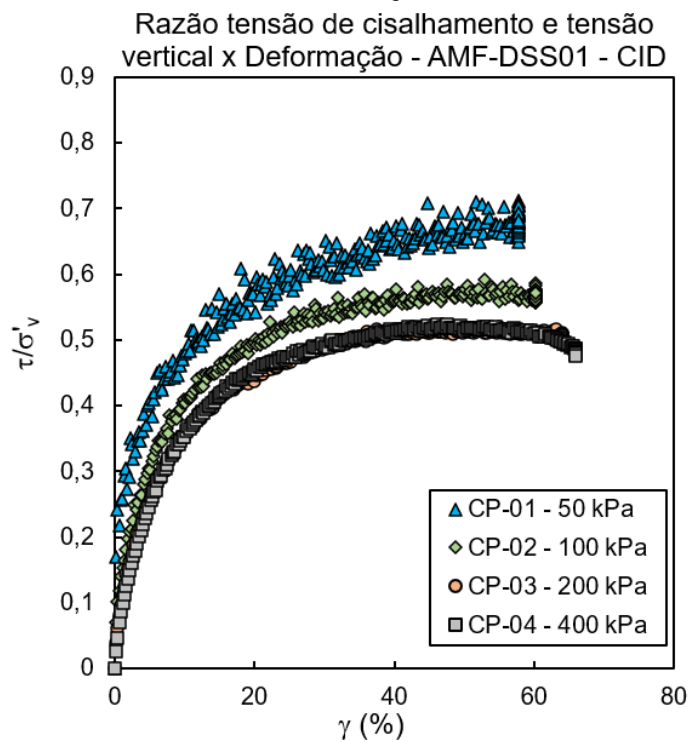


Figura B. 9 – Envoltória de resistência da amostra AMF-DSS01 na condição drenada.

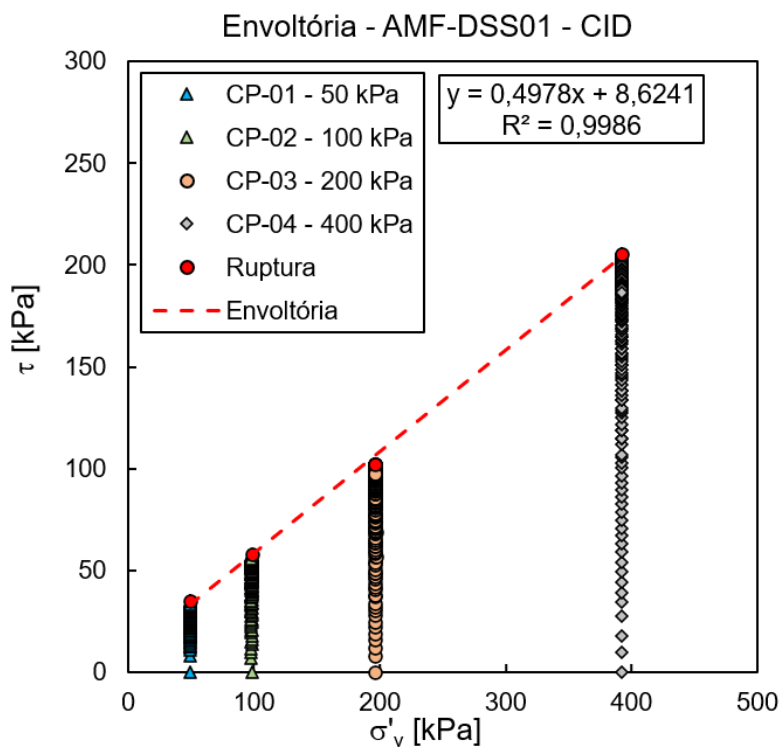


Figura B. 10 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-DSS02 na condição drenada.

