Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Comportamento Geomecânico de Rejeito de Minério de Ferro ultrafino sob baixas e altas tensões: Influência das condições de compactação e cimentação

Camila da Silva Martinatto

Porto Alegre

2026

CAMILA DA SILVA MARTINATTO

Comportamento geomecânico de rejeito de minério de ferro ultrafino sob baixas e altas tensões: Influência das condições de compactação e cimentação

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia.

Porto Alegre

2026

CAMILA DA SILVA MARTINATTO

Comportamento geomecânico de rejeito de minério de ferro ultrafino sob baixas e altas tensões: Influência das condições de compactação e cimentação

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTORA EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 01 de junho de 2026

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Drª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Michéle Dal Toé Casagrande (UnB)
Drª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr. João Paulo Sousa Silva (VALE)
Dr. pela Universidade de Brasília

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, aos meus pais por todo o suporte e incentivo em meus estudos, assim como nos momentos difíceis que a distância de casa causa. À minha amada avó Eloisa, a qual é responsável por toda a essência do meu ser (saudades eternas).

Ao orientador Nilo Cesar Consoli pelos conhecimentos transmitidos, por ser tão receptivo e acolhedor e por ser um exemplo de pesquisador para todos do PPGEC. Por me ajudar em uma solução de nova temática e me fazer pensar que não devemos nos limitar ao que diz nas normas. Aos professores de geotecnica da FURG, onde desenvolvi apreço por esta área.

Aos amigos que fiz no LEGG por divertirem os dias cansativos de ensaios e estudos, pela troca de conhecimentos e pela parceria além das atividades acadêmicas.

Às minhas amizades de longa data e as mais recentes.

Ao LGV pela realização dos ensaios triaxiais de altíssimas tensões, a UFRGS por ser uma universidade incrível e a VALE, pelo fornecimento do material e incentivo a pesquisa. Aos meus colegas da SAFF Engenharia pelo suporte no desafio de conciliar trabalho com a vida acadêmica.

Quando não tinha nada, eu quis
Quando tudo era ausência, esperei
Quando tive frio, tremi
Quando criei asas, voei
Chico César

RESUMO

MARTINATTO, C.S. **Comportamento geomecânico de rejeito de minério de ferro ultrafino sob baixas e altas tensões: Influência das condições de compactação e cimentação.** 2026. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A indústria mineral possui elevada importância econômica e social, entretanto os processos de beneficiamento mineral geram grandes volumes de rejeitos, cuja disposição representa um dos principais desafios ambientais e geotécnicos da mineração. Nesse contexto, técnicas de desaguamento e empilhamento a seco vêm sendo amplamente discutidas como alternativa às barragens convencionais. Contudo, os rejeitos ainda apresentam elevada variabilidade geotécnica, tornando fundamental a compreensão do seu comportamento geomecânico sob diferentes condições de carregamento. Além disso, técnicas de estabilização química vêm sendo investigadas como alternativa para melhoria das propriedades geotécnicas de rejeitos de mineração. Dessa forma, esta pesquisa teve como objetivo avaliar a influência das condições de compactação e da cimentação no comportamento geomecânico de um rejeito de minério de ferro ultrafino, não cimentado e cimentado com cimento Portland CP V-ARI, submetido a baixos níveis de tensão confinante (p’ = 50, 150 e 300 kPa), elevados níveis de confinamento (p’ = 1.000 e 2.000 kPa) e altíssimas tensões (12 MPa e 40 MPa). Para isso, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples, compressão oedométrica, compressão triaxial drenada, análise de quebra de grãos e análise morfológica das partículas. Os resultados demonstraram que o comportamento geomecânico do rejeito é fortemente influenciado pelas condições iniciais de compactação, pela cimentação e pelo nível de tensão aplicado. Para as amostras não cimentadas, verificou-se que as envoltórias de ruptura são diretamente dependentes das condições de compactação inicial, evidenciando a influência do *fabric* do material. Já para as amostras cimentadas, observou-se comportamento distinto, no qual uma única envoltória de ruptura pode ser ajustada para as condições do ramo seco e do ramo úmido, indicando que, para um mesmo índice de vazios, as ligações cimentícias predominam em relação aos efeitos do teor de umidade inicial. A condição ótima apresentou comportamento distinto devido ao menor índice de vazios inicial e ao maior grau de intertravamento entre partículas. A ocorrência de quebra de grãos foi observada para tensões superiores a 12 MPa, promovendo alterações granulométricas e morfológicas nas partículas do rejeito. De forma integrada, os resultados indicam que o comportamento do rejeito de

minério de ferro é governado pela interação entre a estrutura inicial induzida pela compactação e a cimentação artificial, sendo que a influência de quebra das partículas ocorre apenas sob níveis de tensão altíssimos.

Palavras-chave: *rejeito de minério de ferro; quebra de grãos; rejeitos cimentados; condições de compactação; comportamento geomecânico*

ABSTRACT

MARTINATTO, C.S. **Comportamento geomecânico de rejeito de minério de ferro ultrafino sob baixas e altas tensões: Influência das condições de compactação e cimentação.** 2026. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The mining industry plays a major economic and social role, however, mineral processing activities generate large volumes of tailings, whose disposal represents one of the main environmental and geotechnical challenges in mining. In this context, dewatering and dry stacking techniques have been widely discussed as alternatives to conventional tailings dams. Nevertheless, tailings still exhibit high geotechnical variability, making it essential to understand their geomechanical behavior under different loading conditions. In addition, chemical stabilization techniques have been investigated as an alternative for improving the geotechnical properties of mining tailings.

Therefore, this research aimed to evaluate the influence of compaction conditions and cementation on the geomechanical behavior of an ultrafine iron ore tailings material, both untreated and treated with Portland cement CP V-ARI, subjected to low confining stress levels (p’ = 50, 150, and 300 kPa), high confinement levels (p’ = 1.000 and 2.000 kPa), and extremely high stresses (12 MPa and 40 MPa). To achieve this objective, unconfined compressive strength (UCS), oedometer compression, drained triaxial compression, particle breakage, and particle morphology analyses were performed.

The results demonstrated that the geomechanical behavior of the tailings is strongly influenced by the initial compaction conditions, cementation, and the applied stress level. For the untreated samples, the failure envelopes were found to be directly dependent on the initial compaction conditions, highlighting the influence of the material fabric. In contrast, the cemented samples exhibited a distinct behavior, in which a single failure envelope could be adjusted for both the dry-side and wet-side compaction conditions, indicating that, for the same void ratio, cementitious bonds predominate over the effects of the initial water content. The optimum compaction condition presented a distinct behavior due to its lower initial void ratio and higher degree of particle interlocking.

Particle breakage was observed for stress levels higher than 12 MPa, promoting granulometric and morphological changes in the tailings particles. Overall, the results indicate that the behavior of iron ore tailings is governed by the interaction between the initial structure induced by compaction and artificial cementation, while the influence of particle breakage becomes significant only under extremely high stress levels.

keywords: *iron ore tailings; grain breakage; cemented tailings; compaction conditions*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA 18

1.2 OBJETIVO GERAL 20

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 21

1.4 ESTRUTURA DA TESE 21

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 23

2.1 CONTEXTO DO SETOR MINERAL 23

2.1.1 Beneficiamento de Minério de Ferro 25
2.1.2 Geração de resíduos sólidos na mineração 28

2.2 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO 31

2.2.1 Método de Disposição em Barragens 35
2.2.2 Pilhas de Rejeito 38

2.3 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO 42

2.3.2 Estabilização química de rejeitos de mineração 51
2.3.3 Teoria do Estado Crítico 60
2.3.4 Teoria do Estado Crítico em rejeitos de mineração 65
2.3.5 Quebra de grãos 68

3 MATERIAIS, PROGRAMA EXPERIMENTAL E MÉTODOS 76

3.1 MATERIAIS 76

3.1.1 Rejeito de Minério de Ferro Ultrafino 76
3.1.2 Cimento Portland – CP V-ARI 84

3.2 MÉTODOS 84

3.2.1 Resistência à Compressão Simples 84
3.2.2 Ensaio de Compressão Oedométrica 85
3.2.3 Ensaios Triaxiais 87
3.2.4 Avaliação da quebra de grãos e mudanças morfológicas 96

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 96

3.3.1 Variáveis Controláveis 98
3.3.2 Variáveis Fixas 101
4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 103

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES 103

4.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA 106

4.2.1 Comportamento não cimentado 107
4.2.2 Comportamento cimentado 108
4.2.3 Comparativo entre não cimentado e cimentado 109

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS 111

4.3.1 Comportamento não cimentado 111
4.3.2 Comportamento cimentado 120
4.3.3 Comparativo entre não cimentado e cimentado 117
4.3.4 Resistência de pico, pós pico e dilatância 120

4.4 AVALIAÇÃO DE MUDANÇAS NAS PARTÍCULAS 131

4.4.1 Avaliação da quebra de grãos 131
4.4.2 Morfologia 135
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 141

5.1 CONCLUSÕES 141

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 146

6 REFERÊNCIAS 148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Localização das principais minas (metálicos) com produção ROM acima de 1.000.000 toneladas em 2024. (ANM, 2025b). 24
Figura 2.2 – Principais países de destinos das exportações. (ANM, 2025b). 25
Figura 2.3 – Fluxograma típico de beneficiamento de minério de ferro (SILVA et al., 2022) 27
Figura 2.4 - Tipos de rejeitos e métodos de disposição (MEND, 2017). 32
Figura 2.5 – Tensão de escoamento típica alcançável através de espessador e tipos de rejeitos. Fonte: (adaptado de MEND, 2017) 34
Figura 2.6 – Histórico das formas de disposição dos rejeitos de mineração. Fonte: (adaptado de DAVIES, 2011) 34
Figura 2.7 – Curvas granulométricas de diferentes rejeitos de minério de ferro. 43
Figura 2.8 - Resistência de pico e de estado crítico (a) curva tensão-deformação (b) estados de tensão. Fonte: WAGNER (2025). 49
Figura 2.9 - Curva de dosagem ηCiv. Fonte: adaptado de CONSOLI et al. (2007). 55
Figura 2.10 – Comportamento de solos cimentados: (a) fortemente cimentados e (b) fracamente cimentados. Fonte: adaptado de COOP; ATKINSON, (1994) e CUCCOVILLO; COOP, (1999). 56
Figura 2.11 – Comportamento sob tensão confinante de 200 kPa (a) tensão-deformação e (b) variação volumétrica. Fonte: adaptado de CONSOLI et al. (2022). 59
Figura 2.12 – Representação da Linha Isotrópica de Compressão e da Linha do Estado Crítico. Fonte: Adaptado de ATKINSON; BRANSBY(1982) 62
Figura 2.13 - Comportamento volumétrico esperado de um material em diferentes posições em relação a LEC. 63
Figura 2.14 – Linha de estado crítico (a) interpretação da equação proposta e (b) regiões a resposta de quebra de grãos. Fonte: CONSOLI et al., (2024a). 67
Figura 2.15 – Linha de Estado Crítico para (a) amostras não cimentadas, (b) amostras cimentadas, (c) LEC única. Fonte: CONSOLI et al. (2024b). 68
Figura 2.16 – Parâmetros de quebra propostos por Hardin (1985). (a) Potencial de quebra (Bp) e (b) Quebra total (Bt). Fonte: Adaptado de LEAK et al. (2021). 70
Figura 2.17 – Parâmetros de quebra propostos por EINAV (2007). Fonte: Adaptado de EINAV (2007). 70
Figura 3.1 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro. 77

Figura 3.2 – Difratograma de raio-X do rejeito de minério de ferro. 79
Figura 3.3 – Microscopia Eletrônica de Varredura do rejeito de minério de ferro, nas magnificações: (a) 100x, (b) 500x, (c) 1000x, (d) 2000x e, (e) 5000x. 80
Figura 3.4 – Espectroscopia de Raios X por Energia Dispersiva (EDS) para o rejeito de minério de ferro, na magnificação 5.000x: (a) Espectro 1, (b) Espectro 2 e, (c) Espectro 3. .. 81
Figura 3.5 – Descritores de forma. 83
Figura 3.6 – Vista geral do ensaio de compressão oedométrica (a) célula de adensamento e (b) braço de alavanca. 87
Figura 3.7 - Equipamentos triaxiais (a) Bishop & Wesley e (b) Altas tensões. 89
Figura 3.8 – Apresentação do CP nos equipamentos (a) Altas tensões e (b) Bishop & Wesley com o posicionamento dos sensores de efeito *Hall*. 90
Figura 3.9 – Padrões de ruptura obtidos nos ensaios, equipamento Bishop & Wesley. 93
Figura 3.10 – Equipamento triaxial MTS de altíssimas pressões (a) detalhes da amostra, (b) amostra posicionada no equipamento, e (c) equipamento com câmara fechada. Fonte: WAGNER (2025). 94
Figura 3.11 – Comparação de ensaios triaxiais do LEGG e do LGV (a) tensão-deformação (b) variação volumétrica. Fonte: adaptado de WAGNER (2025). 95
Figura 3.12 – Curva de compactação e definição dos pontos analisados 99
Figura 4.1 – Resistência à compressão simples em função do teor de umidade de moldagem. 104
Figura 4.2 – Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro não cimentado. 107
Figura 4.3 - Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro cimentado. 108
Figura 4.4 – Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro cimentado e não cimentado 109
Figura 4.5 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa. 112
Figura 4.6 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa. 113
Figura 4.7 – Efeito da energia de compactação na estrutura de um solo argiloso. Fonte: Adaptado de LAMBE (1958). 116
Figura 4.8 – Módulo Cisalhante: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa, (c) p’ = 300 kPa. 118
Figura 4.9 – Módulo Cisalhante: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa. 118
Figura 4.10 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica para p’ = 12 MPa e 40 MPa. 120

Figura 4.11 - Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa. 112
Figura 4.12 - Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 1000 kPa e (b) p’ = 2000 kPa. 113
Figura 4.13 - Módulo Cisalhante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa 116
Figura 4.14 - Módulo Cisalhante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa. 116
Figura 4.15 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas e não cimentadas: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa. 118
Figura 4.16 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas e não cimentadas: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa. 119
Figura 4.17 – Envoltórias de resistência para o rejeito de minério de ferro não cimentado. . 121
Figura 4.18 – Envoltórias de resistência para o rejeito de minério de ferro cimentado. 122
Figura 4.19 - Envoltórias de resistência pós pico para o rejeito de minério de ferro cimentado. 123
Figura 4.20 – Curvas razão de resistência-deformação axial para amostras não cimentadas 124
Figura 4.21 – Curvas razão de resistência -deformação axial para amostras cimentadas. 125
Figura 4.22 – Comparativo entre as curvas razão de resistência -deformação axial para p’ = 2000 kPa, 12MPa e 40 MPa. 126
Figura 4.23 – Curvas tensão – dilatância para as amostras não cimentadas 127
Figura 4.24 – Curvas tensão – dilatância para as amostras não cimentadas 128
Figura 4.25 – Volume específico: log(p’) para as amostras não cimentadas 130
Figura 4.26 – Distribuição granulométrica após o ensaio de compressão oedométrica. 132
Figura 4.27 – Distribuição granulométrica antes a após o cisalhamento. 133
Figura 4.28 – Relação entre a quebra relativa (Br) e a tensão efetiva p’ 135
Figura 4.29 – Mudanças morfológicas após o cisalhamento. 136
Figura 4.30 – Relação entre o SAGI e Br. 139

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação dos rejeitos.....31
Tabela 2.2 – Peso específico real dos grãos para diferentes rejeitos de minério de ferro. 44
Tabela 2.3 – Composição química para diferentes rejeitos de minério de ferro. 45
Tabela 2.4 – Parâmetros de compactação para diferentes rejeitos de minério de ferro. 46
Tabela 2.5 – Descrição dos principais descritores quantitativos de forma.....73
Tabela 3.1 – Características físicas do rejeito de minério de ferro.....77
Tabela 3.2 – Composição química elementar do rejeito de minério de ferro.....79
Tabela 3.3 – Percentual semiquantitativo de massa de elementos do rejeito de minério de ferro 82
Tabela 3.4 – Fases e ensaios do programa experimental.....98
Tabela 3.5 – Definição dos teores das variáveis controláveis adotadas no programa experimental. 100
Tabela 3.6 – Variáveis controláveis para os ensaios de resistência à compressão simples....100
Tabela 3.7 – Variáveis controláveis para o ensaio de compressão triaxial 101
Tabela 3.8 – Variáveis controláveis para análise de quebra de grãos 101
Tabela 4.1 – Resumo dos resultados obtidos para o ensaio de RCS 104
Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios triaxiais para o rejeito de minério de ferro não cimentado. 111
Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios triaxiais para o rejeito de minério de ferro cimentado. 121
Tabela 4.4 – Parâmetros de ajuste da LEC.....129
Tabela 4.5 – Índice de quebra relativa após o cisalhamento. 135
Tabela 4.6 – Parâmetro SAGI. 138

LISTA DE SÍMBOLOS

AR	Índice de aspecto das partículas
Bp	Potencial de quebra
Br	Índice de quebra relativa
Bt	Quebra total
c’	Intercepto coesivo efetivo
Cc	Índice de compressão
Cr	Índice de recompressão
Cs	Índice de expansão
Cx	Convexidade das partículas
D	Dilatância
e	Índice de vazios
G	Módulo Cisalhante
G_s	Peso específico real dos grãos
k	Condutividade hidráulica
M	Inclinação da Linha de Estado Crítico no espaço p’:q
OCR	Razão de sobreadensamento
p’	Tensão efetiva média
q	Tensão desviadora
R	Arredondamento das partículas
R^2	Coeficiente de determinação
S	Esfericidade das partículas
S	Grau de saturação
u	Poropressão
w	Teor de umidade
$w_{ót}$	Teor de umidade ótimo
z	Altura da amostra
ΔV	Variação de volume
Γ	Valor de *e* para uma tensão efetiva de referência *p*' = 1 kPa no plano *v-p'*
ε_a	Deformação axial
ε_d	Deformação distorcional
ε_r	Deformação radial
ε_v	Deformação volumétrica
η	Razão de tensões
η	Porosidade

η/Civ	Relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico aparente seco
$\gamma_{dmáx}$	Peso específico aparente seco máximo
γ_w	Peso específico da água
λ	Inclinação da Linha de Estado Crítico
υ	Volume específico
σ_1'	Tensão principal efetiva maior
σ_3'	Tensão principal efetiva menor
σ_a	Tensão axial
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ_{cs}'	Ângulo de atrito interno no estado crítico
ϕ_p'	Ângulo de atrito efetivo de pico
ϕ_{pp}'	Ângulo de atrito efetivo pós pico
ψ	Ângulo de dilatância

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANM	Agência Nacional de Mineração
ARI	Alta Resistência Inicial
ASTM	American Society for Testing and Materials
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CP	Cimento Portland
CP	Corpo de prova
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
CSL	*Critical State Line*
DIA	*Dynamic Image Analysis* (Análise Dinâmica de Imagens)
DNPM	Departamento Nacional de Produção Minerária
DRX	Difratometria por raios X
EDS	Espectroscopia de Raios X por Energia Dispersiva
FEAM	Fundação Estadual do Meio Ambiente
FRX	Fluorescência por raios X
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
ICOLD	*International Comission of Large Dams*
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
LCI	Linha de Consolidação Isotrópica
LEC	Linha de Estado Crítico
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LGV	Laboratório de Geotecnia da Vale
LVDT	Transdutor de Deslocamento Variável Linear
MME	Ministério de Minas e Energia
MTS	*Material Testing System*
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MG	Minas Gerais
NBR	Norma Brasileira Registrada
NRM	Norma Reguladora de Mineração
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
RCS	Resistência à Compressão Simples
ROM	*Run of Mine*
QF	Quadrilátero Ferrífero
SAGI	*Shape-Angularity Group Indicator*

SIGBM	Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração
SUCS	Sistema Unificado de Classificação
TEC	Teoria do Estado Crítico
UFRG	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
WISE	*World Information Service on Energy*

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A atividade minerária representa um importante setor econômico em escala mundial, sendo responsável pela fonte direta de mais de 35 milhões de empregos no mundo (NISHIJIMA; ROCHA, 2020). No Brasil, segundo dados do Instituto Brasileiro de Mineração – IBRAM, o setor extrativo mineral contabilizou aproximadamente 230 mil empregos diretos no ano de 2026. Além disso, o país se destaca entre os principais produtores mundiais de minérios, registrando a produção de cerca de 83 substâncias minerais, dentre as quais se destacam o ferro, alumínio, ouro, cobre e níquel, responsáveis por aproximadamente 89% do valor total da produção mineral metálica comercializada no país (ANM, 2023).

Além disto, o faturamento do setor mineral foi de R$ 78 bilhões no primeiro trimestre de 2026, sendo 48% correspondente ao minério de ferro (IBRAM, 2026). Associado a esse maior faturamento, a exploração de minério de ferro também tem concentrado os maiores montantes de investimentos, cuja previsão é de cerca de US$ 13 milhões entre os anos de 2022 e 2026.

Apesar da relevância econômica e social do setor mineral, associada ao crescente desenvolvimento global de infraestrutura e tecnologias, os processos de beneficiamento mineral geram volumes expressivos de rejeitos, especialmente rejeitos de minério de ferro, cuja disposição representa um dos principais desafios relacionados ao gerenciamento, aos impactos ambientais e à segurança geotécnica na mineração. Esses desafios têm se intensificado em decorrência do aumento da demanda mundial por metais, o que impulsiona a exploração de depósitos com menores teores de minério (U.S. GEOLOGICAL SURVEY, 2025). Como consequência, torna-se necessário o processamento de maiores volumes de rocha para cada unidade de metal produzida, resultando em um aumento significativo na geração de rejeitos de mineração.

Tradicionalmente, os rejeitos são armazenados em barragens de contenção devido ao menor custo associado e simplicidade de implementação da estrutura, associado com o processo de beneficiamento que resultam em rejeitos com altos teores de umidade, favorecendo a

disposição hidráulica (DAVIES, 2011; FOURIE et al., 2022). Entretanto, recorrentes problemas de estabilidade associados a essas estruturas culminaram em acidentes de grandes proporções, provocando impactos sociais, ambientais e econômicos significativos (MORGENSTERN et al., 2016; ROBERTSON et al., 2019). Diante deste cenário, mudanças na legislação brasileira culminaram na proibição do método construtivo de barragens a montante desde 2019, sendo exigido também o descomissionamento e a descaracterização das estruturas já existentes construídas por tal método.

A partir deste contexto, novas técnicas de disposição de rejeitos vêm ganhando destaque, especialmente as técnicas de desaguamento e de empilhamento a seco (*dry stacking*). A remoção da água dos rejeitos contribui significativamente para a redução dos riscos geotécnicos associados às barragens convencionais, motivando o crescente interesse da indústria mineral pelos rejeitos filtrados (MEND, 2017). Entretanto, a contínua expansão da atividade minerária e o consequente aumento na geração de rejeitos exigem estruturas de disposição cada vez maiores e mais seguras, tornando indispensável o entendimento do comportamento geomecânico desses materiais sob diferentes condições de carregamento. Nesse contexto, ROBERTSON (2018) aponta que o volume de rejeitos gerados tende a aumentar aproximadamente dez vezes a cada 30 anos, refletindo diretamente na ampliação das estruturas de disposição, destacando que, durante a primeira década dos anos 2000, as maiores estruturas atingiram aproximadamente 240 m de altura, sendo previstas estruturas ainda mais elevadas futuramente.

Apesar das vantagens associadas à redução do risco geotécnico para os rejeitos filtrados, estes ainda apresentam elevada variabilidade quanto ao comportamento mecânico, uma vez que suas propriedades dependem diretamente das características mineralógicas, granulométricas, morfológicas (ZHANG et al., 2019) e das condições de moldagem e compactação empregadas em campo, tornando-os desafiadores perante a engenharia geotécnica, uma vez que essa heterogeneidade resulta em múltiplas incertezas intrínsecas à elaboração de projetos.

Nesse contexto, compreender o comportamento geomecânico dos rejeitos de minério de ferro sob diferentes condições de compactação torna-se fundamental para garantir maior previsibilidade e segurança em estruturas geotécnicas construídas com esses materiais. Estudos recentes têm demonstrado que variáveis como peso específico aparente seco, teor de umidade, tensão confinante e estrutura inicial do material (*fabric*) exercem forte influência

sobre parâmetros como resistência, compressibilidade, deformabilidade, dilatância e suscetibilidade à quebra de partículas (BRUSCHI et al., 2025; CONSOLI et al., 2024a; SANTOS, 2025; SILVA et al., 2024a; WAGNER, 2025). Além disso, sob elevados níveis de tensão, fenômenos associados à quebra dos grãos passam a exercer papel relevante na resposta mecânica dos rejeitos.

Paralelamente, técnicas de estabilização química têm sido amplamente investigadas como alternativa para melhoria das propriedades geotécnicas de solos e rejeitos de mineração (BRUSCHI, 2023; BRUSCHI et al., 2021; CHAVES, 2023; PEREIRA DOS SANTOS et al., 2022). A cimentação artificial promove a formação de ligações entre partículas, aumentando a rigidez e a resistência do material, além de reduzir deformações e melhorar sua estabilidade. (CONSOLI et al., 2010, 2017, 2019a, 2019b).

Dessa forma, esta pesquisa tem como objetivo avaliar a influência das condições de compactação e da cimentação no comportamento geomecânico de um rejeito de minério de ferro de granulometria silto-arenosa, com elevado teor de óxidos de ferro, submetido a baixos e elevados níveis de tensão confinante. Adicionalmente, o comportamento sob altas tensões possibilita a análise dos mecanismos associados à quebra de grãos, buscando contribuir para uma compreensão integrada dos fenômenos que controlam a resposta mecânica do material.

Ressalta-se que ainda são escassas as pesquisas desenvolvidas com rejeitos de minério de ferro de granulometria fina submetidos simultaneamente à cimentação e a diferentes condições de compactação, especialmente quando avaliados sob uma ampla faixa de tensões confinantes. Nesse contexto, a presente pesquisa busca contribuir para a redução dessa lacuna de conhecimento, ampliando a compreensão dos mecanismos que governam o comportamento de rejeitos compactados e cimentados sob diferentes condições de carregamento.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo desta pesquisa é avaliar o efeito de condições distintas de compactação no comportamento geotécnico de rejeito de minério de ferro não cimentados e cimentados sob baixas e altas tensões de confinamento.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar ao objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram delimitados em:

a Caracterização química, física e microestrutural do rejeito de minério de ferro;

b Avaliar a influência de distintas condições de compactação no comportamento geomecânico;

c Avaliar a influência de teores de cimento no comportamento geomecânico;

d Analisar a influência de diferentes tensões efetivas de confinamento no comportamento tensão - deformação do rejeito de minério de ferro com e sem cimento;

e Avaliar a ocorrência de quebra de grãos e mudanças na morfologia de rejeitos de mineração de ferro submetidos a altas tensões durante a compressão isotrópica e cisalhamento.

1.4 ESTRUTURA DA TESE

Para o desenvolvimento desta pesquisa, seguiu-se cinco etapas. A primeira, descrita no capítulo 1, consiste na identificação e relevância da pesquisa, abordando uma breve conceituação sobre rejeitos de mineração e estruturas de disposição. A partir disto, é possível identificar os objetivos a serem cumpridos nesta pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica consultada acerca dos assuntos considerados importantes para que haja uma compreensão dos conceitos abordados. No capítulo 3 encontra-se o programa experimental para que os objetivos traçados sejam concluídos. Também se apresenta a definição dos fatores controláveis, a descrição dos materiais utilizados nesta pesquisa e o procedimento experimental para a realização dos ensaios.

O capítulo 4 descreve sobre os resultados obtidos e discussões sobre, de forma que seja possível o entendimento do comportamento geotécnico do rejeito de minério de ferro. No

capítulo 5 apresentam as principais conclusões obtidas com esta pesquisa, e algumas sugestões de pesquisas futuras para um melhor entendimento do comportamento do material analisado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No decorrer deste capítulo, será apresentada uma breve revisão da literatura sobre os materiais estudados, abordando desde a importância da indústria da mineração, a geração de rejeitos de minério de ferro, o comportamento geomecânico destes, bem como a Teoria do Estado Crítico aplicada a materiais geotécnicos convencionais e não convencionais (rejeitos de mineração). Entende-se que os conceitos e definições aqui presentes, são de essencial conhecimento para um bom entendimento desta pesquisa.

2.1 CONTEXTO DO SETOR MINERAL

A mineração de ferro vem experimentando uma expansão substancial, fruto da grande escalada de produção e do consumo de aço nos países asiáticos, particularmente na China. O minério de ferro é quase que totalmente utilizado na indústria siderúrgica (> 97%), conforme as análises feitas pelo Centro de Gestão e Estudos Estratégicos (2010), que apresenta o conjunto de ações para a siderurgia no Brasil entre 2010 a 2025.

Em escala global de mineração, o Brasil ocupa lugar entre os cinco maiores produtores minerais do mundo, produzindo e comercializando mais de 90 *commodities* minerais. Atualmente é o segundo maior produtor mundial de minério de ferro, não só em quantidade como também em qualidade, e o primeiro produtor de nióbio. No ano de 2023 a produção global de minério de ferro beneficiado atingiu 2,53 bilhões de toneladas, enquanto a indústria extrativa mineral brasileira produziu 436 milhões de toneladas de minério de ferro (teor médio de 62,7%) ou 17,3% da produção mundial, ficando atrás somente da Austrália, a qual produziu 953 milhões de toneladas (AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM), 2025a; U.S. GEOLOGICAL SURVEY, 2025). Países como China, Índia e Rússia, juntamente com a Austrália e o Brasil, são os responsáveis por aproximadamente 78,50% da produção de minério de ferro mundial.

De acordo com o Anuário Mineral Brasileiro (AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM), 2025b), o país contém onze principais substâncias da classe dos metálicos, que correspondem a 89% do valor total da produção do setor, sendo eles: alumínio, cobre, cromo,

estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel, ouro, vanádio e zinco. A mesma referência toma como ano base 2024, em que as atividades relacionadas a produção bruta de minério ou também chamada por ROM (*Run of Mine*) do minério de ferro foi de 523.008.465 toneladas, seguida por 89.210.429 toneladas de minério de ouro e 82.327.877 toneladas de minério de cobre, sendo estas as três *commodities* mais importantes por valor econômico no Brasil. Como pode-se perceber, o ferro é de longe o mineral mais importante do setor da mineração.

A variedade e a distribuição geográfica das atividades de mineração no Brasil são mostradas na Figura 2.1 para as 76 minas de porte grande de lavras (ROM anual maior que 1.000.000 toneladas), com destaque para as duas maiores áreas de mineração do País que estão localizadas em Carajás – Pará e na região do Quadrilátero Ferrífero (QF) - Minas Gerais, as quais 83,40% do valor da produção referem-se a estes estados.

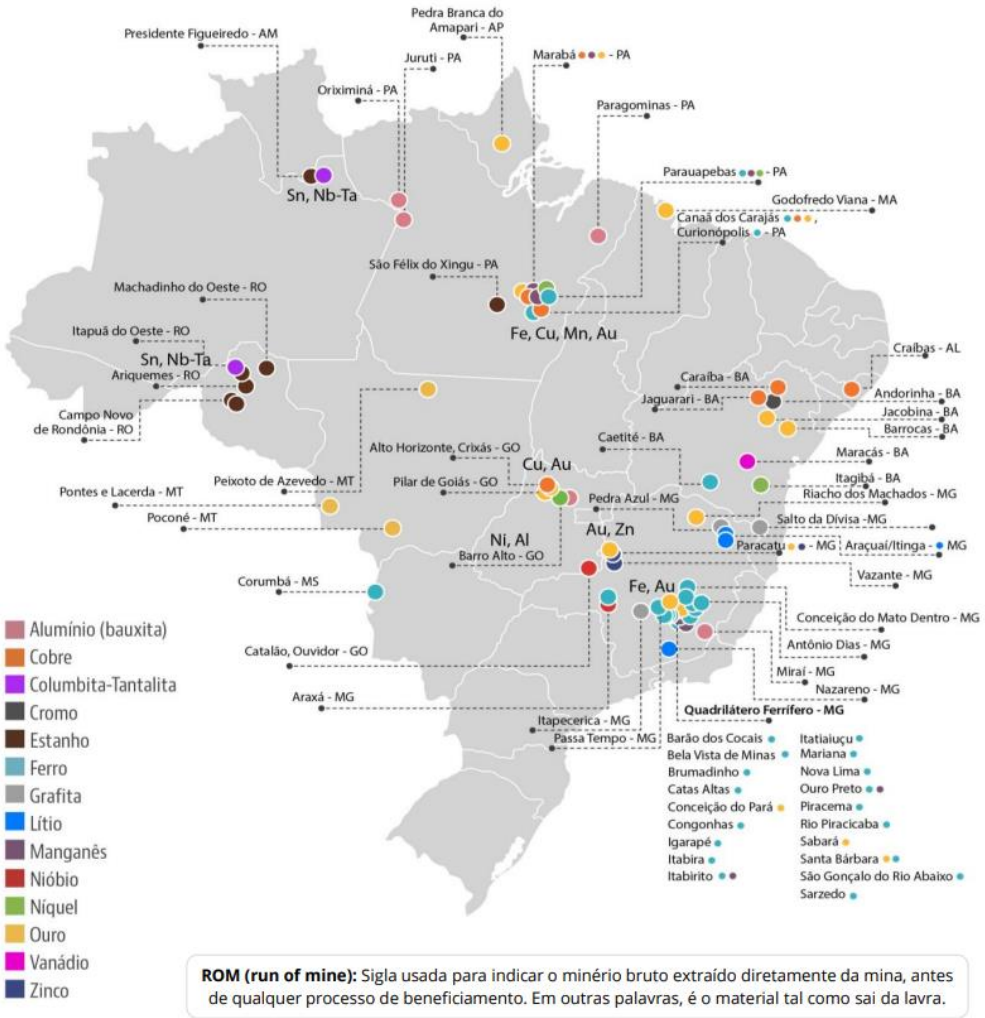


Figura 2.1 – Localização das principais minas (metálicos) com produção ROM acima de 1.000.000 toneladas em 2024. (ANM, 2025b).

Do ponto de vista econômico, o minério de ferro foi responsável por 67,11% do valor total de exportações, sendo os principais países de destino das exportações brasileiras é a China e os Estados Unidos, conforme é apresentado na Figura 2.2.

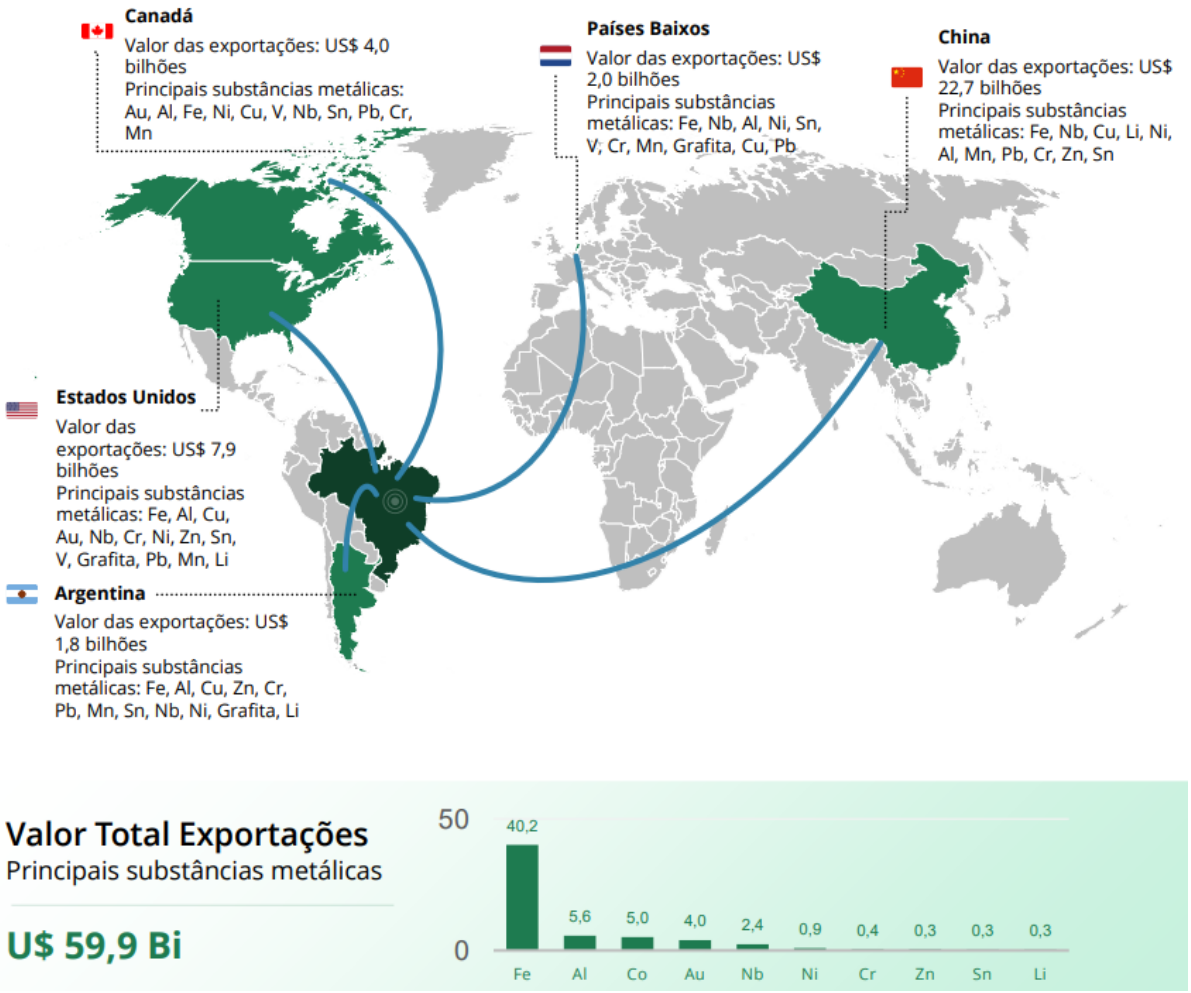


Figura 2.2 – Principais países de destinos das exportações. (ANM, 2025b).

2.1.1 Beneficiamento de Minério de Ferro

Dentre os oito elementos químicos mais abundantes na crosta terrestre, o ferro figura em quarto lugar com cerca de 5% em massa. O ferro é encontrado na natureza principalmente na forma de óxidos, hidróxidos e oxi-hidróxidos, geralmente, na forma cristalina. Os principais minerais presentes no minério de ferro são hematita (αFe_2O_3), goethita ($\alpha FeOOH$) e magnetita (Fe_3O_4), e mais raramente como maghemita (γFe_2O_3) (CPRM, 2005; DUARTE, 2019; OLIVEIRA; FABRIS; PEREIRA, 2013).

O Brasil tem um grande potencial geológico, o qual reflete no alto nível de reservas minerais (KHINDANOVA, 2011). Segundo dados da U.S. GEOLOGICAL SURVEY (2025), as reservas estimadas de minério de ferro bruto alcançam 34 bilhões de toneladas métricas, ou 18,8% do total das reservas mundiais, situando o país em segundo lugar.

O geossistema Quadrilátero Ferrífero localiza-se na porção centro-sul de Minas Gerais e corresponde à principal unidade ferrífera e produtora de minério de ferro do país, sendo o substrato litológico da região constituído por rochas ferruginosas, como formações ferríferas bandadas, também conhecidas internacionalmente como *Banded Iron Formations* (BIF), ou itabiritos, cangas, jaspilitos, metadicamictitos ferruginosos, filitos ferruginosos, entre outras (CARMO; KAMINO, 2015). Desta forma, os minérios de ferro ocorrem numa grande variedade de ambientes geológicos, por isto, existem variações nos teores e nas combinações químicas de metais contidos nas rochas, podendo determinar aplicações distintas e sua viabilidade como minério.

De acordo com ROSIÈRE; CHEMALE JR. (2000), a sequência mais espessa de BIF com corpos de minério de alto teor economicamente exploráveis pertencem ao Grupo Itabira, constituído por itabiritos, dolomitos e metapelitos. Os Itabiritos, assim denominados por Eschwege em 1822, são formações ferríferas metamórficas e fortemente oxidadas apresentando descontinuamente corpos de minério de alto teor de ferro (>64%). A sequência de itabiritos no Quadrilátero Ferrífero é relativamente monótona, sendo hematita o óxido predominante e o mineral de ganga, parte do minério que não tem valor economicamente, é o quartzo. De forma predominante, tem-se a definição dos três tipos composicionais principais: quartzo-itabirito, itabirito dolomítico e itabirito anfibolítico (CARMO; KAMINO, 2015; ROSIÈRE; CHEMALE JR., 2000).

Como a rocha é composta de diferentes minerais, raramente as espécies minerais de interesse econômico se encontram puras na natureza, sendo assim o minério de ferro precisa passar pelo beneficiamento de forma a enriquecer o minério do mineral de interesse. O processo se inicia através das operações de lavra, que conforme definição do Código de Mineração por meio do Decreto Lei nº 227, Art. 36, de 28/02/1967 define lavra como: “O conjunto de operações coordenadas, objetivando o aproveitamento industrial da jazida, desde a extração das substâncias minerais úteis que contiver, até o beneficiamento das mesmas”. Posteriormente faz-se a explotação (aproveitamento econômico) do minério da jazida,

encaminhando-se o produto bruto ROM para o beneficiamento. Então, este material é submetido a uma série de operações visando a adequá-lo físico e quimicamente (CGEE, 2010).

De acordo com as Normas Reguladoras de Mineração (NRM-18, 2001), entende-se por beneficiamento de minérios o tratamento visando preparar granulometricamente, concentrar ou purificar minérios por métodos físicos ou químicos sem alteração da constituição química dos minerais.

A Figura 2.3 apresenta o fluxograma típico da produção de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, proposto por SILVA et al. (2022). Após as atividades de lavra, de um modo geral, o processo de beneficiamento do minério de ferro consiste em processos iniciais mais simples, tal como a britagem, peneiramento, moagem e classificação, gerando produtos de diferentes granulometrias como: ferro granulado (6,35mm≤ ϕ ≤38,10mm), hematita (6,35mm≤ ϕ ≤9,52mm), *sínter feed* (0,15mm ≤ ϕ ≤6,35mm) e ainda, o *pellet feed* (ϕ ≤0,15mm).

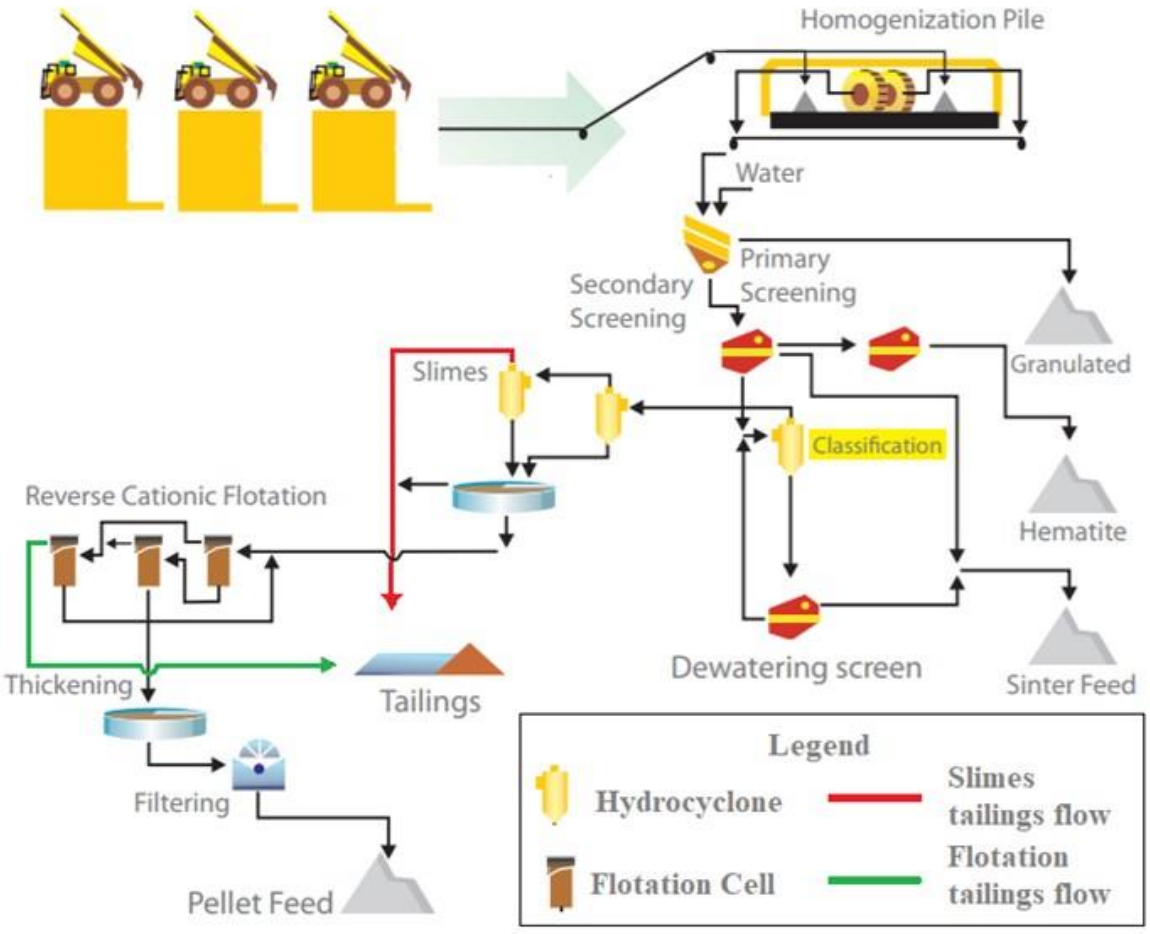


Figura 2.3 – Fluxograma típico de beneficiamento de minério de ferro (SILVA et al., 2022)

Após a etapa de classificação, o material com gradação abaixo do *sinter feed* ($\phi \leq$6,35mm), passa para a etapa de deslamagem com o objetivo de remover os resíduos mais finos material, através de hidrociclones, gerando resíduos do processamento denominados como lama, ou *slime*, que são armazenadas em barragens de rejeitos de mineração.