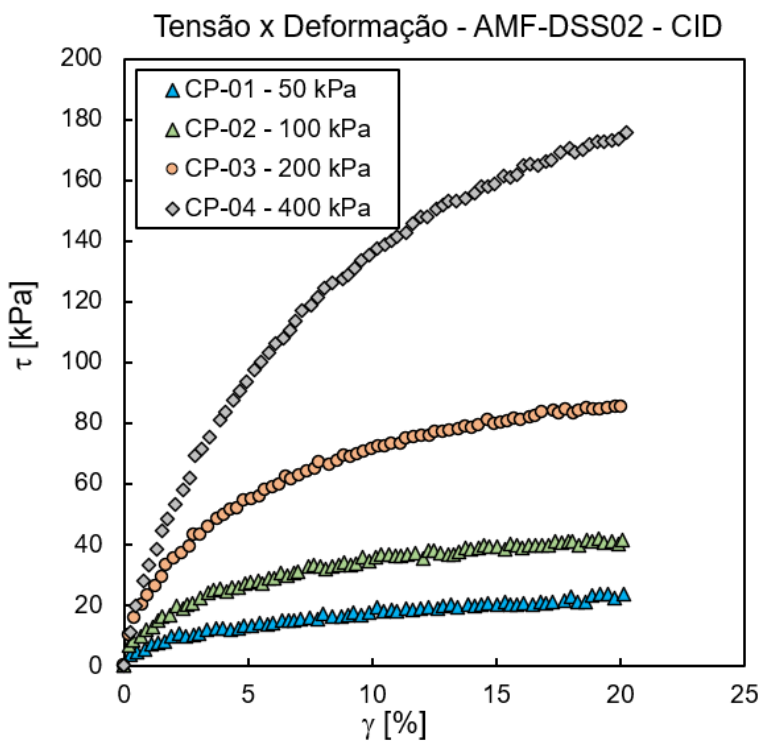


Figura B. 11 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMF-DSS02 na condição drenada.

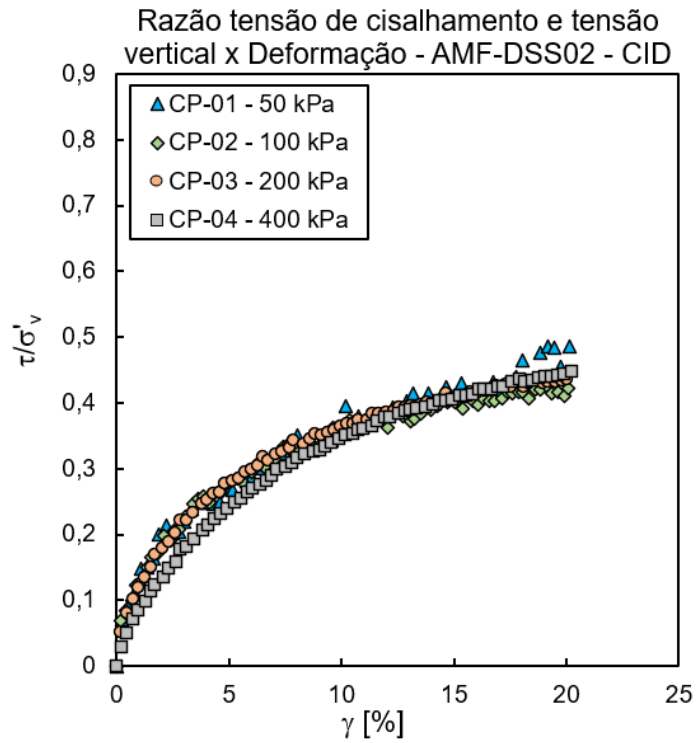


Figura B. 12 – Envoltória de resistência da amostra AMF-DSS02 na condição drenada.