De acordo com ARAÚJO (2006), o material que deixa o hidrociclone pela parte superior (*overflow*) apresenta granulometria fina compondo os rejeitos finos e ultrafinos incorporados com água, e o material que deixa o hidrociclone pela parte inferior (*underflow*) compõe o rejeito granular, de granulometria mais grossa e com pouca quantidade de água. Cada porção separada pelo hidrociclone tem características e formas de disposição distintas. O rejeito granular (*underflow*) pode ser reprocessado novamente na planta de beneficiamento ou utilizado como material para futura construção estrutural de barragens, enquanto o rejeito fino e ultrafino (*overflow*), ou lama, é lançado diretamente nas barragens de rejeitos.

O *underflow* da deslamagem composto por partículas de interesse, segue para o processo de flotação do tipo catiônico reverso com o objetivo de isolar o minério de granulação fina *pellet feed*, sendo que os rejeitos da flotação também são armazenados em barragens juntamente com o rejeito do *overflow.* No fluxograma apresentado na Figura 2.3, a descrição da geração dos rejeitos apresentada pode ser observada através da etapa de *slimes tailings flow* e *flotation slimes flow.*

2.1.2 Geração de resíduos sólidos na mineração

Diferentemente de outros setores econômicos, as atividades de mineração têm um equacionamento diferenciado em relação à geração de resíduos, em função de que as substâncias minerais são recursos não renováveis e incorporados em um processo produtivo. Como a incorporação dos recursos minerais não é aproveitada em sua totalidade, a geração dos resíduos sólidos no decorrer do processo de mineração emerge como uma externalidade.

Durante a extração de minérios, destaca-se a existência dos resíduos sólidos de extração (estéril) e os resíduos resultantes do processo produtivo de beneficiamento/tratamento (rejeitos), além de outros resultantes da operação de plantas de mineração (IBRAM, 2016; IPEA, 2012). O material estéril é composto de rocha granulada, uma vez que a rocha residual é removida para o acesso e extração do minério. O tamanho das partículas deste material pode

variar de areias finas a rochas (DALIRI, 2013) e ele geralmente é depositado em pilhas, enquanto as rochas contendo uma concentração econômica do mineral são enviadas à usina para processamento. Após o processo de beneficiamento, os rejeitos de mineração são gerados, sendo uma mistura de partículas finas de minério, agua e reagentes químicos, onde as características variam em função do material lavrado e dos processos empregados.

No Brasil, do ponto de vista de regulamentação, foi criada a Lei N° 12.305, de 2 de agosto de 2010, que instituiu a Política Nacional de Resíduos Sólidos – PNRS (BRASIL, 2010), que define o conceito de resíduos e rejeitos sólidos como elementos resultantes das atividades humanas, cujas características não permitem que sejam dispostos em rede pública de esgoto ou em corpos de água. Entretanto, o termo que diferencia ambos é dado em função da possibilidade ou não de reutilização, sendo:

a Resíduos sólidos: A destinação adequada deve incluir processos de reutilização, compostagem, reciclagem, recuperação e aproveitamento energético;

b Rejeitos sólidos: Elementos cuja destinação final seja unicamente disposição ambientalmente adequada, não havendo possibilidades de reciclagem ou reutilização, devido ao esgotamento do tratamento e/ou recuperação através de meios tecnológicos economicamente viáveis.

A definição de rejeito segundo a NBR 13028 (ABNT, 2025a), é “todo e qualquer material não aproveitável economicamente, gerado durante o processo de beneficiamento de minérios”.

Na indústria da mineração, a Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010 (BRASIL, 2010) classifica como resíduo de mineração os materiais gerados na atividade de pesquisa, extração ou beneficiamento de minérios. De um modo geral, na literatura os materiais resultantes do processo de beneficiamento do minério de ferro são identificados tanto como resíduos (BEDIN, 2010; FARENZENA, 2023; SERVI, 2022) quanto rejeitos (ARAÚJO, 2006; BEZERRA, 2017; HOCH, 2022). É possível destacar, que o termo se confunde no meio técnico, sendo comumente adotada a mesma definição para ambas as nomenclaturas.

De acordo com LOTTERMOSER (2007), a proporção de rejeitos em relação ao minério concentrado é comumente muito alta, na ordem de 200:1. Além disto, minérios com menor grau de concentração tende a ser tornar uma tendência de extração a longo prazo. Em um panorama internacional, a indústria da mineração no Canadá produz aproximadamente 1

milhão de toneladas de resíduos de estéril e 950 mil toneladas de rejeitos por dia, ou 700 milhões de toneladas por ano (CROWDER, 2004). Na Austrália estima-se que cerca de 632 milhões de toneladas de rejeitos, somente de minério de ferro são gerados a cada ano (KURANCHIE; SHUKLA; HABIBI, 2016), enquanto na China, aproximadamente 1,5 toneladas de rejeitos são geradas para uma tonelada de concentrado de minério de ferro (LIU et al., 2010).

No Brasil, dezenas de milhões de toneladas de rejeito de minério de ferro são geradas anualmente, uma vez que este é o mineral de maior produção. Em grande parte dos minérios explorados, a proporção de rejeito gerada é muito elevada, principalmente, quando se fala dos metálicos, e isso corresponde a uma geração muito grande de rejeitos. De acordo com dados do IPEA (2012) que apresenta dados com estimativa de geração de rejeitos com relação ao cenário futuro, estima-se que a quantidade anual produzida em 2010 para 14 substâncias metálicas, que foi de 348 milhões de toneladas, passará para 684 milhões de toneladas até 2030. Dentre este valor, o ferro é a principal substância geradora de rejeitos, que conforme a projeção, em 2030 será de 265 milhões de toneladas.

O estado de Minas Gerais passou a realizar inventários anuais da geração de resíduos sólidos na atividade de mineração, que consolida um extenso banco de dados no sentido de aprimorar a gestão dos resíduos no estado. Os resíduos sólidos inventariados em MG, conforme o ano base de 2017, foi de 562 milhões de toneladas, incluindo estéril e rejeitos. Deste total, 51,55% representam os rejeitos de mineração, 48,41% representam o estéril e 0,04% outros resíduos (FEAM, 2018).

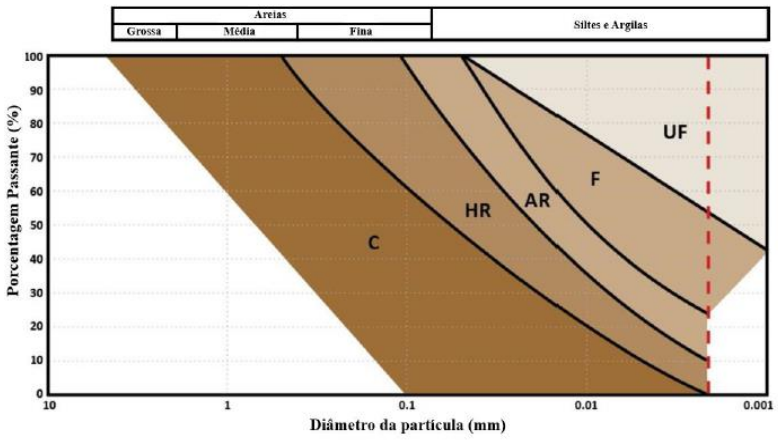
Conforme exposto, nas atividades de mineração são gerados grandes volumes de dois tipos de resíduos, os estéreis e os rejeitos. Assim, a tarefa de armazenar rejeitos de mineração com segurança e eficiência é substancial e será ainda significativamente maior no futuro (KOSSOFF et al., 2014). Por este motivo, a altura e a capacidade de armazenamento de barragens de rejeitos, bem como a disposição em pilhas de estéril ou de rejeito, aumentaram continuamente nas últimas décadas para atender à crescente demanda de exploração mineral.

2.2 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

A maioria das operações de mineração no Brasil utilizam barragens de rejeitos para gerenciar os rejeitos da atividade minerária, que podem ser prejudiciais ao meio ambiente se não forem gerenciados adequadamente (KPMG GLOBAL MINING INSTITUTE, 2023). De acordo com os dados do inventário de resíduos sólidos na mineração (FEAM, 2018), em MG, 92% dos rejeitos estavam dispostos em barragens, 5% em pilha e 1% de outras formas, sendo que a disposição em pilhas é a principal forma de destinação do estéril.

Quanto aos rejeitos gerados após o processo de beneficiamento, para o IBRAM (2016) em função do tipo de minério processado e dos tratamentos adotados podem ser encontrados rejeitos com variadas características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas. Os rejeitos, quando de granulometria fina, são denominados lama (ou ultrafinos), e quando de granulometria grossa (acima de 0,074 mm), são denominados rejeitos granulares. Com base na expressiva variedade de rejeitos oriundos da mineração, tem-se utilizado algumas estratégias para agrupá-los considerando suas características e propriedades físicas. A Tabela 2.1 classifica os rejeitos em cinco categorias diferentes, as quais foram estruturadas para incluir rejeitos grossos até rejeitos ultrafinos (ICOLD, 2019).

Tabela 2.1 – Classificação dos rejeitos

Classificação dos rejeitos		Granulometria
Rejeitos grossos *(coarse tailings)*	C	
Rejeitos de rocha dura *(Hard Rock Tailings)*	HR	
Rejeitos de rocha alterada *(Altered Rock Tailings)*	AR	
Rejeitos finos *(Fine Tailings)*	F	
Rejeitos ultrafinos (*Ultra fine Tailings)*	UF	

Fonte: Adaptado de ICOLD (2019).

Quanto ao estado dos rejeitos, estes podem variar entre uma polpa fluida até rejeitos secos. Esses estados podem ser identificados a partir do teor de sólidos do rejeito e da sua tensão de

escoamento, na qual é possível visualizar o aumento da tensão de escoamento do rejeito em função da redução do teor de água (aumento no teor de sólidos) a partir de técnicas de desaguamento (MEND, 2017). Com isso, também aumenta a tensão necessária para o transporte do material por bombeamento, o qual só é possível até o estado de pasta. Na Figura 2.4 é possível identificar três tipos principais de estruturas de armazenamento de rejeitos (convencional, espessado/pasta e filtrado) em função do teor de sólidos.

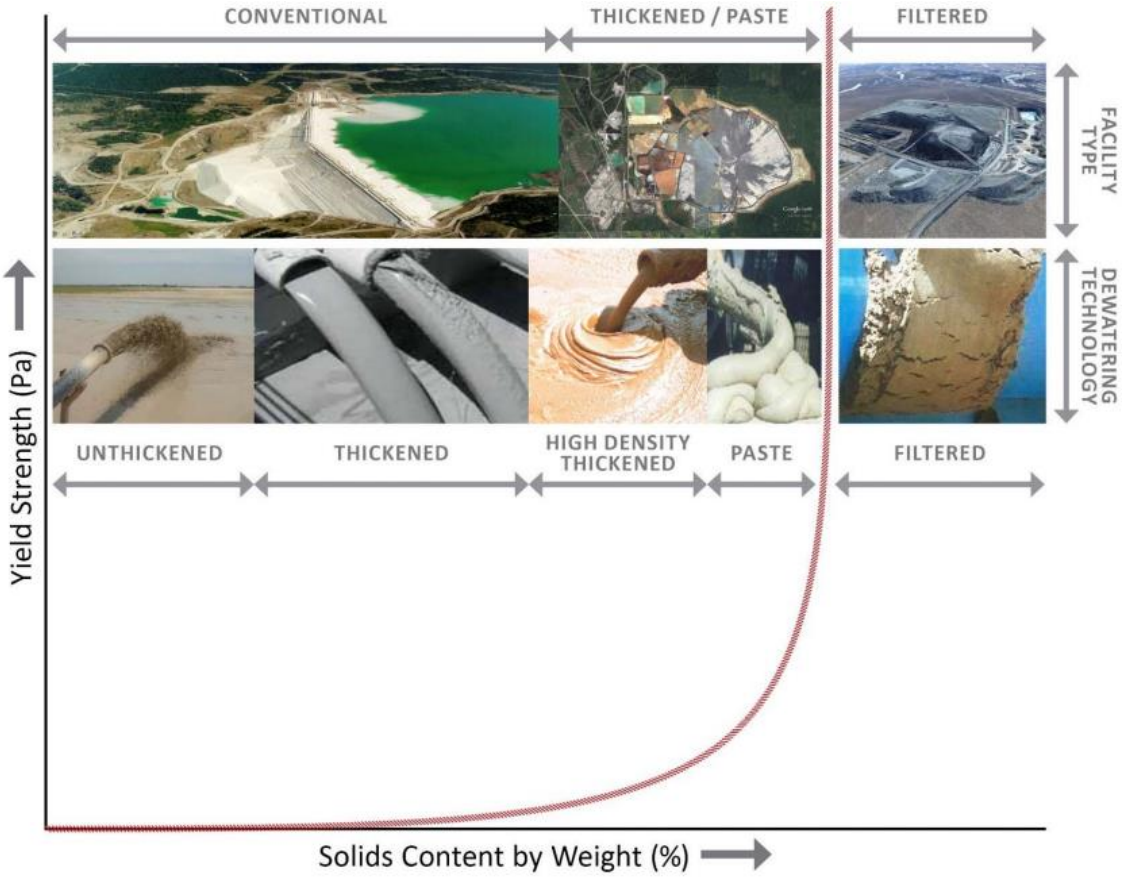


Figura 2.4 - Tipos de rejeitos e métodos de disposição (MEND, 2017).

O desaguamento de rejeitos consiste na separação de sólidos e líquidos por meio da passagem da polpa em um meio filtrante, que é capaz de reter partículas sólidas e permitir a passagem do líquido (PORTES, 2013). Segundo FITTON; ROSHDIEH (2013), a melhor configuração do processo de desaguamento pode variar de um caso para o outro. A filtragem pode ser consideravelmente mais cara do que as diferentes tecnologias de espessamento. No entanto, se o custo de captação e bombeamento de água for alto, a filtração pode ser mais barata do que o espessamento. Desta forma, existem distintos métodos para a disposição de rejeitos conforme a evolução do estado físico em função do processo de desaguamento. Na medida que o rejeito é espessado ocorre a elevação da sua densidade e a diminuição do seu comportamento

segregável. O espessamento eleva a mistura sólido-líquido até uma consistência denominada de pasta, ainda com características de um fluído, que apresenta alto teor de sólidos. O comportamento do material desaguado pode ser otimizado, atingindo os níveis ótimos de umidade para compactação dos rejeitos mediante aplicação do processo de filtragem.

As principais técnicas para desaguamento dos rejeitos, que são comumente aplicadas na mineração, são o espessamento, a filtração e o ressecamento. GUIMARÃES (2010), lista os conceitos que caracterizam os diferentes tipos de rejeitos desaguados:

i. Rejeitos espessados "*thickened tailings*" - rejeitos desaguados parcialmente, mas que apresentam ainda a consistência de uma polpa, com alto teor de sólidos e ainda passível de bombeamento;

ii. Rejeitos em pasta "*paste tailings*" - rejeitos espessados mediante a incorporação de algum tipo de aditivo químico (tipicamente um agente hidratante);

iii. Rejeitos filtrados a úmido "*wet cake tailings*" - rejeitos na forma de uma massa saturada ou quase saturada, não mais passível de bombeamento;

iv. Rejeitos filtrados a seco "*dry cake tailings*" - rejeitos na forma de uma massa não saturada (grau de saturação tipicamente entre 70% e 85%), não passível de bombeamento

Na Figura 2.5 é apresentado um resumo dos rejeitos desaguados apresentados, em função da sua porcentagem de sólidos e a tensão de escoamento obtida através dos espessadores (MEND, 2017).

Ainda, a consistência se torna um ponto chave pois influencia na escolha da técnica de disposição do rejeito. DAVIES (2011) mostra a tendência de aplicação de tecnologias de desaguamento para rejeitos de mineração em função dos possíveis estados físicos, conforme a Figura 2.6.

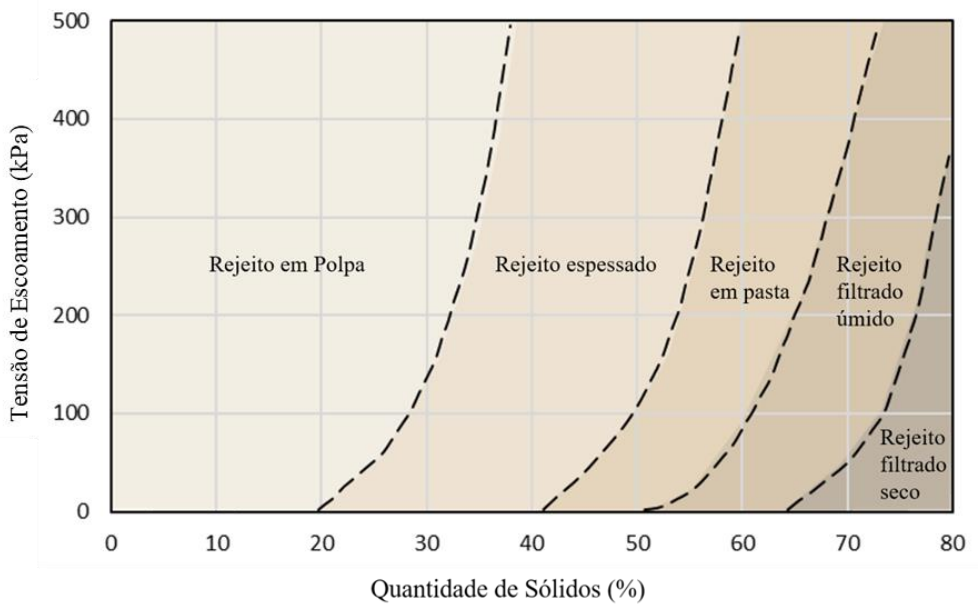


Figura 2.5 – Tensão de escoamento típica alcançável através de espessador e tipos de rejeitos. Fonte: (adaptado de MEND, 2017)

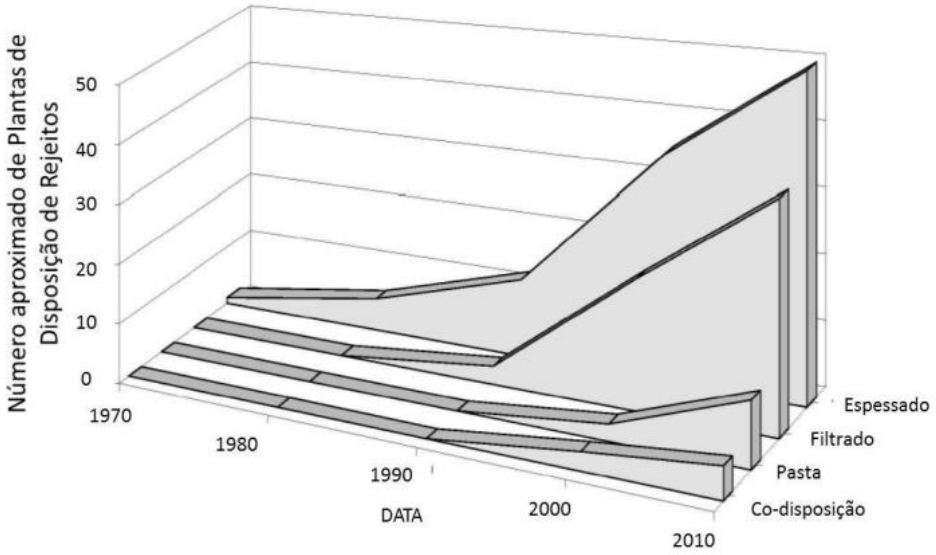


Figura 2.6 – Histórico das formas de disposição dos rejeitos de mineração. Fonte: (adaptado de DAVIES, 2011)

Dentro do contexto deste trabalho, os métodos de disposição em barragens e por empilhamento de rejeito a seco (*dry stacking)* trazem a contextualização necessária e atual no cenário brasileiro, por isso serão brevemente descritos a seguir.

2.2.1 Método de Disposição em Barragens

A NBR 13028-1 (ABNT, 2025) define como barragens de disposição de rejeitos as estruturas designadas para reter de forma projetada, planejada e controlada, os volumes de rejeitos advindos dos processos de beneficiamento de minério. De acordo com o Report Mensal de Barragens de Mineração referente a fevereiro de 2026 (ANM, 2026), foram contabilizadas 908 barragens de mineração cadastradas no Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM), das quais 470 estão enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB (ANM, 2026). Para a Lei N° 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabeleceu a PNSB, as barragens que se enquadram nesta política devem possuir pelo menos uma das características específicas, tais como:

i. Altura do maciço, medida do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 (quinze) metros;
ii. Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos);
iii. Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
iv. Categoria de Dano Potencial Associado - DPA, médio ou alto, conforme definido no inciso XVI do art. 2º e no Anexo IV; e
v. Categoria de risco alto, conforme definido no inciso XI do art. 2º, § 1º do art. 5º e Anexo IV.

As barragens que não atendem a nenhum desses critérios não estão sujeitas a PNSB, mas conforme especifica a Resolução ANM nº 95/2022, as estruturas estão sujeitas à incidência das obrigações contidas nos artigos do Capítulo I, sem deixar de atender aos critérios mínimos previstos na NRM 19 da Portaria DNPM n° 237/2001, devendo seus empreendedores garantir a segurança das estruturas.

A utilização de barragens é usualmente chamada de método de disposição “convencional” devido ao menor custo associado e simplicidade na implementação (FOURIE et al., 2022). As barragens de rejeitos são comumente construídas a partir de materiais locais disponíveis para o dique de partida inicial (CHAKRABORTY; CHOUDHURY, 2009). De acordo com DAVIES; MARTIN; LIGHTHALL (2000), o grande volume de rejeitos gerados,

condicionados aos custos da disposição, faz com que seja atrativa a utilização destes materiais na construção das próprias barragens de contenção, desde que sejam obedecidas algumas premissas, tais como a separação da fração grossa e fina e o controle dos processos de separação (granulometria).

Ao longo da vida útil de uma barragem de contenção, a adição constante de material ao reservatório faz com que seja necessário o aumento da capacidade de contenção do barramento. Desta maneira, são adicionadas novas camadas acima do dique da partida, chamadas de alteamento. Assim, um dique de partida é construído inicialmente e a barragem passa por alteamentos ao longo de sua vida útil, podendo ser construídas com material compactado proveniente de áreas de empréstimo, ou com o próprio rejeito. Para FOURIE et al. (2022) as barragens podem ser alteadas de diferentes formas, apresentando variações em termos de custo, volume e tipos de materiais necessários para a construção, bem como vantagens e desvantagens do ponto de vista técnico, ambiental, econômico e/ou de risco associado, sendo os métodos conhecidos como jusante, montante e linha de centro.

O método de alteamento a montante é o mais comum e vantajoso economicamente, já que requer um volume mínimo de rejeitos mais grossos (ou material de empréstimo) para o dique de partida, mas as propriedades geotécnicas dos rejeitos do reservatório, incluindo as frações mais finas, estão envolvidas na estabilidade geral da barragem, uma vez que o alteamento é compactado a montante do dique de partida, ou seja, sobre os rejeitos previamente depositados em forma de polpa. O fato da estrutura ser alteada sobre os próprios rejeitos em estado fofo e pouco consolidados, aumenta os riscos de uma ruptura, especialmente por liquefação (FOURIE et al., 2022; RUSSO, 2007).

Os grandes acidentes com barragens de rejeitos ocorridos nos últimos anos em estruturas construídas pelo método a montante, motivaram a proibição desse método construtivo, por meio da Resolução ANM n° 4/2019, substituída pela Resolução ANM n° 13/2019. Além de proibir a construção de novas barragens a montante, visando minimizar o risco de rompimento, especialmente por liquefação, o Art. 8° da referida normativa exigiu o descomissionamento e a descaracterização das estruturas já existentes construídas por tal método, assim como estabeleceu os prazos para elaboração e conclusão dos projetos de descaracterização. Ainda, a Lei Nº 14.066, de 30 de setembro de 2020, que altera a Lei Nº 12.334/2010 onde foi estabelecido o PNSB, e altera o Código de Mineração, a qual, no Art. 2°

proíbe o alteamento ou construção de barragens de mineração utilizando o método a montante.

Em 07 de fevereiro de 2022 foi publicada a Resolução ANM n° 95, a qual consolidou os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens. Em vigor desde o dia 22 de fevereiro de 2022, essa resolução definiu as medidas regulatórias aplicáveis para as barragens de mineração e revogou a Portaria DNPM n° 70.389/2017 e resoluções anteriores (ANM n° 13/2019; ANM n° 32/2020; ANM n° 40/2020; ANM n° 51/2020; e ANM n° 56/2021). O Art. 2° da Resolução ANM n° 95/2022 apresenta atualizações sobre o entendimento de estruturas a montante, assim como barragens de mineração descaracterizadas e seu processo evolutivo mínimo de etapas de descaracterização.

Desta forma, as informações relativas ao cadastro de Barragens de Mineração no SIGBM são levantadas desde o ano de 2019, quando havia 74 estruturas cadastradas como alteadas pelo método construtivo a montante. Atualmente, conforme o Report trimestral de descaracterização de barragens a montante (ANM, 2023) existem 59 barragens de mineração construídas por esse método e enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB (informação atualizada até o dia 28/02/2023), correspondendo a 13 % do cadastro de barragens inseridas na PNSB (461 estruturas). Dentre as 59 barragens a montante cadastradas no SIGBM, 19 ainda se encontram em fase de elaboração do projeto executivo de descaracterização, 34 estão em fase de execução das intervenções previstas em projeto e 06 tiveram seus processos de descaracterização autodeclarados concluídos. Em comparação ao ano de 2019, quando 74 estruturas constavam como método construtivo a montante, 14 já foram descaracterizadas e descadastradas do banco de dados do SIGBM e 07 tiveram seu método construtivo alterado para etapa única ou jusante (ANM, 2023).

Já o método a jusante foi desenvolvido com o objetivo de diminuir os riscos de uma ruptura por liquefação, principalmente em zonas de atividade sísmica ou movimentos decorrentes de explosões na área da mineração, uma vez que as etapas de alteamento são totalmente direcionadas ao solo de fundação e os rejeitos atuam apenas como uma carga contra o maciço. Para este método é necessária uma quantidade superior de material para o alteamento e uma área de disposição maior, sendo que a principal vantagem está no controle da fundação (FOURIE et al., 2022). Por fim, tem-se o método de alteamento em linha de centro. Esse método é uma solução intermediária entre os métodos descritos previamente. Neste caso, o

alteamento é realizado sob o eixo do dique de partida, sendo parte a jusante apoiada sob o solo de fundação que suporta as forças geradas pela retenção dos rejeitos. Conforme o Report trimestral de descaracterização de barragens a montante (ANM, 2023), das 461 estruturas inseridas na PNSB, 401 foram construídas através de outros métodos.

Neste contexto, de acordo com GUIMARÃES; VALADÃO; PERES (2012) o estado de Minas Gerais vem enfrentando grandes dificuldades de disponibilização de novas áreas para a disposição de rejeitos, devido à proximidade cada vez maior de áreas residenciais. Além disto, há uma dificuldade adicional para aprovação de licenciamentos de barragens em áreas superiores a 800 hectares e dificuldade em novos projetos de aquisição de outorga para direito de uso de recursos hídricos.

Aliado ao que foi exposto, têm-se ainda as preocupações ambientais envolvidas no processo de mineração, a pressão da opinião pública e social, normativas mais rígidas e rompimentos de barragens nos últimos anos como propulsores para que as empresas optem por investigações de novos métodos de disposição de rejeitos.

2.2.2 Pilhas de Rejeito

O método de disposição chamado de *dry stacking* ou empilhamento a seco, é muito utilizado pela indústria de mineração de alumínio para a disposição de rejeitos de bauxita (*red mud*), devido à sua alta toxicidade e alcalinidade (FRANÇA et al., 2018; IBRAM, 2016). A experiência anterior com empilhamento de rejeitos é relatada ao final da década de 1980, com aumento no uso desta solução durante a década de 1990 (CALDWELL; COLLEN, 2015).

Neste método, os rejeitos são desaguados antes de sua disposição para reduzir o teor de umidade e compactados em camadas para formar uma pilha insaturada, densa e estável, não necessitando de barragem para conter os rejeitos de mineração (CONSOLI et al., 2022; LUPO; HALL, 2011). De acordo com LUPO; HALL (2011) os rejeitos filtrados podem ser uma alternativa viável à disposição em lama, espessamento ou pasta em muitos locais de mineração. Algumas das principais vantagens da disposição de rejeitos filtrados em relação aos outros métodos incluem o consumo minimizado de água (a maior parte da água é recuperada durante o processo de filtragem), os rejeitos filtrados muitas vezes têm propriedades que são adequadas ao empilhamento, reduzindo assim a necessidade de grandes

áreas para a disposição e, os rejeitos filtrados dispostos em pilhas fornecem uma forma de terreno estável, permitindo que o plano de fechamento da pilha seja conduzido simultaneamente com a disposição, o que leva a economia de tempo e custos de operação.

Diferentes níveis de compactação são atribuídos a diferentes regiões de o empilhamento seco, constituindo projetos de pilhas zoneadas A zona estrutural existe nas bordas da pilha, onde o material é compactado em estados mais densos, enquanto internamente encontra-se a zona não estrutural, onde o material pode ser depositado em condições de baixa compactação ou fora dos limites de umidade estabelecidos, incluindo materiais de baixa resistência ao cisalhamento ou alta compressibilidade (DAVIES, 2011; LUPO; HALL, 2011; WAGNER et al., 2023a). Desta forma, é possível trabalhar com a variabilidade do rejeito em si, que apresenta características heterogêneas.

A filtragem é definida como a separação da polpa, composta por sólidos que estão contidos em uma suspensão, por meio da passagem do rejeito através de um meio filtrante – meio poroso - que retém as partículas sólidas e que permite a percolação da fase líquida. Desta forma, os filtros são uma ferramenta do processo de desaguamento, sendo que para que ocorra a filtragem, é necessária a ação de uma força incidente sobre as partículas, que pode ser obtida pela força da gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação. Conforme PORTES (2013), na mineração é usual a utilização de vácuo, que pode ser aplicado através de filtros de discos convencionais e filtros horizontais de correia, e pressão positiva, que pode ser aplicada com a utilização de filtros de pressão. Como produto do processo de filtragem, têm-se os rejeitos filtrados a úmido *wet cake tailings* e os rejeitos filtrados a seco *dry cake tailings*, conforme mencionado previamente.

Do ponto de vista de terminologias, há uma divergência na literatura para as instalações de rejeitos filtrados, que são frequentemente chamadas de *dry stacking* (DAVIES et al., 2011; LUPO; HALL, 2011), enquanto termos contraditórios também são usados para certas porções ou aspectos como *wet cake*. Para DAVIES; RICE (2001) e JEWELL; FOURIe (2015) o termo *dry stacking* foi adotado por projetistas e autoridades reguladoras para instalações de rejeitos filtrados, é de certa forma enganosa por que o rejeito filtrado ainda contém água, mesmo que em pequenas quantidades e às vezes o teor de umidade dos rejeitos que é liberado pela planta de filtragem ainda pode ser muito maior que o teor de umidade ideal de compactação, associado ao procedimento de compactação Proctor pelos engenheiros geotécnicos (ULRICH;

COFFIN, 2013; ZORZAL; GOMES; PINHEIRO, 2020). Desta forma, ULRICH; COFFIN (2013) encorajam os profissionais a abandonarem o uso do termo *dry stacking* em favor do termo mais simples de que seria de pilhas de rejeitos filtrados.

De acordo com ULRICH; COFFIN (2013), La Coipa, no Chile, é uma das maiores instalações de rejeito filtrado no mundo. La Coipa, Mantos Verde e El Peñon, foram os projetos pioneiros desenvolvidos no início dos anos 2000. Mais tarde, no Peru, os projetos Cerro Lindo e Catalina Huanca iniciaram as suas operações de rejeitos filtrados. Cabe destacar que estes países da América do Sul encontram-se em zonas de alta atividade sísmica, além disto o clima árido desértico tem forte influência, uma vez que a precipitação anual é inferior a 50 mm por ano, em média. Desta forma, estas operações foram as primeiras a adotar projetos de empilhamento a seco com maior taxa de produção, impulsionados pela economia e escassez de água para processamento que pode retornar à planta de beneficiamento através da técnica de filtragem, mas também devido ao potencial de permitir melhorar ainda mais o processo de secagem dos rejeitos.

Na pesquisa de LARA; PORNILLOS; MUNOZ (2013) os autores apresentaram detalhes operacionais e de projeto das instalações de Cerro Lindo, Peru, onde 55% dos rejeitos são dispostos em forma de pasta nas minas subterrâneas e 45% são dispostos como rejeitos filtrados na superfície. A alternativa de disposição para rejeitos filtrados em *dry stacking* foi selecionada, dentre outros motivos, por ocupar menor área de disposição, reduzindo o impacto ambiental e a resistência social. Além disso, os autores realizaram estudos de viabilidade, e concluíram que a disposição em *dry stacking* apresentou elevado custo de operação, mas o menor custo total das alternativas avaliadas, basicamente devido à redução significativa das alturas das barragens de contenção.

Por outro lado, países de clima tropical enfrentam desafios quanto ao emprego de rejeito filtrado, uma vez que a precipitação anual alta, dificulta e podem até mesmo contraindicar a aplicação deste método de disposição (ULRICH; COFFIN, 2013). A ocorrência de chuvas faz aumentar a umidade do rejeito a ser depositado e ao mesmo tempo diminui a trafegabilidade das vias e da própria pilha de rejeitos. Além disso, a média de precipitação alta irá requerer um sistema de drenagem mais robusto e que demandará uma gestão mais intensiva. Neste contexto, GOMES et al. (2019) avaliaram a técnica de disposição na forma de rejeitos filtrados da Mina de Cuiabá, localizada em Sabará – MG e operada pela AngloGold Ashanti

como forma de diminuir a dependência de barragens e minimizar os impactos ambientais. Como a mina de Cuiabá tem uma taxa de produção de rejeitos relativamente baixa, o método de disposição com rejeitos filtrados torna-se atrativo. Entretanto, como a região encontra-se em clima tropical com balanço hídrico (precipitação menos evapotranspiração) positivo maior que 1.000 mm/ano, a implantação exige extensos estudos geotécnicos para tornar viável a segurança e a operação. O rejeito gerado na usina se mostrou apto para ser filtrado e empilhado a seco com segurança geotécnica e ambiental. Entretanto, os elevados custos de implementação e operação podem fazer com que esta tecnologia se torne inviável, porém os aspectos focados no impacto ambiental da construção e operação, risco potencial à comunidade e ao meio ambiente tornam a alternativa atrativa em comparação a construção de uma nova barragem ou o alteamento da barragem existente.

Ainda, como mencionado anteriormente as pilhas de rejeitos filtrados são referidas como d*ry stacking*. Isto pode levar a equipe técnica a ignorar a possibilidade de liquefação ou a geração de poropressões excessivas durante as operações. No entanto, conforme discutido por ULRICH; COFFIN (2013), a saturação e a poropressão são problemáticas que podem se desenvolver em uma pilha seca, principalmente nas regiões de elevadas precipitações, como consequência, os rejeitos podem ficar saturados e apresentar comportamento contrátil, caso a disposição não ocorra de forma adequada e a compactação não tiver sido bem controlada (ULRICH, 2019; ZORZAL; GOMES; PINHEIRO, 2020).

Apesar de se tratar de uma técnica moderna e segura, o deságue e/ou a filtragem dos rejeitos demandam a utilização de equipamentos caros e complexos, o que faz com que o custo operacional se torne bastante elevado e inviável para algumas operações no cenário brasileiro. CARNEIRO; FOURIE (2018) apontam que os custos para filtrar, carregar, transportar, espalhar e compactar um mesmo tipo de rejeito pode variar de A$1,00 a A$3,50 (dólar australiano) por tonelada. Ainda, o custo de uma planta de filtragem pode ser até 17 vezes maior que o custo de uma planta de espessamento convencional e 10 vezes mais cara que uma planta de rejeitos espessados.

2.3 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO

Para atender à crescente exploração mineral, nas últimas décadas a altura e a capacidade de armazenamento das barragens de rejeito aumentaram significativamente. Por consequência, o aumento no risco de rompimento, bem como uma alta taxa de rupturas de barragens, em um panorama mundial, vem sendo registrada. Desta forma, uma crescente conscientização sobre a necessidade de maior segurança no projeto e operação destas estruturas, a qual depende muito das características estáticas e cíclicas dos rejeitos, bem como das condições geológicas e hidrogeológicas dos locais de disposição (HU et al., 2017).

As propriedades geotécnicas dos rejeitos de mineração dependem de uma série de fatores, tais como: (a) a origem do minério extraído; (b) o tipo de processamento; (c) a tipologia da refinaria; (d) disposição e armazenamento, entre outros. Neste contexto, o rejeito de minério de ferro pode apresentar características distintas para diferentes plantas de beneficiamento, em função dos diversos tipos de métodos de tratamentos utilizados. A seguir, apresenta-se as principais características geotécnicas sobre os rejeitos de minério de ferro.

2.3.1.1 Distribuição Granulométrica

A distribuição granulométrica dos rejeitos de minério de ferro constitui um parâmetro fundamental para a compreensão do comportamento geomecânico. Diferentemente de solos naturais, os rejeitos apresentam características granulométricas condicionadas às etapas de beneficiamento mineral aos quais foram submetidos, bem como da rocha de origem. Nas plantas de beneficiamento de minério de ferro, a geração de rejeitos ocorre, de modo geral, na forma de lamas ou rejeitos ultrafinos (oriundos do processo de deslamagem em hidrociclones realizada antes do processo de flotação) e rejeitos de flotação. Ainda, nos processos iniciais mais simples tem-se o rejeito oriundo da separação gravimétrica.

Nesse contexto, cada tipo de rejeito apresenta características granulométricas distintas. De forma geral, os rejeitos ultrafinos apresentam distribuição granulométrica significativamente mais fina, com diâmetros na faixa de silte e argila, resultando em elevados teores de finos (partículas <0,075 mm) e baixa permeabilidade. Em contrapartida, os rejeitos de flotação apresentam, distribuição granulométrica com predominância de frações arenosas finas a

médias, embora ainda contenham uma parcela de finos. Já os rejeitos oriundos de separação gravimétrica tendem a apresentar granulometria mais grossa e distribuição mais uniforme, sendo compostos majoritariamente por partículas arenosas, com menor teor de finos quando comparados aos demais. No estudo de WAGNER et al. (2023a), o rejeito de minério de ferro obtido antes do processo de flotação apresentou 52,2% de finos, enquanto o rejeito coletado após o processo de flotação apresentou 33,3% de finos.

Em estudos envolvendo rejeitos de minério de ferro, vários pesquisadores apresentados na Figura 2.7, verificaram diferentes curvas de distribuição granulométrica para rejeitos de minério de ferro, contemplando diversas faixas de tamanho. Ainda, apresenta-se as delimitações de diferentes tipos (lamas, rejeito de flotação e rejeito da concentração magnética) de rejeitos de mineração de ferro presentes nas principais usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero.

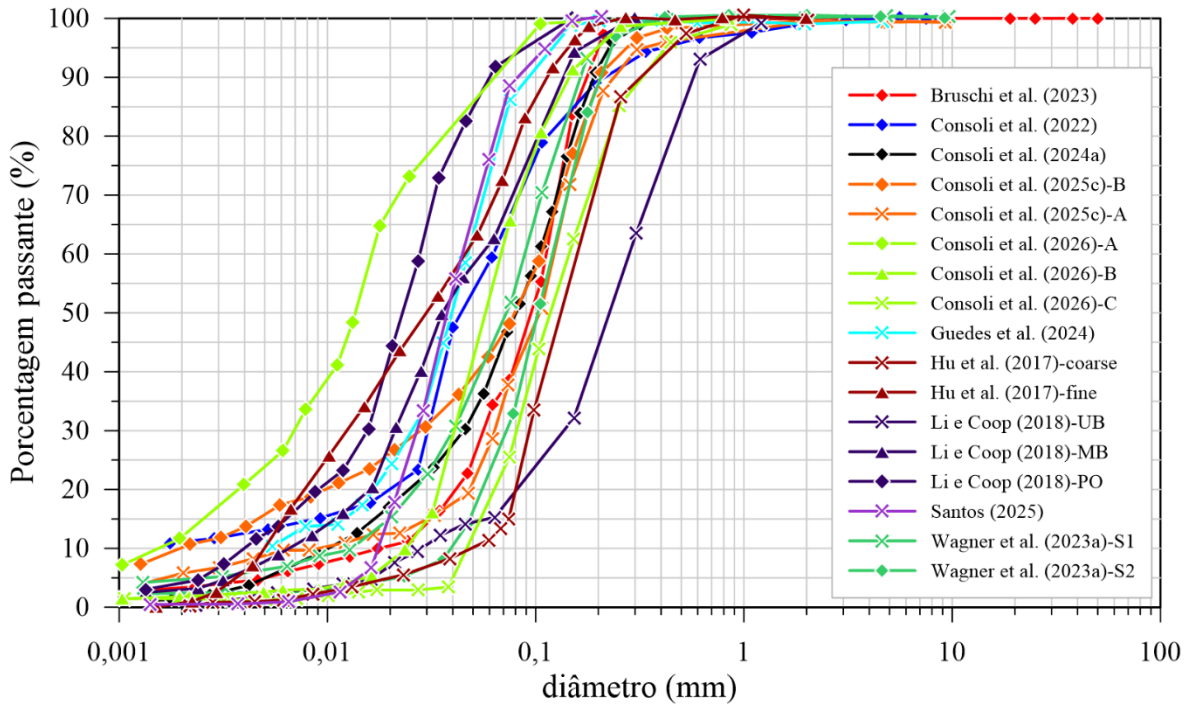


Figura 2.7 – Curvas granulométricas de diferentes rejeitos de minério de ferro.

2.3.1.2 Peso específico dos grãos

O peso específico dos grãos é uma característica dos sólidos, sendo definido como a razão entre o peso e o volume das partículas sólidas. Para solos convencionais, os valores do peso

específico real dos grãos apresentam pequenas variações em função dos minerais constituintes do solo, sendo verificados na faixa de 25 a 28 kN/m³ (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Para os rejeitos de minério de ferro, devido à alta presença de óxidos de ferro, comumente resultam em valores de peso específico de grãos superiores aos verificados para solos (HU et al., 2017). Da mesma forma que a distribuição granulométrica, o peso específico dos grãos tem alta variabilidade de acordo com os pontos de saída de rejeitos durante o beneficiamento. A Tabela 2.2 apresenta um compilado de peso específico real dos grãos encontrado por diversos autores.

Tabela 2.2 – Peso específico real dos grãos para diferentes rejeitos de minério de ferro.