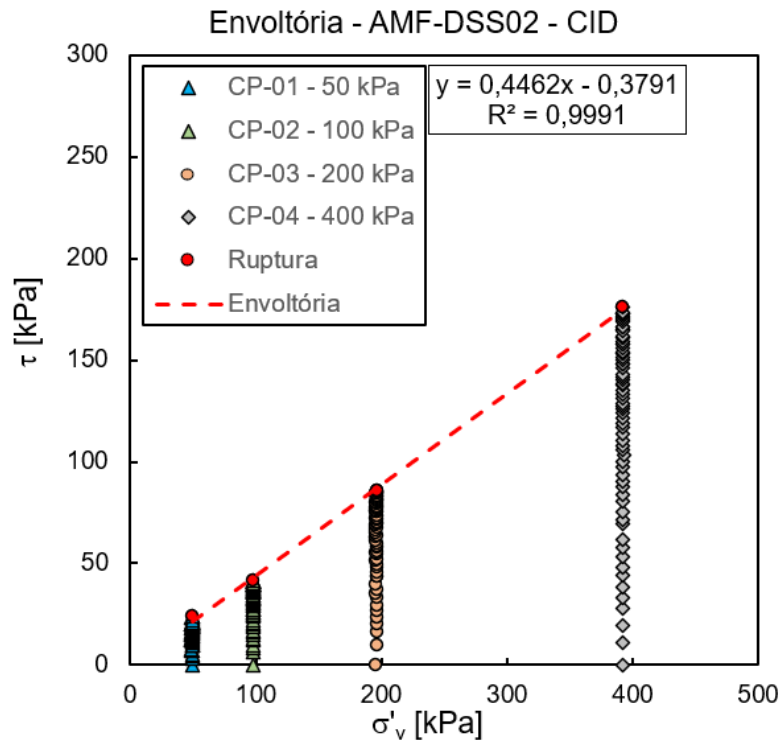


Figura B. 13 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-DSS01 na condição não drenada.

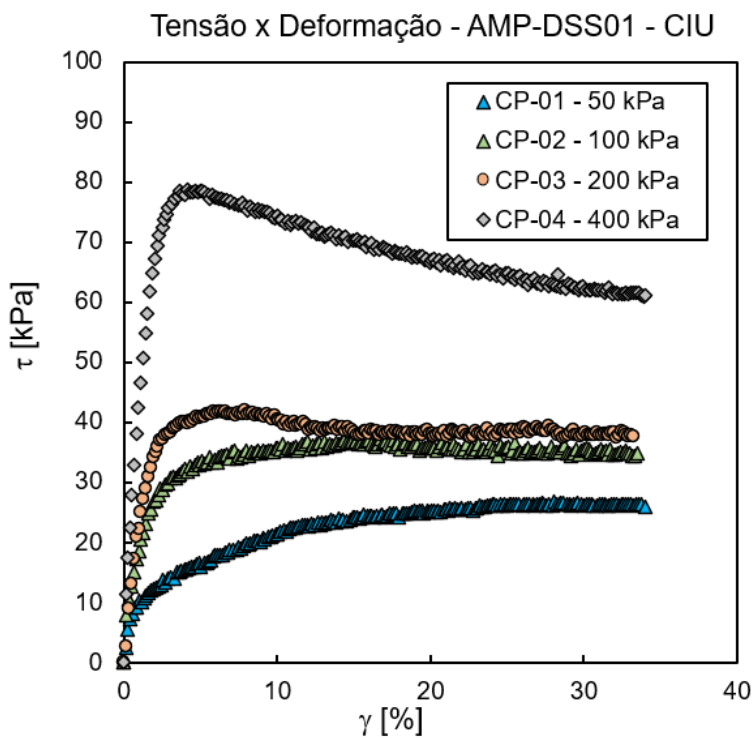


Figura B. 14 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMP-DSS01 na condição não drenada.

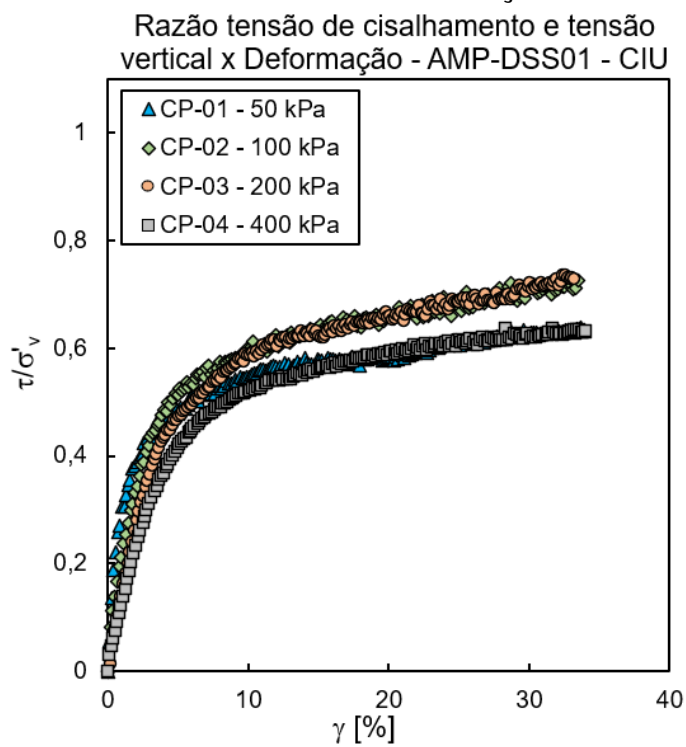


Figura B. 15 – Envoltória de resistência da amostra AMP-DSS01 na condição não drenada.

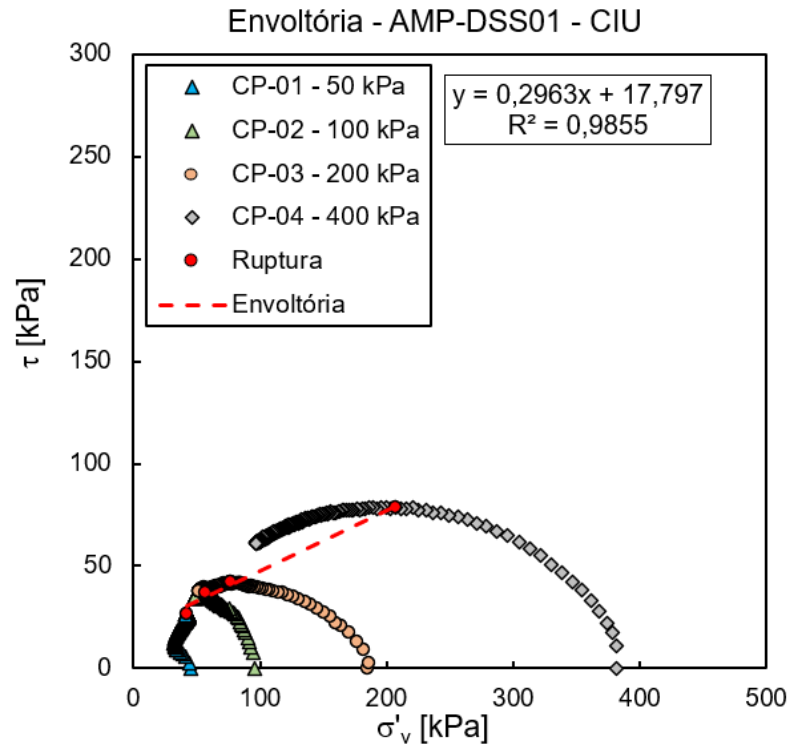


Figura B. 16 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMP-DSS02 na condição não drenada.

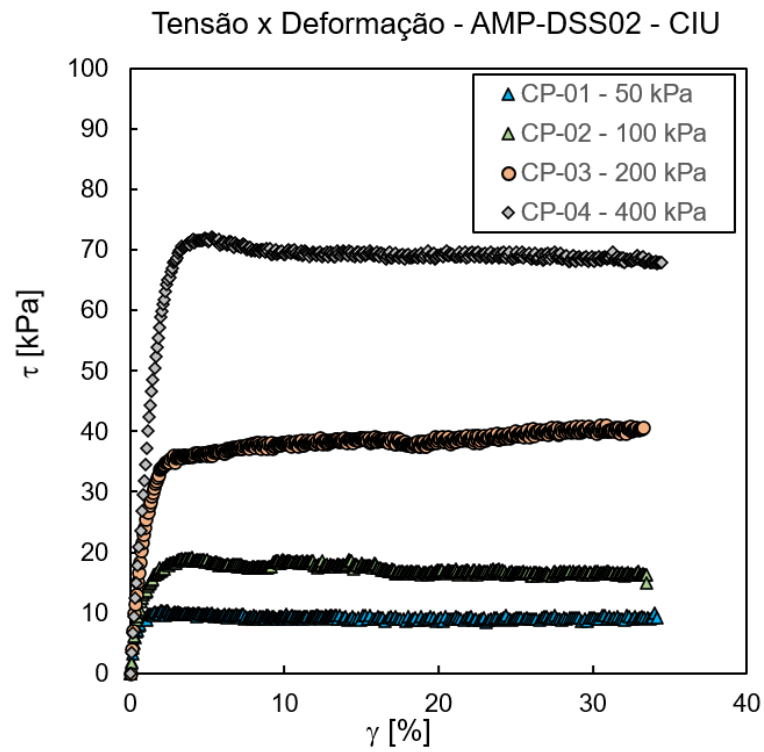


Figura B. 17 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMP-DSS02 na condição não drenada.