Autores	Peso específico real dos grãos(g/cm³)
Bruschi et al. (2023)	2,72
Consoli et al. (2022)	2,92
Consoli et al. (2023)	3,05
Consoli et al. (2025c) - A	2,92
Consoli et al. (2025c) - B	3,02
Consoli et al. (2026) - A	3,71
Consoli et al. (2026) - B	3,64
Consoli et al. (2026) - C	3,52
Guedes et al. (2024)	3,26
Hu et al. (2017) - C	3,23
Hu et al. (2017) - F	3,08
Li e Coop 2018 - UB	3,36
Li e Coop 2018 - MB	3,14
Li e Coop 2018 - PO	3,11
Santos (2025)	3,36
Wagner (2023a) - S1	3,05
Wagner (2023a) - S2	2,97

De acordo com os dados apresentados na Tabela 2.2, é possível observar que os rejeitos de minério de ferro apresentam elevada variabilidade no peso específico dos grãos. Além do processo de beneficiamento, essa variabilidade é diretamente influenciada pelo teor de óxidos de ferro presente no material, de modo que maiores teores de óxidos de ferro resultam em maiores valores de peso específico dos grãos (LU et al., 2020).

2.3.1.3 Composição química e mineralógica

A composição química e mineralógica dos rejeitos de minério de ferro depende principalmente da mineralogia da rocha processada, da natureza dos fluídos de processamento utilizados nos minerais-alvo e da eficiência do processo de beneficiamento. Durante a exploração do minério de ferro, são geradas partículas de óxido de ferro que não foram absorvidas pelo beneficiamento, quartzo e alguns argilominerais. Conforme já mencionado, os principais minerais presentes no minério de ferro são hematita (αFe_2O_3), goethita ($\alpha FeOOH$) e magnetita (Fe_3O_4) (CPRM, 2005).

De acordo com CONSOLI et al. (2023a), os rejeitos do tipo ultrafinos ou lamas possuem em composição química principalmente de óxidos de ferro (cerca de 70%) e porcentagens menores de quartzo (cerca de 20%) e outros minerais. Enquanto rejeitos de granulometria mais grosseira são compostos usualmente por quartzo (variando de 40 a 70%), óxidos de ferro em menor quantidade (10 a 20%) e outros minerais (BRUSCHI, 2023; CONSOLI et al., 2023; ZHANG et al., 2020). Desta forma, a Tabela 2.3 apresenta um compilado a respeito da composição química encontrada por diversos autores.

Tabela 2.3 – Composição química para diferentes rejeitos de minério de ferro.

Autores	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3
Bruschi et al. (2023)	57,0	36,0	5,0
Consoli et al. (2022)	69,7	24,0	-
Consoli et al. (2023)	76,2	20,9	-
Guedes et al. (2024)	39,3	57,0	2,0
Santos (2025)	58,2	40,2	-
Wagner (2023a) - S1	76,2	20,9	-
Wagner (2023a) - S2	78,4	17,2	-

De acordo com os dados da Tabela 2.3, em conjunto com os pesos específicos real dos grãos indicados na Tabela 2.2, observa-se que a presença de minerais de ferro resulta na elevação significativa do peso específico dos grãos do material. Esse comportamento está associado à elevada densidade dos óxidos de ferro, como a hematita, cujos valores de massa específica situam-se na faixa de 5,2 a 5,3 g/cm³, substancialmente superiores aos silicatos que se encontram na faixa de 2,6 g/cm³.

2.3.1.4 Compactação

A compactação pode ser definida como o processo de densificação de um material por meio da redução do volume de vazios, promovida pela expulsão de ar e pelo rearranjo das partículas, a partir da aplicação de energia mecânica (LAMBE; WHITMAN, 1969). A energia aplicada durante esse processo induz uma reorganização estrutural do material, permitindo um empacotamento mais eficiente das partículas e, consequentemente, o aumento das forças de contato intergranulares, o que resulta na melhoria das propriedades mecânicas do material compactado.

Nesse contexto, a Tabela 2.4 apresenta os parâmetros de compactação obtidos para diferentes tipos de rejeitos de minério de ferro.

Tabela 2.4 – Parâmetros de compactação para diferentes rejeitos de minério de ferro.

Autores	Proctor Normal		Proctor Modificado	
	γ_d(kN/m³)	$w_{ót}$(%)	γ_d(kN/m³)	$w_{ót}$(%)
Bruschi et al. (2023)	17,4	15,2	18,5	11,6
Consoli et al. (2022)	19,2	11,6	20,7	9,0
Consoli et al. (2023)	19,3	11,5	20,2	10,0
Consoli et al. (2025c) - A	18,7	12,8	-	-
Consoli et al. (2025c) - B	20,4	13,0	-	-
Guedes et al. (2024)	22,0	11,0	-	-
Wagner (2023a) - S1	19,3	11,5	20,2	10,0
Wagner (2023a) - S2	17,6	14,8	18,1	14,3

No caso de rejeitos de minério de ferro, os pesos específicos secos máximos (γ_d) são significativamente mais altos quando comparados a solos naturais. Isso se deve ao fato do peso específico real dos grãos, conforme discutido anteriormente. Além disto, rejeitos do tipo ultrafino/lamas apresentam γ_d superiores aos de flotação e, teores de umidade ótimo ($w_{ót}$) levemente inferiores.

Quanto ao comportamento em função das condições de compactação, a literatura encontra-se bem consolidada a respeito de solos argilosos, sendo amplamente demonstrado que amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação tendem a desenvolver estruturas floculadas, enquanto aquelas compactadas no ramo úmido apresentam *fabric* mais disperso e orientado (LAMBE, 1958; MITCHELL, 1956). Entretanto, grande parte do conhecimento

relacionado à influência da estrutura inicial no comportamento tensão–deformação desses materiais foi conduzido predominantemente em solos argilosos naturais. No caso dos rejeitos de mineração, a aplicação direta desses conceitos requer cautela, em razão das diferenças fundamentais associadas à origem e formação desses materiais. Enquanto os solos naturais são resultantes de processos de intemperismo, transporte e deposição ao longo do tempo geológico, os rejeitos são gerados a partir da fragmentação mecânica das rochas por processos de britagem e moagem. Assim, partículas com dimensões equivalentes à fração argila presentes nos rejeitos não representam necessariamente argilominerais, o que implica mecanismos de interação distintos daqueles observados em solos naturais. Dessa maneira, as particularidades mineralógicas, granulométricas e morfológicas dos rejeitos podem influenciar significativamente o *fabric* desenvolvido durante a compactação sob diferentes condições de umidade, afetando diretamente o comportamento tensão–deformação e a resposta mecânica desses materiais em campo.

2.3.1.5 Compressibilidade

A propriedade de compressibilidade dos solos está relacionada à redução de seu volume sob a aplicação de uma carga externa. Esta redução de volume pode ocorrer por compactação (eliminação de ar dos vazios do solo) ou pelo processo de adensamento (drenagem da água dos vazios do solo) (TERZAGHI, 1943). Sempre que o solo estiver saturado ocorrerá o processo de adensamento, que está diretamente relacionado ao coeficiente de condutividade hidráulica do material, o qual determinará o tempo para ocorrência das deformações.

Os rejeitos de mineração tendem a ser mais compressíveis do que solos naturais com as mesmas características, visto a forma de deposição destes materiais que resulta em um elevado índice de vazios e condições de saturação (VICK, 1990). De acordo com Bedin (2010) a interpretação dos ensaios de compressão oedométrica apresenta certa dificuldade, pois os rejeitos de mineração não possuem características definidas, tornando a curva recompressão e a reta virgem sem distinção clara.

Os parâmetros de compressibilidade dos rejeitos variam de acordo com o tipo de material estudado. VICK (1990), afirma que o índice de compressão (Cc) está contido em uma faixa de 0,05 a 0,1, para materiais arenosos, e 0,20 a 0,30 para materiais de granulação fina. Por outro lado, os valores do coeficiente de adensamento são da ordem de $5x10^{-1}$ e 10^{-2} cm²/s para

materiais com propriedades arenosas e 10^{-2} a 10^{-7} cm²/s para rejeitos de granulação fina. BRUSCHI et al. (2023) obteve valores de índice de compressão entre 0,11 e 0,14 para o rejeito de minério de ferro, com amostras compactadas em condições densas sob parâmetros de energia proctor normal. Quando utilizado parâmetros de energia proctor modificado, o índice de compressão decai para 0,004.

2.3.1.6 Comportamento sob compressão triaxial

A resistência ao cisalhamento representa a máxima tensão cisalhante que um solo pode mobilizar antes da ruptura, estando diretamente associada ao deslizamento relativo entre suas partículas. Os principais mecanismos responsáveis por controlar essa resistência são o atrito e a coesão desenvolvidos nos contatos interparticulares (LAMBE; WHITMAN, 1969). Nesse contexto, a avaliação da resistência ao cisalhamento assume papel fundamental na Geotecnia, uma vez que problemas associados à estabilidade, deformabilidade e capacidade de suporte dos solos dependem diretamente do comportamento tensão–deformação dos materiais sob carregamento.

Do ponto de vista mecânico, os solos comportam-se predominantemente como materiais friccionais, nos quais a resistência mobilizada nos contatos entre partículas é proporcional às tensões normais atuantes. Assim, o aumento da tensão confinante tende a promover o incremento da resistência global do material. Entretanto, o comportamento dos solos não pode ser interpretado como exclusivamente controlado pelo atrito, uma vez que o intertravamento entre partículas também exerce contribuição significativa na resistência ao cisalhamento, sobretudo em materiais densos e compostos por partículas angulares. Segundo LAMBE; WHITMAN (1969), o aumento das tensões confinantes promove o achatamento dos contatos intergranulares e intensifica a quebra de partículas, reduzindo progressivamente os efeitos do intertravamento e favorecendo o desenvolvimento de deformações cisalhantes.

A Figura 2.8 (a) apresenta o comportamento tensão–deformação característico de um solo granular, evidenciando dois estados frequentemente utilizados na avaliação da resistência ao cisalhamento: a resistência de pico, correspondente ao ponto b, e a resistência no estado crítico, representada pelo ponto c. Para a determinação dos parâmetros de resistência dos solos, o critério de ruptura de Mohr–Coulomb é amplamente adotado na Mecânica dos Solos. Esse critério considera que a resistência ao cisalhamento do material é governada por dois

parâmetros fundamentais: o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), relacionado ao atrito e ao intertravamento entre partículas, e a coesão efetiva (c'), associada às ligações cimentícias ou químicas existentes entre os grãos (MITCHELL, 1976).

Na Figura 2.8 (b), tem-se as envoltórias de resistência de pico e de estado crítico, que possibilitam a determinação do ângulo de atrito de pico (ϕ'_p)e do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_c), respectivamente. O ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) não representa uma propriedade intrínseca do material, pois sua magnitude está diretamente associada ao grau de intertravamento entre partículas, sendo influenciada por fatores como índice de vazios, *fabric* e nível de tensões confinantes. Neste sentido, destaca-se que tanto o ângulo de atrito quanto o intercepto coesivo são valores matemáticos que definem a relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal efetiva.

Em materiais com estrutura mais fofa, o ângulo de atrito de pico tende a coincidir com o ângulo de atrito no estado crítico, não ocorrendo a mobilização de uma resistência de pico bem definida nas curvas tensão–deformação. Por outro lado, em materiais densos, a resistência de pico torna-se mais pronunciada devido à contribuição adicional do intertravamento e da reorganização estrutural dos grãos durante o cisalhamento, resultando em valores de ϕ'_p superiores aos observados no estado crítico.

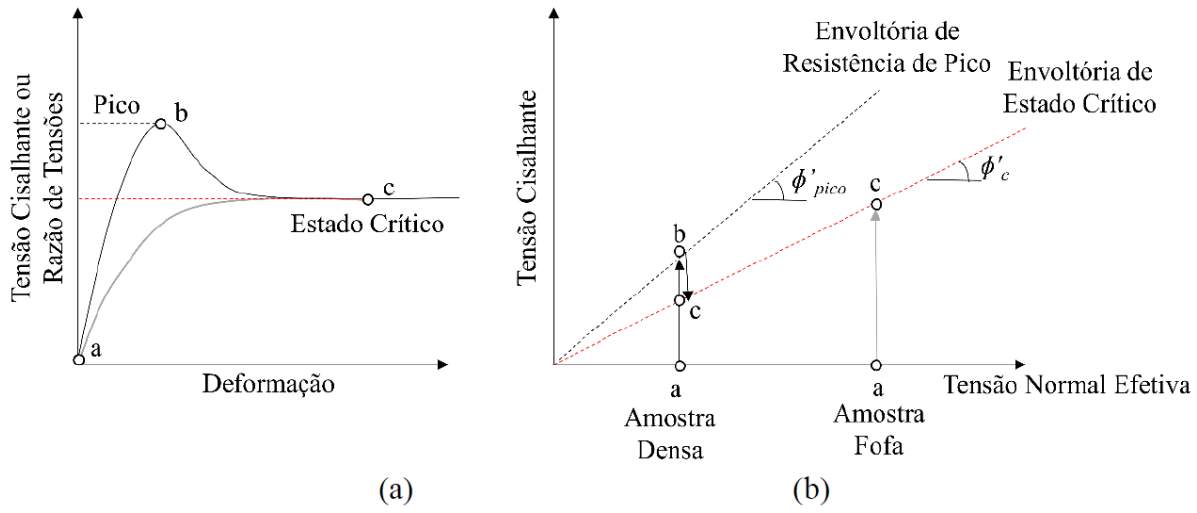


Figura 2.8 - Resistência de pico e de estado crítico (a) curva tensão-deformação (b) estados de tensão. Fonte: WAGNER (2025).

De maneira geral, o comportamento de geomateriais submetidos ao cisalhamento é influenciado por propriedades intrínsecas do material, como distribuição granulométrica, morfologia e mineralogia das partículas, bem como por variáveis de estado, incluindo índice de vazios, nível de tensões e *fabric*, além das condições de contorno impostas durante o carregamento, como drenagem e trajetória de tensões (JEFFERIES; BEEN, 2016). Enquanto as variáveis de estado controlam a resposta mecânica de um mesmo material sob diferentes condições, as propriedades intrínsecas são responsáveis pelas diferenças de comportamento observadas entre materiais distintos submetidos a trajetórias de carregamento semelhantes.

Nesse contexto, torna-se importante distinguir os conceitos de *fabric* e estrutura, frequentemente utilizados como sinônimos na literatura geotécnica. Segundo MITCHELL; SOGA (2005), *fabric* refere-se ao arranjo espacial, orientação e distribuição das partículas no interior do solo, enquanto estrutura corresponde aos efeitos combinados do *fabric*, da composição mineralógica e das ligações cimentícias desenvolvidas entre os grãos. Assim, alterações estruturais como a compactação ou cimentação, exercem influência direta sobre a resistência, deformabilidade e comportamento volumétrico dos materiais durante o cisalhamento.

No caso dos rejeitos de mineração, embora esses materiais sejam frequentemente depositados com elevados índices de vazios, é comum que apresentem valores relativamente altos de resistência ao cisalhamento (VICK, 1990). Esse comportamento está associado, principalmente, à elevada angularidade das partículas, característica que favorece o intertravamento intergranular e aumenta a resistência mobilizada durante o cisalhamento. Em comparação com solos naturais de granulometria semelhante, os rejeitos tendem a apresentar ângulos de atrito efetivo superiores, geralmente entre 3° e 5° acima dos valores observados para materiais naturais equivalentes (MITTAL; MORGENSTERN, 1975; VICK, 1990). Segundo VICK (1990), os rejeitos de mineração apresentam, de modo geral, ângulos de atrito efetivo variando entre 30° e 37°. Além disso, esses materiais normalmente apresentam comportamento predominantemente friccional, com reduzida ou inexistente coesão efetiva, uma vez que a resistência ao cisalhamento é governada majoritariamente pelos mecanismos de atrito e intertravamento entre partículas.

Quanto ao comportamento sob elevadas tensões, resultados obtidos por CONSOLI et al., (2024a), em ensaios triaxiais drenados realizados com rejeitos silto-arenosos de minério de

ferro sob tensões confinantes variando de 75 kPa a 120 MPa, demonstraram que o ângulo de atrito efetivo variou para tensões confinantes inferiores a 2 MPa, ficando próximos de 35° a 39°, enquanto para confinamentos elevados ocorreu redução gradual do ângulo de atrito em decorrência da intensificação da quebra de partículas. Dessa forma, valores de referência entre 33° e 38° podem ser considerados típicos para rejeitos de minério de ferro compactados, sendo esperada redução do parâmetro em condições de elevadas tensões, desde que a quebra de partículas se mostre significante.

Comportamento semelhante foi reportado por SILVA et al. (2024a), que também observaram redução progressiva do ângulo de atrito efetivo com o aumento da tensão confinante, associando esse efeito ao avanço da quebra de partículas em elevados níveis de tensão. Para as amostras normalmente adensadas, os valores do ângulo de atrito no estado crítico reduziram de aproximadamente 36,6° sob confinamento de 4 MPa para cerca de 33,3° em 120 MPa. Já para as amostras sobreadensadas, os maiores valores de resistência foram observados em baixos confinamentos, atingindo aproximadamente 42,4° em 4 MPa, com redução para valores próximos de 35° sob tensões confinantes de 40 MPa. Esses resultados evidenciam a forte influência do nível de confinamento e da quebra de partículas sobre a resposta mecânica de rejeitos de minério de ferro submetidos a carregamentos elevados.

2.3.2 Estabilização química de rejeitos de mineração

De modo geral, a estabilização química de solo é uma técnica amplamente reconhecida na engenharia geotécnica, visto sua eficácia em aprimorar o comportamento geomecânico de solos (CONSOLI et al., 2007). CLOUGH; SITAR; BACHUS (1981), através de ensaios em areias naturalmente e artificialmente cimentadas, concluíram que o comportamento de uma areia cimentada é diretamente relacionado com o teor de agente cimentante, com o grau de compactação dos grãos, com a tensão de confinamento e a distribuição granulométrica. Desta forma, se a mesma quantidade de cimento for adicionada em solos de mesma natureza, porém com densidades diferentes, a resistência obtida será distinta, devido ao fato que quanto mais denso há maior número de pontos de contato entre as partículas (CHANG; WOODS, 1992).

Ou seja, a cimentação age dentro da estrutura do solo imobilizando as partículas e impedindo assim o movimento relativo antes de que a quebra da cimentação ocorra (CLOUGH; SITAR; BACHUS, 1981), as quais exercem influência significativa no comportamento tensão–

deformação, independentemente da natureza do material. De acordo com (CUCCOVILLO; COOP, 1999) a estrutura de areias pode ser compreendida como a combinação entre as ligações cimentantes entre as partículas (*bonding*) e o arranjo intergranular (*fabric*), sendo este último controlado pela densidade e pelo grau de intertravamento das partículas (*packing*). Nesse contexto, os autores classificam o comportamento de areias estruturadas em dois mecanismos principais: o comportamento dominado pela cimentação (*bonding-dominated*), no qual o material apresenta resposta predominantemente coesiva durante o cisalhamento, e o comportamento dominado pelo arranjo intergranular (*fabric-dominated*), em que a resposta mecânica é essencialmente governada pelo atrito entre as partículas.

No contexto de rejeitos de minério de ferro, o conceito da aplicação da estabilização química vem sendo progressivamente expandida, especialmente em função da necessidade de soluções para disposição desses materiais, avaliando-se o uso de diversos agentes aglomerantes (BRUSCHI et al., 2025; CONSOLI et al., 2025a, 2025b; FARENZENA et al., 2024; JIANG et al., 2024; KHAMSEH; SHOURIJEH; BINESH, 2025; SERVI et al., 2022; SILVA et al., 2024b).

Embora diversos ligantes alternativos venham sendo investigados para a estabilização de rejeito de minério de ferro, como no estudo de FARENZENA et al. (2024) que utilizou um cimento álcali-ativado a base de metacaulim e silicato de sódio, e SERVI et al. (2022) que utilizou um cimento álcali-ativado a base de cinza de casca de arroz, cal de carbureto e solução ativadora de hidróxido de sódio e silicato de sódio, o cimento Portland ainda se mantém como um dos principais agentes aglomerantes empregados no melhoramento de geomateriais. Tal predominância deve-se, em grande parte, à sua confiabilidade amplamente comprovada na literatura, bem como à sua praticidade de aplicação e ampla disponibilidade industrial. Dentre as principais aplicações geotécnicas, destacam-se seu uso em camadas de base e sub-base de pavimentos, estabilização de fundações e mitigação do potencial de liquefação em solos granulares, entre outras (INGLES & METCALF, 1972; CLOUGH *et al*., 1981).

O cimento Portland é constituído predominantemente por quatro fases minerais principais presentes no clínquer industrial: os silicatos de cálcio alita (Ca_3SiO_5 ou C_3S) e belita (Ca_2SiO_4 ou C_2S), o aluminato ($Ca_3Al_2O_6$ ou C_3A) e a ferrita (Ca_2AlFeO_5 ou C_4AF), além de componentes minoritários, como sulfatos alcalinos e óxido de cálcio (TAYLOR, 1997).

Dentre essas fases, a alita e a belita são as mais representativas, correspondendo, respectivamente, a cerca de 50–70% e 15–30% da composição do cimento. A alita apresenta elevada reatividade e é a principal responsável pelo desenvolvimento de resistência nas idades iniciais (até aproximadamente 28 dias de cura), enquanto a belita possui hidratação mais lenta, contribuindo para o ganho de resistência em longo prazo. O aluminato, por sua vez, reage rapidamente com a água, podendo ocasionar pega imediata na ausência de um regulador de pega, como o gesso, enquanto a ferrita apresenta comportamento reativo variável, geralmente com maior atividade nas fases iniciais da hidratação (MOH, 1965; TAYLOR, 1997).

Do ponto de vista químico, a hidratação do cimento Portland envolve um conjunto de reações complexas e interdependentes entre os minerais do clínquer e a água, ocorrendo simultaneamente e em diferentes velocidades (ODLER, 2004). Como consequência direta dessas reações, observa-se inicialmente a perda de plasticidade da mistura (pega), seguida pelo processo de endurecimento, responsável pelo desenvolvimento de resistência mecânica. Os principais produtos cimentantes são formados a partir da hidratação da alita e da belita, destacando-se o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), um gel de natureza predominantemente amorfa que evolui ao longo do tempo de cura e constitui o principal responsável pela resistência e rigidez do material. Embora os produtos de hidratação da alita e da belita sejam semelhantes, a formação de C-S-H associada à alita ocorre mais rapidamente. Como subproduto dessas reações, forma-se também o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), que pode desempenhar papel relevante em sistemas contendo materiais reativos, como solos argilosos (HERZOG E MITCHELL, 1963; MOH, 1965).

Adicionalmente, a hidratação do aluminato resulta na formação de compostos hidratados do tipo aluminato de cálcio (C-A-H), os quais podem reagir com o gesso presente no sistema, promovendo a formação de etringita (BEARD, 2002). Esse composto é particularmente importante nas fases iniciais de hidratação, contribuindo para o controle da pega. De maneira semelhante, a hidratação da ferrita segue mecanismos análogos, formando produtos hidratados que também participam da evolução microestrutural do material ao longo do tempo.

Quando o cimento Portland é incorporado a solos arenosos, as reações químicas são predominantemente governadas pelo processo de hidratação do cimento, uma vez que esses materiais apresentam, em geral, baixa fração de finos e limitada reatividade mineralógica. Já

em solos com a presença de argilominerais, as reações pozolânicas desempenham papel relevante, visto a disponibilidade de sílica e alumina reativas. Desta forma, em solos tipicamente arenosos o ganho de resistência está majoritariamente associado à cimentação física proporcionada pelos produtos de hidratação, que preenchem os vazios e promovem a coesão aparente do material. Como resultado, observa-se aumento da rigidez, da resistência à compressão e da estabilidade estrutural, com comportamento tipicamente mais frágil após o pico de resistência.

2.3.2.1 Resistência à compressão simples

A resistência à compressão simples (RCS) é um parâmetro amplamente utilizado como indicador prático e direto da eficácia de técnicas de melhoramento e estabilização de solos, sendo extensivamente empregada na avaliação do comportamento mecânico de geomateriais (PCA, 1992). De maneira geral, as misturas são governadas, principalmente, pelo grau de cimentação e pelo índice de vazios (CONSOLI et al., 2007, 2010, 2012a).

Para rejeitos de mineração, o comportamento mecânico em função do teor de agente cimentante e do grau de compactação mostra-se semelhante ao observado em solos convencionais, sendo esses parâmetros determinantes para o desempenho mecânico (BARATI et al., 2020; BRUSCHI et al., 2021; JAHANSHAHI; GHANIZADEH, 2024; JIANG et al., 2024). Maiores teores de agente cimentante associados a menores índices de vazios, resultam em incrementos significativos de resistência. A redução da porosidade amplia a área de contato entre as partículas, favorecendo o intertravamento e a mobilização de forças de atrito. Paralelamente, o aumento do teor de cimento intensifica as reações de hidratação e a consequente formação de produtos cimentantes, contribuindo de forma direta para o desenvolvimento da resistência do material.

No estudo de JAHANSHAHI; GHANIZADEH (2024) foi avaliado o comportamento mecânico de dois tipos rejeito de minério de ferro (um rico em magnetita e outro em hematita) estabilizado com cimento Portland tipo II, através de corpos de prova compactados na energia Proctor normal, com teores de cimento de 5%, 7% e 9%, e períodos de cura de 7 e 28 dias. Além disto, a variação no teor de umidade foi avaliada considerando o teor de umidade ótimo, o ramo seco e o ramo úmido (±20% em relação ao teor de umidade ótimo). Os resultados indicaram que os rejeitos sem tratamento apresentam baixas resistências (da ordem de 0,27 MPa para rejeitos magnetíticos e 0,87 MPa para rejeitos hematíticos), evidenciando a necessidade de estabilização. Para as misturas avaliadas, os valores de resistência obtidos

variaram entre cerca de 1,32 a 2,60 MPa para o rejeito magnetítico, e de 1,50 a 4,0 MPa para o rejeito hematítico, ambos aos 7 dias de cura. Para 28 dias de cura, incrementos na RCS foram na ordem de 46% para o rejeito magnetítico e 41% para o rejeito hematítico. Adicionalmente, a RCS é influenciada pelo teor de umidade de compactação, sendo maiores valores associados a condições próximas ou ligeiramente inferiores à umidade ótima. De forma geral, os resultados demonstram que o aumento do teor de cimento e do tempo de cura promove o desenvolvimento de ligações cimentantes, redução da porosidade e consequente melhoria significativa do comportamento mecânico dos rejeitos estabilizados.

Neste contexto, com o objetivo de relacionar através de um único índice os efeitos combinados da porosidade e do teor de agente cimentante no comportamento mecânico de solos, CONSOLI et al. (2007) estabeleceram uma metodologia racional de dosagem para as misturas através do índice η/C_{iv}. Além deste índice, os autores demonstraram a existência de uma relação do tipo potência entre a resistência à compressão simples e a relação entre a porosidade/ teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), conforme ilustra a Figura 2.9.

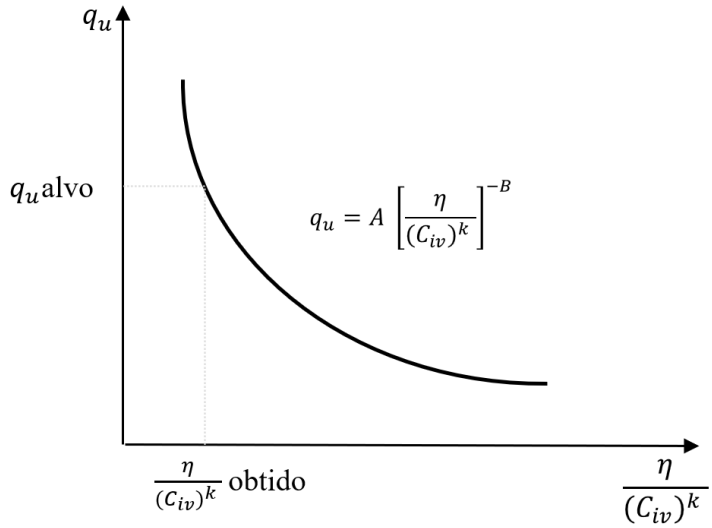


Figura 2.9 - Curva de dosagem η/C_{iv}. Fonte: adaptado de CONSOLI et al. (2007).

Nessa relação, A representa um escalar e B corresponde ao expoente de ajuste da função potência. Já k é o expoente de ajuste feito para compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre a variável resposta. Assim, valores de k inferiores a 1 indicam maior influência da porosidade, enquanto valores superiores a 1 refletem maior influência do teor de cimento; quando ambos os efeitos são equivalentes, k assume valor igual a 1.

Embora essa metodologia tenha sido originalmente desenvolvida para solos convencionais, sua aplicação tem se mostrado válida no contexto de rejeitos de mineração, permitindo

relacionar o comportamento mecânico com diferentes teores de agentes cimentantes, sejam eles cimento Portland ou ligantes alternativos. Estudos recentes (BRUSCHI et al., 2021; 2025; JAHANSHAHI; GHANIZADEH, 2024; KHAMSEH; SHOURIJEH; BINESH, 2025; SERVI et al., 2022) evidenciam fortes correlações entre a resistência à compressão simples e o índice proposto por CONSOLI et al. (2007), fornecendo uma base robusta para a previsão do desempenho mecânico de rejeitos cimentados.

2.3.2.2 Comportamento sob compressão triaxial

De modo geral, o comportamento tensão–deformação de materiais geotécnicos cimentados durante o cisalhamento caracteriza-se por uma resposta inicialmente rígida e aproximadamente linear, que se mantém até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual passam a ocorrer deformações plásticas progressivas até a ruptura (PRIETTO, 2004). Conforme proposto por COOP; ATKINSON (1994), três regimes principais de comportamento podem ser identificados em função do nível de tensão confinante, os quais são ilustrados na Figura 2.10(a) pelos estados 1, 2 e 3.

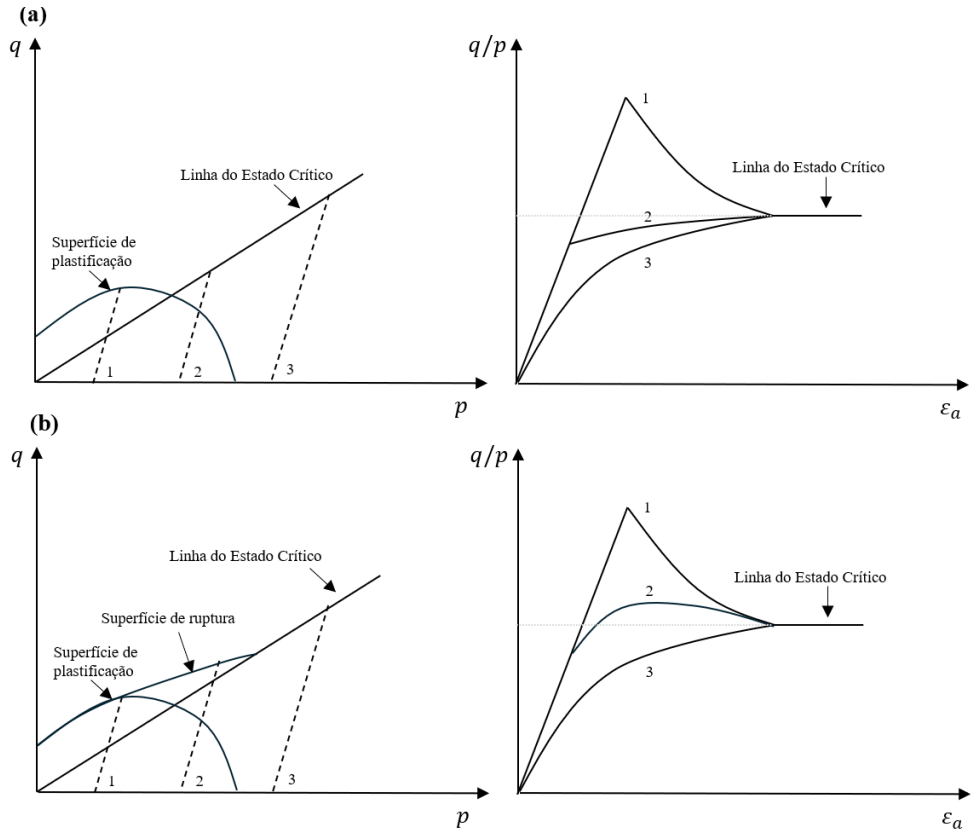


Figura 2.10 – Comportamento de solos cimentados: (a) fortemente cimentados e (b) fracamente cimentados. Fonte: adaptado de COOP; ATKINSON, (1994) e CUCCOVILLO; COOP, (1999).

Conforme observado na Figura 2.10(a), o ponto 1 está associado a baixas tensões confinantes, em que o material apresenta resposta elástica até um ponto de plastificação bem definido, seguido por amolecimento (*strain-softening*) em direção ao estado crítico, caracterizando um comportamento frágil controlado pela integridade das ligações cimentantes. No ponto 2, correspondente a níveis intermediários tensões confinantes, a plastificação ocorre antes da condição de estado crítico, com degradação progressiva das ligações e a resistência de pico é governada pelo comportamento friccional do solo não cimentado, ainda que com contribuição da cimentação na rigidez inicial. Já no ponto 3, sob elevados níveis de tensões confinantes que ultrapassam a tensão de plastificação, as ligações cimentantes são rompidas ainda durante a consolidação, resultando em um comportamento essencialmente friccional, sem ponto de plastificação definido ou resistência de pico, semelhante ao de solos não cimentados.

Além disto, o grau de cimentação exerce influência no comportamento de materiais cimentados, conforme pode-se observar na Figura 2.10(b). Para materiais com predominância do comportamento friccional, CUCCOVILLO; COOP (1999) indicam que picos de resistência no comportamento tensão-deformação são obtidos somente para baixas tensões confinantes, através do ponto 1. Para as tensões intermediárias, no ponto 2, o comportamento pode ser linear no início do cisalhamento, tornando-se não linear após a quebra da cimentação, sendo que o pico apresentado é governado pela dilatância do material. Por fim, no ponto 3, o comportamento torna-se semelhante ao observado em solos fortemente cimentados sob elevados níveis de confinamento, uma vez que a ruptura das ligações ocorre ainda antes do cisalhamento.

Ainda neste contexto, as ligações cimentantes permitem que o material atinja estados além da linha isotrópica de compressão (LIC) para material sem cimentação. Portanto, o material cimentado amplia sua zona elástica e o torna mais rígido. Como consequência, após o pico bem pronunciado devido à quebra da cimentação, o material se torna completamente frágil e após a plastificação, o material tende a ir em direção da LIC do material não cimentado (CUCCOVILLO; COOP, 1999).

Neste contexto, resultados experimentais obtidos por CONSOLI et al. (2022), a partir de ensaios triaxiais drenados em rejeito de minério de ferro estabilizados com 3% de cimento Portland CP V, evidenciam o padrão de comportamento tensão–deformação típico de materiais cimentados. De acordo com os autores, o comportamento é caracterizado por uma

resposta frágil, com amolecimento pós-pico (*strain-softening*) sob baixos níveis de tensão confinante, fenômeno associado à atuação das ligações cimentantes. À medida que o nível de confinamento aumenta, observa-se uma redução da fragilidade, com desenvolvimento de picos de resistência em maiores deformações axiais. Os resultados também mostram que o aumento do grau de compactação (redução da porosidade) promove maior rigidez, maiores tensões desviadoras de pico e maior tendência à dilatância, evidenciando a forte influência da estrutura do material no comportamento mecânico. De forma geral, os autores concluem que o comportamento do rejeito cimentado estudado segue o padrão clássico de solos cimentados granulares, em que a coesão (matriz cimentante) e a fricção (matriz do solo) atuam em momentos diferentes. A primeira parcela comanda o comportamento do material até o ponto de plastificação, onde ocorre a quebra das ligações, e, logo em seguida, o comportamento é comandado completamente pela parcela friccional.

Além disso, conforme LADE; TRADS (2014), quando as ligações são quebradas, o comportamento do solo cimentado pode não coincidir com o comportamento do solo não cimentado, dependendo da quantidade de cimento, pelo fato da cimentação proporcionar maiores tamanhos de partículas, modificando o *fabric* do solo. Neste contexto, CONSOLI et al. (2022) demonstraram o comparativo entre amostras cimentadas e não cimentadas (Figura 2.11), em que o rejeito não cimentado apresenta comportamento contrátil. Já quando aplicado 3% de cimento Portland CP V, o comportamento volumétrico passa a ser dilatante, evidenciando a eficácia da estabilização com cimento Portland para a melhoria do desempenho mecânico.

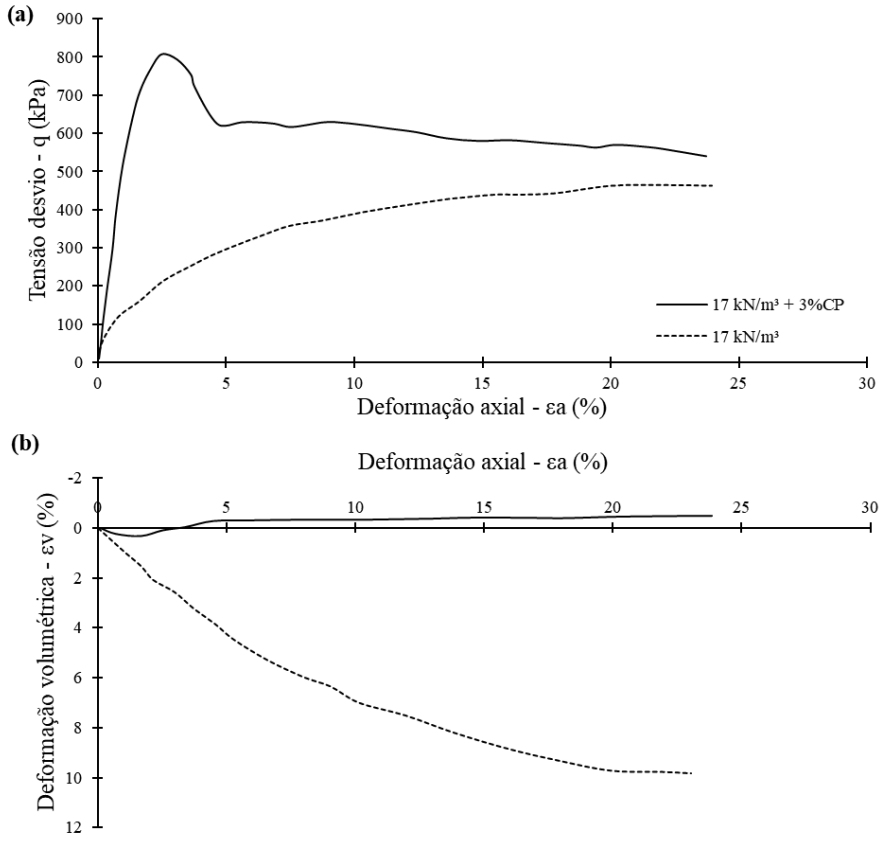


Figura 2.11 – Comportamento sob tensão confinante de 200 kPa (a) tensão-deformação e (b) variação volumétrica. Fonte: adaptado de CONSOLI et al. (2022).

Na pesquisa recente de SILVA et al. (2024b), os autores avaliaram o desempenho de um aterro experimental construído com rejeito de minério de ferro cimentado, a partir de ensaios de campo com piezocone (CPT) e ensaio de placa (PLT). Os resultados indicam que o material cimentado apresenta elevada resistência mecânica, evidenciada pela limitação de penetração do equipamento de CPT, que não ultrapassou aproximadamente 0,3 m de profundidade, atrelada a alta rigidez do material. Já os ensaios de placa demonstraram que o sistema não atingiu a carga de ruptura dentro da capacidade do equipamento, reforçando o elevado desempenho mecânico da mistura. Além disso, observou-se que diferentes condições de compactação, a partir do número de passadas do rolo e uso de vibração, tiveram influência limitada sobre a resposta tensão–deformação, indicando relativa robustez do material frente a variações construtivas. De modo geral, os autores concluem que a incorporação de pequenas quantidades de cimento em rejeitos resulta em melhorias significativas nas propriedades geotécnicas, tornando o material adequado para aplicação em pilhas de rejeitos compactados. O estudo também destaca a importância de ensaios de campo na avaliação do comportamento

desses materiais, bem como limitações de certos métodos, como o CPT, para caracterização de materiais cimentados com elevada resistência.

2.3.3 Teoria do Estado Crítico

A Mecânica dos Solos clássica não considera a variação de densidade no cisalhamento, a qual afeta a capacidade de um solo se dilatar ou contrair, mas apenas atribui diferentes propriedades ao solo de acordo com sua compacidade inicial. Os primeiros estudos que introduziram as alterações de volume dos solos durante o cisalhamento é conhecida como a Teoria do Estado Crítico, sendo desenvolvidos por Roscoe, Schofield e Wroth (ROSCOE; SCHOFIELD; WROTH, 1958; SCHOFIELD; WROTH, 1968). Para os autores, de maneira geral, o estado crítico pode ser definido como o estado em que o material se deforma sob tensões constantes e sem apresentar deformações volumétricas, apenas deformações distorcionais. Desta forma, sem ocorrer mudanças no estado de tensões e sem variação de volume, são constantes a tensão efetiva média (p'), a tensão desvio (q) e o índice de vazios (e). Assim, este estado foi denominado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge de estado crítico, que pode ser apresentado matematicamente pela Equação 2.1.

$$\frac{\delta_q}{\delta_{\varepsilon_1}} = \frac{\delta_{p'}}{\delta_{\varepsilon_1}} = \frac{\delta_e}{\delta_{\varepsilon_1}} = 0 \qquad \text{Equação 2.1}$$

Segundo conceitos básicos da Teoria do Estado Crítico, o mecanismo principal de compressão em solos é através do rearranjo dos grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila.

O comportamento dos materiais geotécnicos sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço ν : ln p', onde p' representa a tensão efetiva média e ν é o volume específico do solo. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são lineares neste espaço, isso acontece com a maioria das argilas e areias, representando uma boa idealização deste comportamento.

Entretanto, para identificação do comportamento real dos solos granulares se faz necessária a aplicação de altas tensões (maiores que 1000 kPa), pois para nestes solos as variações volumétricas durante o carregamento são frequentemente acompanhadas da quebra de grãos. Os invariantes de tensão q e p', utilizados para descrever o estado corrente da amostra juntamente com o volume específico ν, são definidos pela Equação 2.2, Equação 2.3 e Equação 2.4, respectivamente:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad \text{Equação 2.2}$$

$$p' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_a - 2\,\sigma'_r) \quad \text{Equação 2.3}$$

$$\nu = 1 + e \quad \text{Equação 2.4}$$

A formulação matemática da Linha de Estado Crítico (LEC) no plano ν : ln p′ foi inicialmente expressa como uma função linear entre o volume específico (ν) e o logaritmo natural da tensão efetiva média (p'), e pode ser expressa pela Equação 2.5.

$$\nu = \Gamma - \lambda \cdot ln\, p' \quad \text{Equação 2.5}$$

onde Γ é o valor de ν para p' = 1kPa e λ é a inclinação da Linha de Estado Crítico (LEC), conforme apresentado na Figura 2.12, sendo que o parâmetro Γ reflete a compressibilidade inerente do material e as características de empacotamento das partículas em um nível de tensão de referência (p' = 1kPa), enquanto λ controla a taxa de redução de volume com o aumento do logaritmo de tensão (JEFFERIES; BEEN, 2016).

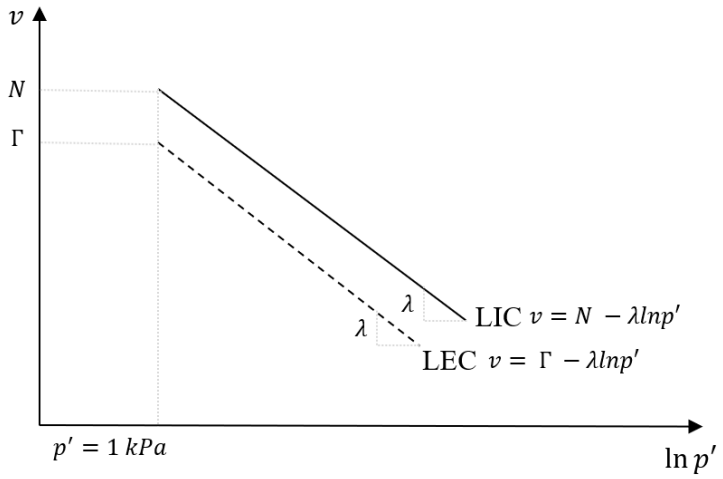


Figura 2.12 – Representação da Linha Isotrópica de Compressão e da Linha do Estado Crítico. Fonte: Adaptado de ATKINSON; BRANSBY(1982)

Essencialmente, a LEC é assumida como linear e paralela a Linha Isotrópica de Compressão (LIC), onde esta representa o lugar geométrico dos estados alcançados quando uma amostra de solo é submetida à compressão isotrópica (pressão igual em todas as direções), partindo de um estado fofo e não estruturado (SCHOFIELD; WROTH, 1968).