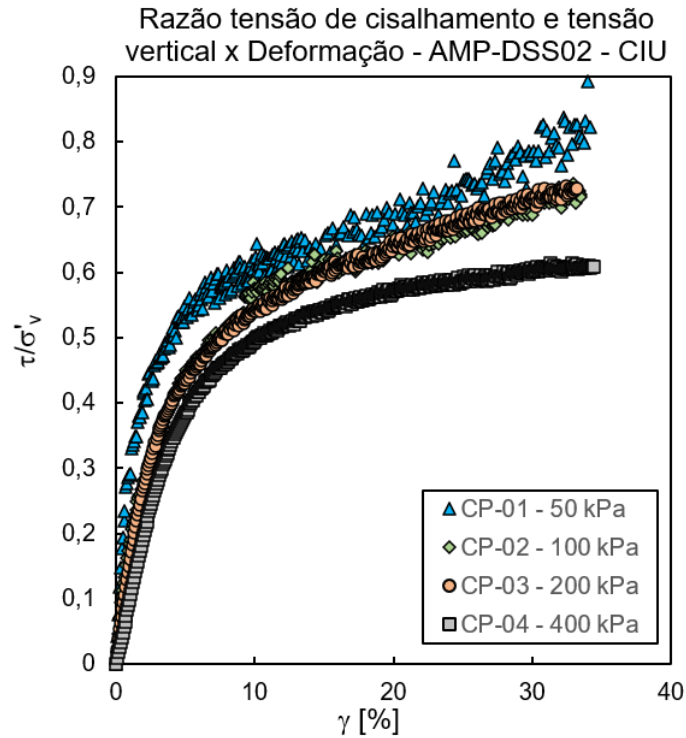


Figura B. 18 – Envoltória de resistência da amostra AMP-DSS02 na condição não drenada.

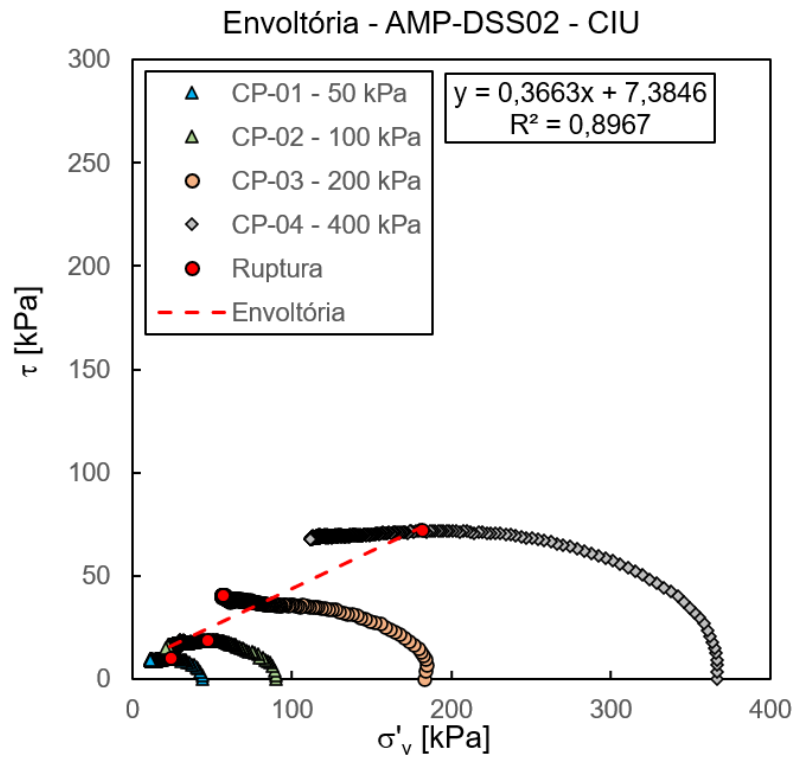


Figura B. 19 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-DSS01 na condição não drenada.

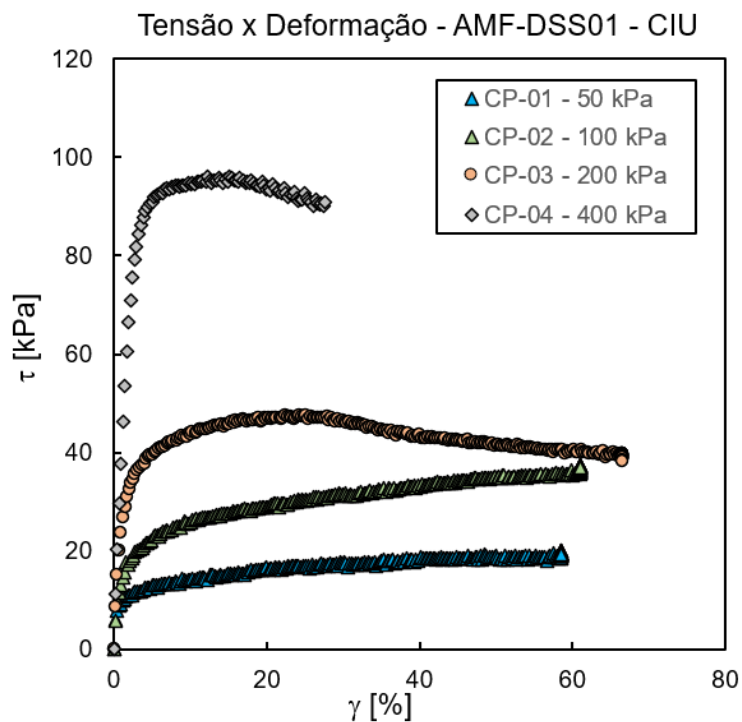


Figura B. 20 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMF-DSS01 na condição não drenada.

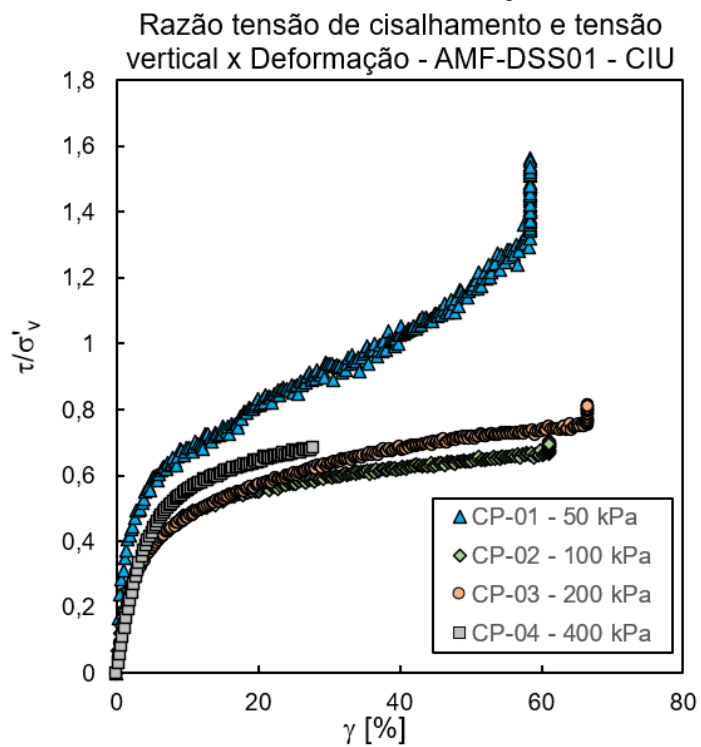


Figura B. 21 – Envoltória de resistência da amostra AMF-DSS01 na condição não drenada.

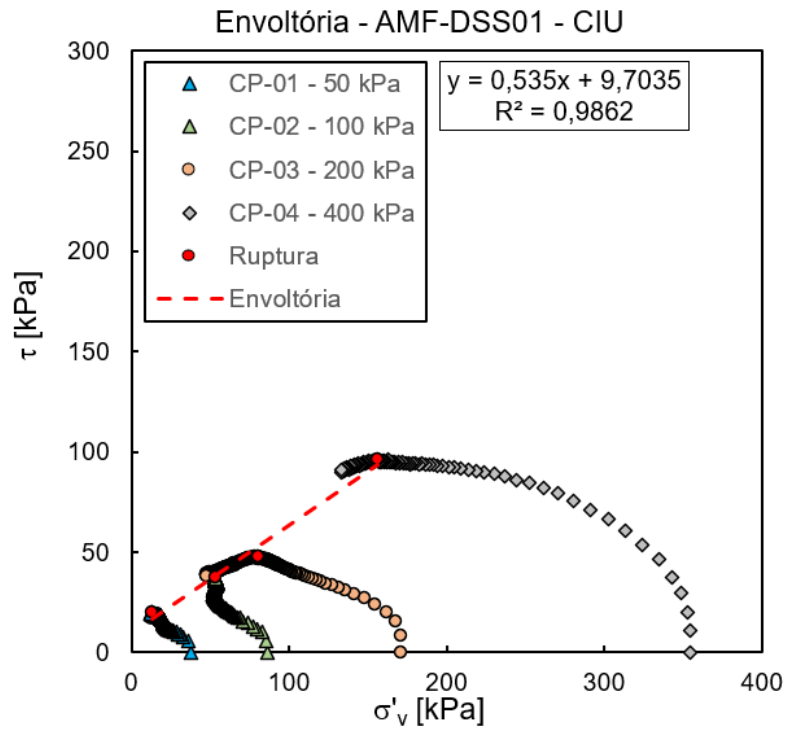


Figura B. 22 – Gráfico tensão x deformação para a amostra AMF-DSS02 na condição não drenada.