A projeção da LEC no plano do espaço de tensões q : p' é uma reta descrita pela Equação 2.6, onde M é a sua inclinação e é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ'_{cs}.

$$q = \mathrm{M} \cdot p' \qquad \text{Equação 2.6}$$

Para compressão triaxial, a expressão de M está diretamente relacionado ao ângulo de atrito em estado crítico (ϕ'_{cs}.) pela Equação 2.7.

$$M = \frac{6 \cdot sen\ \phi'_{cs}.}{3 - sen\ \phi'_{cs}.} \qquad \text{Equação 2.7}$$

O ângulo de atrito interno no estado crítico (ϕ'_{cs}) representa o ângulo de atrito mínimo que o material pode sustentar durante o cisalhamento contínuo e é uma propriedade fundamental para a resistência do material. Essa relação entre a razão de tensões Me o ângulo de atrito ϕ'_{cs} conecta a Mecânica dos solos do Estado Crítico com os parâmetros de resistência clássicos, facilitando a aplicação dos conceitos em engenharia.

Durante um carregamento drenado um solo poderá apresentar um comportamento dilatante ou compressivo, e, durante um carregamento não drenado, as poropressões poderão aumentar ou diminuir. O que realmente acontece depende do estado inicial da amostra em relação à Linha do Estado Crítico. As amostras que se encontram acima da LEC, comprimem durante o cisalhamento devido ao estado "fofo", diminuindo o volume durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência, sendo os materiais que apresentam esse comportamento usualmente são às argilas normalmente adensadas e areias fofas. Por outro lado, o solo cujo estado inicial situa-se abaixo da LEC, expandem após uma pequena contração durante o cisalhamento, devido ao estado "denso", tendendo a expandir durante o cisalhamento e atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último. Esses materiais são frequentemente às argilas fortemente pré-adensadas e as areias densas. A Figura 2.13 ilustra o comportamento mencionado no plano v : ln p′.

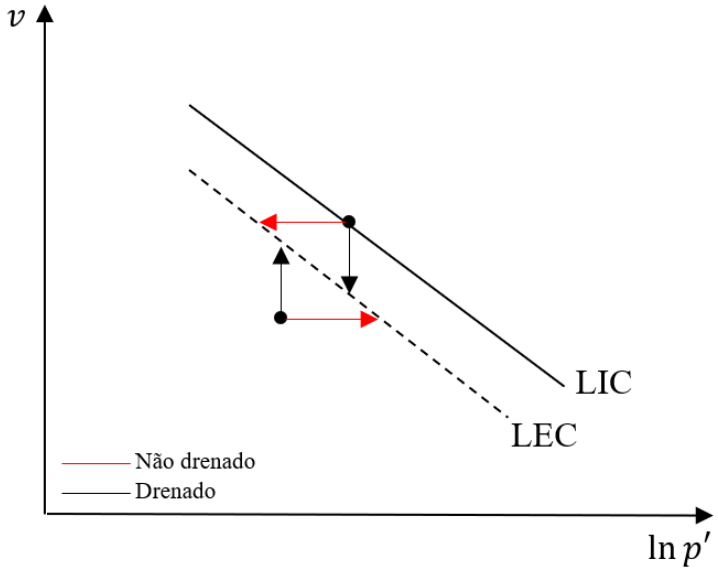


Figura 2.13 - Comportamento volumétrico esperado de um material em diferentes posições em relação a LEC.

Desta forma, combinando-se uma tensão efetiva e um índice de vazios é possível verificar a posição do ponto em relação à LEC e, desse modo, inferir a tendência de comportamento do material (compressivo ou dilatante) durante o cisalhamento. Além disto, segundo BEEN; JEFFERIES (1985), o comportamento dependente do estado é quantificada através do parâmetro de estado (ψ), definido como a distância vertical entre o estado atual e a LEC no plano v : ln p′. O parâmetro de estado (ψ) pode ser considerado a diferença entre o índice de vazios inicial do material após a compressão (e_i) e na LEC (e_c) considerando uma mesma tensão efetiva média, conforme apresentada na Equação 2.8.

$$\psi = e_i - e_c$$ Equação 2.8

Desta maneira, o parâmetro de estado (ψ) será positivo quando o material apresentar uma tendência de comportamento compressivo ($e_i > e_c$) e, negativo quando o comportamento for dilatante ($e_i < e_c$). Valores positivos estão associados a materiais em uma condição fofa, enquanto valores negativos correspondem a materiais densos.

Por fim, é importante mencionar que embora a LEC tenha sido representada por uma função linear, esta pode apresentar forma mais complexa, especialmente ao se considerar uma faixa de tensões médias elevadas. Através da introdução de um terceiro parâmetro de ajuste, é possível obter uma LEC curva, como a opção sugerida por (JEFFERIES; BEEN, 2016). A representação dessa curvatura torna-se importante, visto que a não linearidade é observada para diferentes materiais, inclusive rejeitos de mineração (WAGNER et al., 2023a; CONSOLI et al., 2024).

Conforme proposto por JEFFERIES; BEEN, (2016), a equação sugerida para uma LEC curva é baseada em função do volume específico no estado crítico $v_c = (1 + e_c)$, apresentada na Equação 2.9.

$$v_c = a - b\left(\frac{p'}{p'_{ref}}\right)^c$$ Equação 2.9

Além disto, a forma da LEC é fortemente influenciada pela ocorrência de quebra de partículas, sobretudo em elevadas tensões (KONRAD, 1998). Nessas condições, a quebra progressiva dos grãos, associada ao rearranjo da estrutura interna, conduz o material a estados de compressão cada vez mais densos, aproximando-se de um limite físico de compactação. Como resultado, embora o aumento da tensão confinante inicialmente favoreça a compressão volumétrica, observa-se para estágios avançados de deformação, a redução na taxa de compressão durante o cisalhamento, indicando uma tendência à estabilização volumétrica. Esse comportamento se reflete na configuração da LEC, que passa a apresentar um trecho final mais plano em altos níveis de tensão, associado à aproximação de um estado limite de máxima compactação (MUIR WOOD, 2007; YAMAMURO E LADE, 1996).

2.3.4 Teoria do Estado Crítico em rejeitos de mineração

Com base no conceito de influência de quebra de partículas e alterações no formato da LEC, algumas pesquisas recentes vêm demonstrando o comportamento de rejeitos de mineração sob a luz da teoria do estado crítico.

LI; COOP (2018) investigaram o comportamento de três rejeitos de minério de ferro com diferentes distribuições granulométricas, classificados como PO (mais fino), MB (granulometria intermediária) e UB (mais grosseiro), conforme apresentado na Figura 2.7. Os resultados obtidos indicaram valores de estado crítico M bastante próximos entre si (1,40, 1,36 e 1,41), bem como ϕ'_{cs} variando entre 33,7° e 34,8°. Essa proximidade entre os parâmetros de resistência sugere que, apesar das diferenças granulométricas, a resistência no estado crítico é pouco sensível à distribuição de tamanhos de partículas, sendo predominantemente governada por características intrínsecas do material (*fabric*), como mineralogia e forma dos grãos. Adicionalmente, os autores verificaram que o material mais fino (PO) apresentou uma LEC aproximadamente linear mesmo para baixos níveis de tensão, comportamento tipicamente associado a solos argilosos, apesar da ausência de plasticidade. Por outro lado, à medida que o tamanho das partículas aumenta (materiais MB e UB), observa-se uma tendência à curvatura da CSL em baixos níveis de tensão, característica comumente associada a materiais arenosos.

Embora a curvatura da CSL seja frequentemente atribuída ao início da quebra de partículas, os autores demonstraram, por meio de análises granulométricas após o cisalhamento sob tensões de até 6 MPa, que a quebra foi limitada nos materiais MB e UB e inexistente no material PO. Esses resultados indicam que a não linearidade da CSL não está necessariamente associada somente a quebra de partículas, corroborando interpretações anteriores, como a de Carrera et al. (2011), de que outros fatores, como a estrutura do material e a distribuição granulométrica, também desempenham papel relevante na definição da forma da linha de estado crítico.

Por outro lado, CONSOLI et al., (2024a) enfatizaram que a quantidade de quebra desempenha um papel essencial ao ensaiarem rejeitos de mineração até altíssimas tensões (120 MPa) e propuseram a Equação 2.10 em formato de “S” invertido para ajuste da LEC, considerando três trechos principais relacionados à quebra de partículas, conforme Figura 2.14.

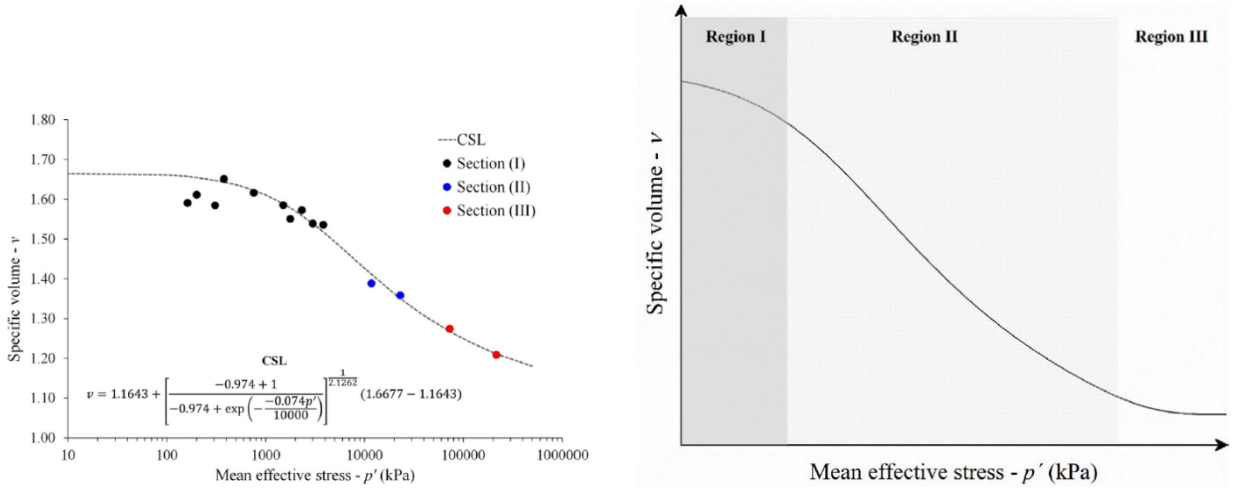
$$v_c = v_{min} + \left[\frac{C_1 + 1}{C_1 + \exp\left(-C_2 \frac{p'}{p'_{ref}}\right)}\right]^{\frac{1}{C_3}} (v_0 - v_{min}) \qquad \text{Equação 2.10}$$

Em que v_0 é o volume específico máximo limite; v_{min} é a assíntota inferior, relacionada ao volume específico mínimo que o material pode atingir; e *C1*, *C2* e *C3* são os parâmetros de ajuste relacionados à resposta do material. Na Figura 2.14, pode-se observar os seguintes trechos:

- Região 1 (tensões até1 MPa): Nessa região a quebra de partículas é desprezível, sendo o comportamento do material predominantemente controlado pelo rearranjo dos grãos e por ajustes na sua estrutura interna. Como consequência, a inclinação da LEC (λ) apresenta valores relativamente baixos, refletindo a limitada capacidade de densificação do material sob baixos níveis de tensão. Por sua vez, o intercepto Γ assume valores elevados, indicando que o material ainda se encontra em um estado pouco compactado, distante de condições mais avançadas de densificação;

- Região 2 (tensões entre1 MPa e 10 MPa): À medida que a tensão aumenta, a quebra de partículas torna-se progressivamente mais significativa, resultando em alterações na inclinação da LEC. Nessa região, observa-se um aumento de λ, refletindo a maior compressibilidade do material em decorrência da fragmentação dos grãos. Simultaneamente, o intercepto Γ tende a diminuir, indicando um estado de maior densificação do material;

- Região 3 (tensões entre 10 MPa e 20 MPa): Nessa região final, a quebra de partículas atinge níveis intensos, conduzindo o material a um estado próximo à compactação máxima. A inclinação da LEC continua a aumentar, porém de forma mais gradual, enquanto o intercepto Γ atinge valores mínimos. O material passa a apresentar características análogas a de solos finos, com elevada compressibilidade e redução relativa da resistência ao cisalhamento.



(a) (b)

Figura 2.14 – Linha de estado crítico (a) interpretação da equação proposta e (b) regiões a resposta de quebra de grãos. Fonte: CONSOLI et al., (2024a).

A incorporação de agentes cimentantes promove modificações significativas na estrutura do material, por meio da formação de ligações interpartículas que conferem um caráter estruturado ao comportamento mecânico. No âmbito da Teoria do Estado Crítico, essa estrutura adicional se manifesta como um deslocamento da superfície de plastificação, conforme ilustrado na Figura 2.10, alterando as trajetórias de tensões e deformações percorridas pelo material até a condição de estado crítico. Entretanto, a influência da cimentação é fortemente dependente do nível de tensão confinante, que promove a degradação das ligações cimentícias. À medida que as tensões aumentam, ocorre a ruptura progressiva dessas ligações, conduzindo o material a uma resposta cada vez mais próxima à de um solo não cimentado, até a convergência para o estado crítico, no qual o comportamento passa a ser governado predominantemente por mecanismos friccionais.

No estudo de CONSOLI et al. (2024b), um dos resultados mais relevantes observados é a existência de uma Linha de Estado Crítico (LEC) única para rejeitos cimentados e não cimentados, mesmo quando submetidos a uma ampla faixa de tensões. Esse resultado indica que, apesar das diferenças iniciais de estrutura, ambos os materiais convergem para um mesmo estado limite após a degradação das ligações cimentícias. No plano volumétrico, essa linha pode ser descrita pela função não linear em formato de “S”, de acordo com o apresentado na Equação 2.10. Na Figura 2.15 apresenta-se os resultados da pesquisa, realizada em um rejeito de minério de ferro com adição de 3% de cimento Portland, com 28 dias de tempo de cura, considerando amostras moldadas em 3 graus de compactação.

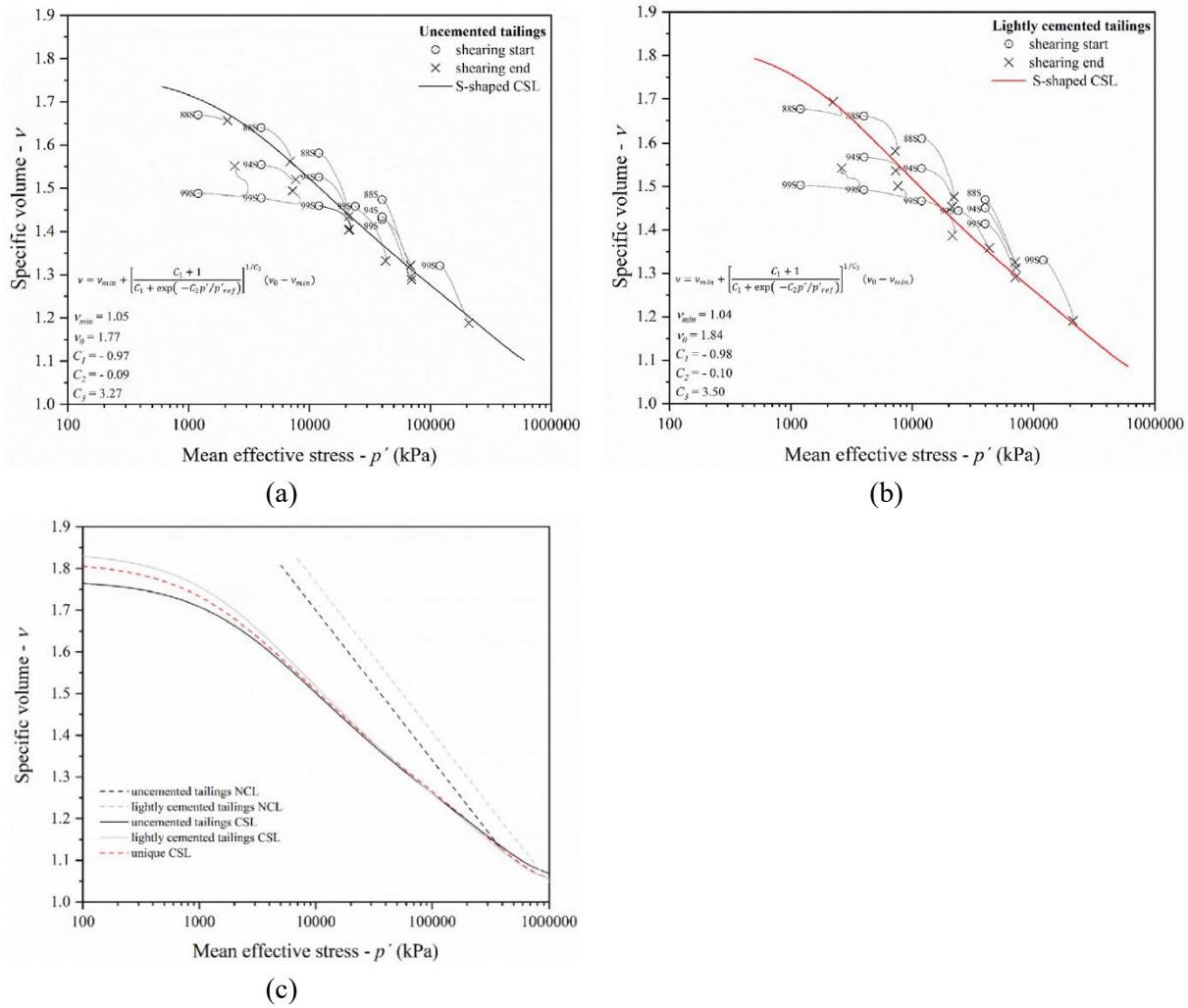


Figura 2.15 – Linha de Estado Crítico para (a) amostras não cimentadas, (b) amostras cimentadas, (c) LEC única. Fonte: CONSOLI et al. (2024b).

2.3.5 Quebra de grãos

Segundo a teoria do estado crítico, a variação volumétrica em solos é predominantemente realizada pelo rearranjo de partículas (SCHOFIELD; WROTH, 1968). Em solos granulares, esse rearranjo pode ocorrer acompanhado da quebra das partículas quando as tensões de contato excedem a resistência dos grãos (HARDIN, 1985), enquanto em solos argilosos as variações de volume resultam do processo de contração ou expansão das partículas de argila (MITCHELL, 1976). Muitos estudos relacionados a quebra das partículas e o comportamento geotécnico em materiais granulares vem sendo investigados (LADE; YAMAMURO; BOPP, 1996; NAKATA et al. 1999; COOP et al., 2004), uma vez que a quebra dos grãos gera novas

partículas mais finas, modificando a curva granulométrica, e consequentemente influenciando propriedades como compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade

Além do estado de tensões no qual o material é submetido, fatores como a mineralogia afetam a tendencia da quebra de grãos. Areias quartzosas apresentam maior resistência à quebra, sendo necessárias tensões confinantes da ordem de 15 MPa para que a quebra de partículas se torne significativa (COOP; LEE, 1993). Em contraste, areias carbonáticas podem apresentar quebra expressiva sob níveis de tensão entre 1 e 2 MPa (COOP, 1990). Além disto, fatores como a graduação do material, o formato e a angularidade das partículas e o índice de vazios também afetam na quebra de grãos. Por exemplo, um solo bem graduado tende a apresentar menor quebra em comparação a um solo uniforme, uma vez que no primeiro há maior número de contatos para distribuição do carregamento (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Vários métodos têm sido propostos para quantificar a quantidade de quebra de partículas, os quais são métodos de natureza empírica. Alguns são baseados em um único tamanho de partícula, enquanto outros são baseados em mudanças na distribuição geral do tamanho dos grãos (ZHANG et al., 2019). Um dos métodos mais utilizados foi proposto por Hardin (1985), onde o índice de quebra relativa (B_r) foi introduzido, podendo ser obtido através da Equação 2.11 e corresponde a razão entre a quebra total (B_t) e o potencial de quebra (B_p).

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \qquad \text{Equação 2.11}$$

A Figura 2.16 ilustra o método de HARDIN (1985) para a obtenção dos valores necessários, onde o potencial de quebra (B_p) é definido como a área acima da curva de distribuição granulométrica inicial, e a quebra total (B_t) corresponde a área entre as curvas de distribuição granulométrica inicial e após a quebra. Nota-se que o método apresenta uma limitação no tamanho das partículas superiores a 0,074 mm, por considerar que a quebra de partículas de tamanho areia seria mais significativa para o comportamento do solo, enquanto partículas de tamanho de silte e argila não seriam suscetíveis à quebra. A quebra relativa (B_r), pode variar entre 0 e 1, sendo que só seria igual à unidade se todas as partículas fossem quebradas e tivessem dimensões menores que 0,074 mm.

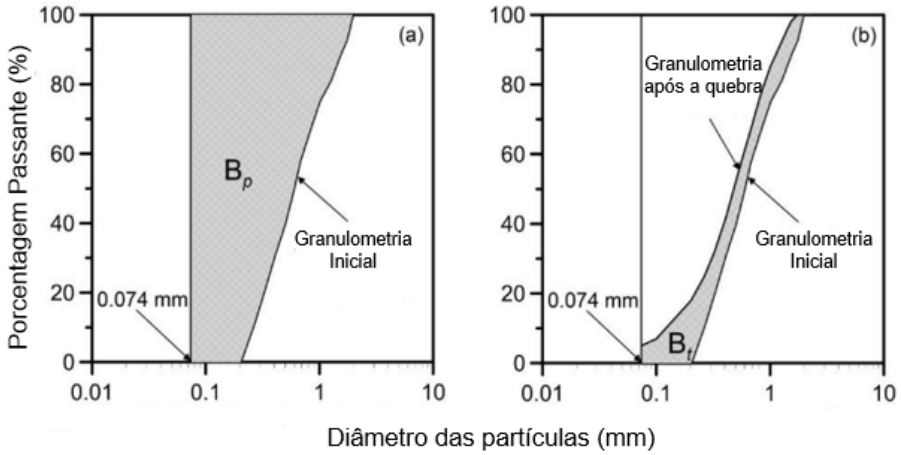


Figura 2.16 – Parâmetros de quebra propostos por Hardin (1985). (a) Potencial de quebra (B_p) e (b) Quebra total (B_t). Fonte: Adaptado de LEAK et al. (2021).