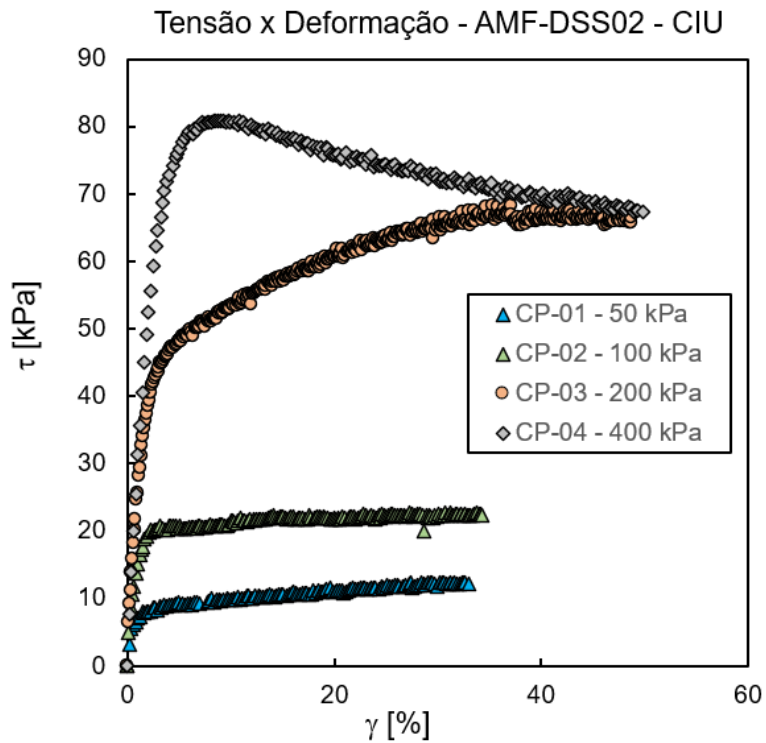


Figura B. 23 – Gráfico razão da tensão entre a tensão de cisalhamento e tensão vertical x deformação da amostra AMF-DSS02 na condição não drenada.

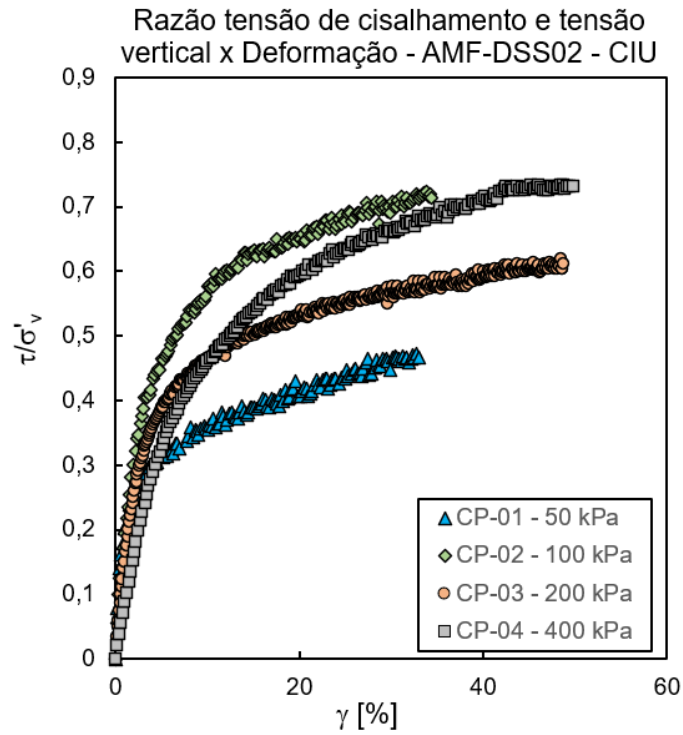


Figura B. 24 – Envoltória de resistência da amostra AMF-DSS02 na condição não drenada.