Devido ao limite do tamanho das partículas, o método foi reformulado por EINAV (2007) através da definição do índice de quebra de grãos (B_r), que é definido por três equações a partir da distribuição granulométrica inicial (F0), da distribuição granulométrica atual (F) e da distribuição granulométrica última (Fu). De acordo com ZHANG et al. (2019), o índice de quebra de grãos aumenta exponencialmente com o aumento da tensão confinante. A Figura 2.17 apresenta a definição de EINAV (2007), em que é incorporado o conceito da dimensão fractal (D_f) na curva granulométrica última. De acordo com MCDOWELL; BOLTON; ROBERTSON, (1996) a distribuição fractal corresponde teoricamente a um empacotamento ideal entre as partículas, em que todos os vazios são preenchidos por partículas cada vez menores.

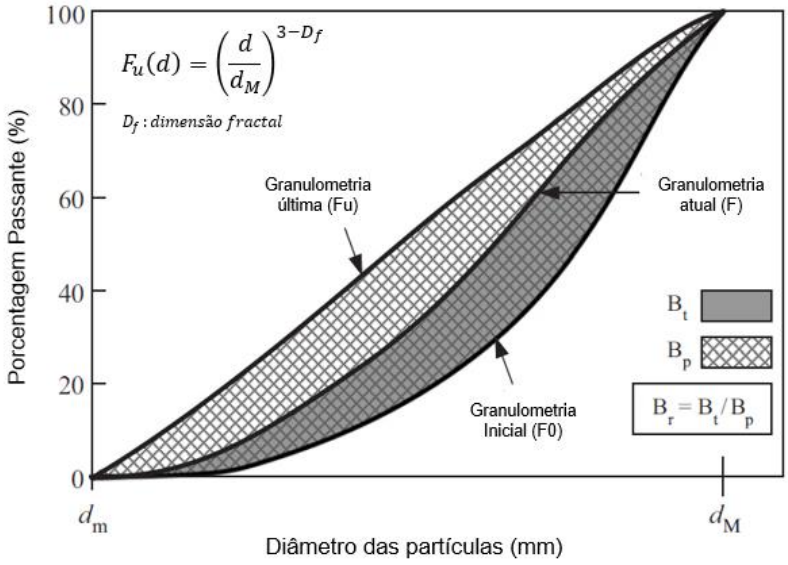


Figura 2.17 – Parâmetros de quebra propostos por EINAV (2007). Fonte: Adaptado de EINAV (2007).

No estudo de COOP et al. (2004), a dimensão fractal obtida para areais carbonáticas submetidas a grandes deformações em ensaios *ring shear* foi da ordem de $D_f = 2{,}6$, o que vai de encontro com a faixa de valores para materiais granulares. Além disto, os autores demonstraram que a quebra de partículas continua a ocorrer em deformações muito superiores às observadas em ensaios triaxiais, sendo acompanhada pela compressão volumétrica e atingindo uma graduação estável. Contudo, essa graduação final depende não apenas da tensão, mas também da uniformidade e do tamanho das partículas inicial. Por outro lado, embora a quebra de grão em areias carbonáticas seja intensa, o ângulo de atrito mobilizado após aproximadamente 30% de deformação, permanece praticamente inalterado.

Em consonância com LADE; YAMAMURO; BOPP, (1996) que estudaram o comportamento de uma areia densa, com grãos uniformes e subangulares a bem arredondados, em ensaios triaxiais de altas tensões (entre 0,5 a 70 MPa), observou-se que a quebra de grãos aumentou de forma mais intensa em níveis moderados de tensões (de 5 MPa a 30 MPa), enquanto em tensões mais elevadas, a quantidade de quebra tendeu a se estabilizar. Neste estudo, foi proposto um índice de quebra de partículas (B_{10}), cuja formulação permite correlacionar a quebra com a energia imposta no ensaio. Além disto, como a quebra altera significativamente o diâmetro efetivo (D_{10}), torna-se possível estabelecer relação indireta com a equação de permeabilidade de HAZEN (1911) ($k = 100 \cdot (D_{10})^2$), evidenciando que modificações na distribuição granulométrica influenciam diretamente as propriedades hidráulicas do material. Neste contexto, estruturas de contenção e disposição de rejeitos de grande porte submetem os solos a níveis significativos de tensão, podendo exercer influência no padrão de percolação, na distribuição de poropressões e no mecanismo de ruptura.

Sob essa perspectiva, aos rejeitos de mineração passaram ser amplamente investigados quanto à ocorrência de quebra de partículas e sua influência no comportamento geotécnico (BRUSCHI, 2023, CONSOLI et al., 2023b; SECCO et al., 2025; WAGNER et al., 2023b, 2024; ZHANG et al., 2019).

ZHANG et al. (2019) investigaram o comportamento mecânico e a quebra de partículas de rejeitos de cobre por meio de ensaios triaxiais drenados com tensões confinantes variando de 0,2 MPa a 5 MPa. Os autores observaram que o comportamento tensão–deformação apresenta transição de *strain-softening* (tensões entre 0,2 MPa a 0,8 MPa) para *strain-hardening* (tensões entre 1,2 MPa a 5 MPa) com o aumento da pressão confinante, indicando que a

quebra e o rearranjo das partículas influenciam diretamente o comportamento mecânico do material. Além disto, para representar o comportamento tensão–deformação foi utilizado uma função de potência para o critério de Mohr, indicando uma não-linearidade para este nível de tensões. Os resultados também indicaram que, embora a quantidade de partículas quebradas aumente conforme o aumento da tensão confinante, a quebra tende a estabilizar em elevadas tensões.

CONSOLI et al. (2023b) investigaram o comportamento de dois tipos rejeitos de minério de ferro (flotação e lama), com propriedades físicas distintas e diferentes índices de vazios iniciais. As amostras foram submetidas a carregamento isotrópico até 120 MPa, com o objetivo de avaliar a ocorrência de quebra de grãos. Os resultados indicaram que, para os rejeitos de flotação, não foram observadas diferenças significativas na quebra de partículas em função da densidade inicial das amostras. Por outro lado, os rejeitos do tipo lama não apresentaram evidências de quebra após o ensaio, comportamento atribuído à maior eficiência de empacotamento e ao maior número de coordenação entre partículas, decorrentes do elevado teor de finos presente nesse material quando comparado aos rejeitos de flotação, nos quais foi observada a ocorrência de quebra de partículas.

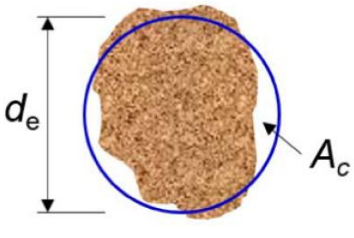
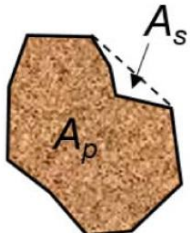
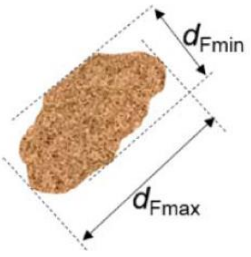
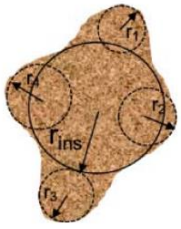
WAGNER et al. (2023b) investigaram a quebra de partículas em dois rejeitos de minério de ferro de mineralogia semelhante, silto-arenosos, compostos por quartzo (~77%) e óxidos de ferro (~19%). Os resultados mostraram que a quebra de partículas ocorreu apenas quando os rejeitos foram submetidos a pressões verticais extremamente elevadas, da ordem de 85 MPa, valores significativamente superiores aos normalmente encontrados em campo. Para os níveis de tensões e condições de carregamento típicos da compactação em pilhas filtradas, a frequência e o número de ciclos de carregamento não apresentaram influência significativa na fragmentação das partículas. Esses resultados indicam que, embora a quebra de grãos seja um mecanismo possível, sua ocorrência durante a compactação em empilhamentos tende a ser limitada nas condições usuais de operação.

2.3.5.1 Descritores de forma na quebra de grãos

As definições dos fatores de forma têm sido discutidas por diversos autores ao longo das últimas décadas. WADELL (1932, apud HATEFI et al., (2024) estabeleceu uma base quantitativa para a descrição da forma das partículas, introduzindo a distinção entre

esfericidade (S) e arredondamento (R) como propriedades independentes. Já BARRETT (1980), propôs uma classificação sistemática dos descritores de forma, contribuindo para a padronização dos conceitos utilizados em estudos geomorfológicos e geotécnicos. Desde então, diversos termos vêm sendo abordados para os descritores de forma, incluindo o diâmetro derivado de círculo equivalente, o diâmetro de Feret, o índice de aspecto (AR), a esfericidade (S), a convexidade (Cx) e o arredondamento (R), alongamento e retidão. Conforme LI; ISKANDER (2019), o índice de aspecto (AR), a esfericidade (S) e a convexidade (Cx) são os descritores de forma comumente utilizados para materiais granulares, enquanto os descritores de forma alongamento e retidão são empregados para a caracterização de fibras, por exemplo. Nesse contexto, a Tabela 2.5 apresenta as principais informações relacionadas aos descritores quantitativos de forma.

Tabela 2.5 – Descrição dos principais descritores quantitativos de forma

Descritores quantitativos	Relações	Descrição
EQPC (Diâmetro derivado do círculo equivalente)	$d_e = 2\sqrt{A/\pi}$	Diâmetro do círculo com área equivalente à partícula
Diâmetro de Feret (F)	d_{Feret}	Diâmetro de Feret
Índice de aspecto (AR)	$AR = d_{Fmín}/d_{Fmáx}$	Razão entre o diâmetro mínimo e o diâmetro máximo de Feret
Convexidade (Cx)	$A_p/(A_p + A_s)$	Razão entre a área projetada da partícula e a área do seu fecho convexo
Esfericidade (S)	$2\sqrt{\pi A}/P$	Medida da suavidade do perímetro da partícula
Arredondamento (R)	$R = \dfrac{\sum r_i/N}{r_{ins}}$	Descrição da presença de irregularidades
			

Fonte: Adaptado de LI; ISKANDER (2019).

Uma das técnicas mais utilizadas para a obtenção de informações sobre a forma das partículas é a microscopia. Entretanto, devido às limitações associadas à análise manual, a análise dinâmica de imagens (*Dynamic Image Analysis* - DIA) tem sido introduzida como uma alternativa para a determinação simultânea da distribuição de tamanho e forma das partículas

(HATEFI et al., 2024). Essa técnica foi incorporada à engenharia geotécnica, a partir da quantificação objetiva dos descritores de forma por meio da análise dinâmica de imagens, diversos estudos passaram a investigar não apenas a caracterização morfológica das partículas, mas também a influência direta desses parâmetros no comportamento mecânico e no estado crítico de materiais granulares, destacando-se os estudos de CAVARRETTA; COOP; O'SULLIVAN (2010), ALTUHAFI; COOP (2011), ALTUHAFI; O'SULLIVAN; CAVARRETTA (2013), ALTUHAFI; COOP; GEORGIANNOU (2016) e YANG; LUO (2015).

ALTUHAFI; O'SULLIVAN; CAVARRETTA (2013) propuseram o parâmetro *Shape-Angularity Group Indicator* (SAGI), que combina os três descritores de forma: Índice de Aspecto (AR), convexidade (Cx) e esfericidade (S). Este indicador permite uma avaliação quantitativa do grau de angularidade das partículas, em que o aumento do valor do SAGI está associado a um maior desvio da geometria idealmente esférica, refletindo partículas mais angulares e com maior irregularidade superficial. Em contrapartida, valores reduzidos indicam partículas mais arredondadas e com morfologia próxima a uma esfera perfeita. A equação proposta pelos autores é descrita pela Equação 2.12.

$$SAGI = 5{,}4\,(1 - AR) - 67{,}8\,(1 - Cx) - 77{,}9\,(1 - S) \qquad \text{Equação 2.12}$$

Ainda, as categorias definidas pelo número SAGI são: Arredondado: SAGI < 10,0; Sub-arredondado: 10,0 ≤ SAGI < 11,0; Sub-angular: 11,0 ≤ SAGI < 12,0 e Angular: SAGI ≥ 12,0.

Posteriormente ALTUHAFI; COOP; GEORGIANNOU (2016) avaliaram um banco de dados de 25 areias naturais com o objetivo de analisar a influência do tamanho, da forma e da mineralogia no comportamento mecânico das areias. Os autores observaram boa correlação com o índice de aspecto (AR) e a esfericidade (S) com o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}), indicando valores menores de ϕ'_{cs} para partículas mais esféricas e com maior índice de aspecto. Entretanto, ao analisar o parâmetro SAGI e a relação com o ϕ'_{cs}, a correlação não foi satisfatória quanto AR e S, uma vez que o SAGI E influenciado pela convexidade (Cx), parâmetro que não apresenta efeito claro sobre o ϕ'_{cs}.

YANG; LUO (2015) apresentaram um estudo experimental explorando a relação entre o estado crítico e a relação entre os descritores de forma (AR, S e Cx), através do comportamento mecânico de materiais granulares. Para isto, os autores utilizaram três materiais com mesma granulometria, porém com formas distintas: Areia quartzosa Fujian com grãos sub-arredondada, esferas de vidro com grãos arredondadas e vidro triturado com grãos angulares. Em relação aos descritores de forma, as esferas de vidro trituradas apresentam, valores menores de AR, S e Cx, indicando que são mais angulares e irregulares do que os grãos de areia Fujian. Além dos materiais naturais, misturas binárias foram criadas para variar sistematicamente a forma sem alterar a graduação, mantendo-se um Cu de 1,2. Ensaios triaxiais drenados e não drenados foram realizados para avaliar o comportamento geotécnico, onde os principais resultados indicam correlações lineares entre o parâmetro M e os descritores de forma (AR, S e Cx), sendo que à medida que os descritores aumentam (valores próximos a 1,00 e grãos arredondados) o parâmetro M diminui, e consequentemente ocorre uma diminuição da inclinação da Linha de Estado Crítico (LEC). Por fim, foi proposto uma nova medida de forma, denominado Regularidade Global (OR), relacionando os três descritores de forma estudados, conforme apresentado na Equação 2.13.

$$OR = \frac{AR + S + C_x}{3} \qquad \text{Equação 2.13}$$

No estudo desenvolvido por SECCO et al. (2025), a evolução morfológica de um rejeito de minério de ferro areno-siltoso foi analisada por meio do SAGI, sendo realizados ensaios triaxiais sob pressões confinantes elevadas (até 120 MPa) para investigar os efeitos da quebra de partículas na Linha de Estado Crítico (LEC). Após o cisalhamento em altas tensões, as amostras foram recuperadas, remoldadas e novamente ensaiadas sob baixas tensões, nas quais não se esperava quebra adicional. Os resultados mostraram que existe uma relação aproximadamente linear entre o índice de quebra de partículas (Br) e o SAGI, evidenciando que o aumento da quebra, induzido por maiores tensões confinantes, promove uma redução do SAGI e, consequentemente, partículas mais arredondadas e menos angulares. Com relação ao comportamento geotécnico, as mudanças granulométricas e morfológicas não influenciaram no ângulo de atrito do estado crítico (M) previamente determinado nas amostras originais. Contudo, observou-se uma translação vertical descendente da LEC, associada ao aumento do teor de finos gerado pela quebra dos grãos.

3 MATERIAIS, PROGRAMA EXPERIMENTAL E MÉTODOS

Neste capítulo encontra-se o planejamento experimental adotado nesta pesquisa, abordando os aspectos relevantes para atingir os objetivos propostos. Ainda, é feita a descrição das variáveis investigadas, dos materiais utilizados, bem como especificações sobre os ensaios que serão realizados e as normas vigentes de cada.

3.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados para desenvolvimento desta pesquisa foram rejeito de mineração de ferro, cimento Portland e água destilada. Nos itens a seguir, apresenta-se as principais características destes materiais.

3.1.1 Rejeito de Minério de Ferro Ultrafino

O material principal utilizado na pesquisa é o Rejeito de Minério de Ferro Ultrafino (Lama) produzido em uma planta de beneficiamento na região do Quadrilátero Ferrífero, centro sul do estado de Minas Gerais – BR. O material coletado foi transportado para a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) em sacos com aproximadamente 20 kg.

Conforme detalhado na revisão bibliográfica, o processo de beneficiamento do minério exerce influência significativa nas características do rejeito gerado. O material utilizado nesta pesquisa consiste em rejeito ultrafino (lama), tipicamente associado a etapa anterior a flotação, pois o excesso de finos reduz a eficiência do processo de flotação, resultando em uma distribuição granulométrica predominantemente mais fina quando comparada a rejeitos mais grossos da mesma região, como no estudo de BRUSCHI et al. (2023).

A caracterização física do rejeito de minério de ferro (Figura 3.1 e Tabela 3.1) foi avaliada determinando sua distribuição granulométrica conforme a NBR 7181 (ABNT, 2025b), limites de consistência NBR 6459 (ABNT, 2025c) e NBR 7180 (ABNT, 2025d) e peso específico dos grãos NBR 6458 (ABNT, 2025e).

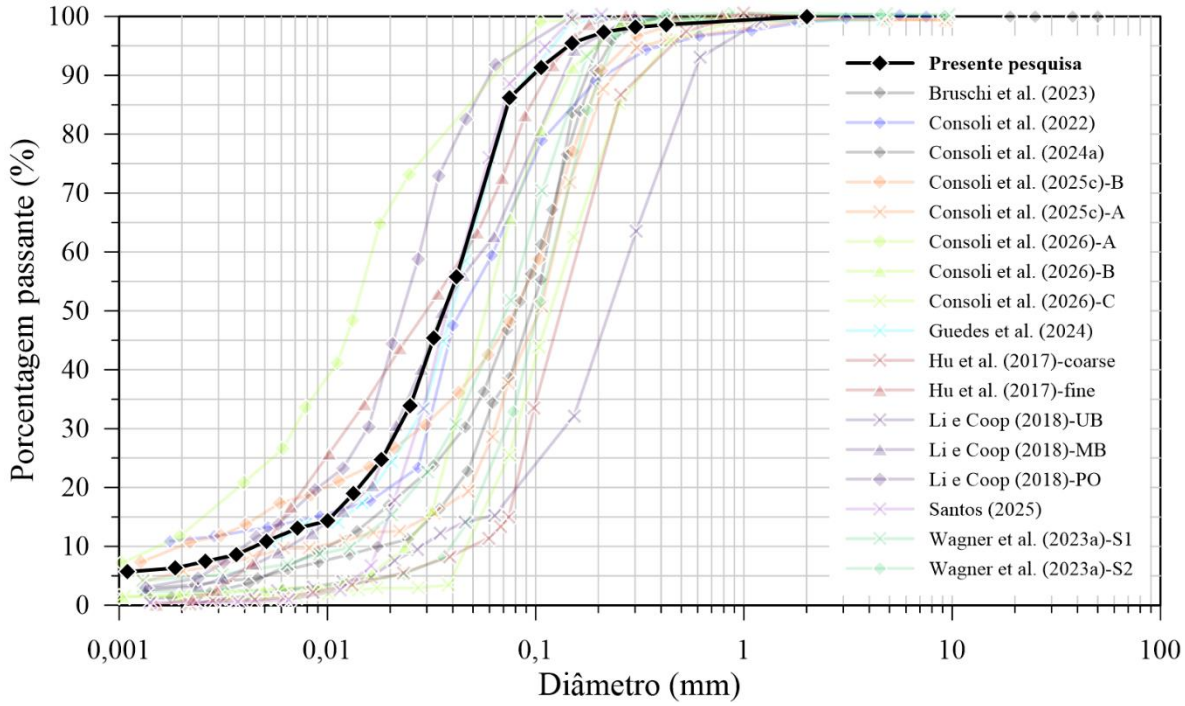


Figura 3.1 – Curva granulométrica do rejeito de minério de ferro.

Tabela 3.1 – Características físicas do rejeito de minério de ferro.

Característica	Resultado	Norma
Limite de Liquidez	-	NBR 6459/2025c
Limite de Plasticidade	-	NBR 7180/2025d
Índice de Plasticidade	NP	-
Peso Específico real dos grãos (Gs)	3,92	NBR 6458/2025e
%Pedregulho (d>2 mm)	0%	NBR 7181/2025b
% de Areia Grossa (0,6 <d<2 mm)	0%	
% de Areia Média (0,2 <d< 0,6 mm)	2,65%	
% de Areia Fina (0,06 <d< 0,2mm)	41,62%	
% de Silte (0,002 <d< 0,06 mm)	49,42%	
% de Argila (d<0,002)	6,31%	
SUCS	SM	ASTM D2487/2020

O rejeito de minério de ferro apresenta comportamento não plástico e, com base na distribuição granulométrica, foi classificado como Silte Arenoso, de acordo com NBR 7181 (ABNT, 2025b). Para o Sistema Unificado de Classificação D2487 (ASTM, 2020), enquadrou-se como Areia Siltosa (SM). A distribuição granulométrica apresentada para o

rejeito de minério de ferro desta pesquisa está dentro dos limites encontrados na literatura para este material.

3.1.1.1 Mineralogia

A análise por difração de raios X (DRX) foi realizada em um difratômetro da marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D-500 equipado com tubo de ânodo fico de Cobre (λ = 1.5406 Å) com amostra através do método do pó, em que o material pulverizado é depositado em um porta amostra específica para pó, procurando-se manter a desorientação das partículas em que todos os minerais ou estruturas cristalinas são analisados. Estes são identificados através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas. O método semiquantitativo utilizado foi o de RIR – *Reference Intensity Ratio*.

Através do difratograma apresentado na Figura 3.2 , pode-se observar que o rejeito de minério de ferro tem composição mineralógica, em sua maioria, de Hematita - Fe_2O_3 (50,6%). Adicionalmente, encontra-se o Quartzo - SiO_2 (30,1%) e a Caulinita - $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ (19,4%).

O percentual significativo de óxidos de ferro (Hematita) é esperado dada a origem do rejeito estudado, resultante dos processos de deslamagem sendo uma das etapas iniciais do processo de beneficiamento. O rejeito gerado do processo são as partículas mais finas nas quais há certa dificuldade de extração dos minerais de interesse (ferro), por isso tais minerais ainda se encontram em maior concentração neste rejeito. Também são em parte responsáveis pelo maior valor de peso específico dos grãos obtidos para o ultrafino.

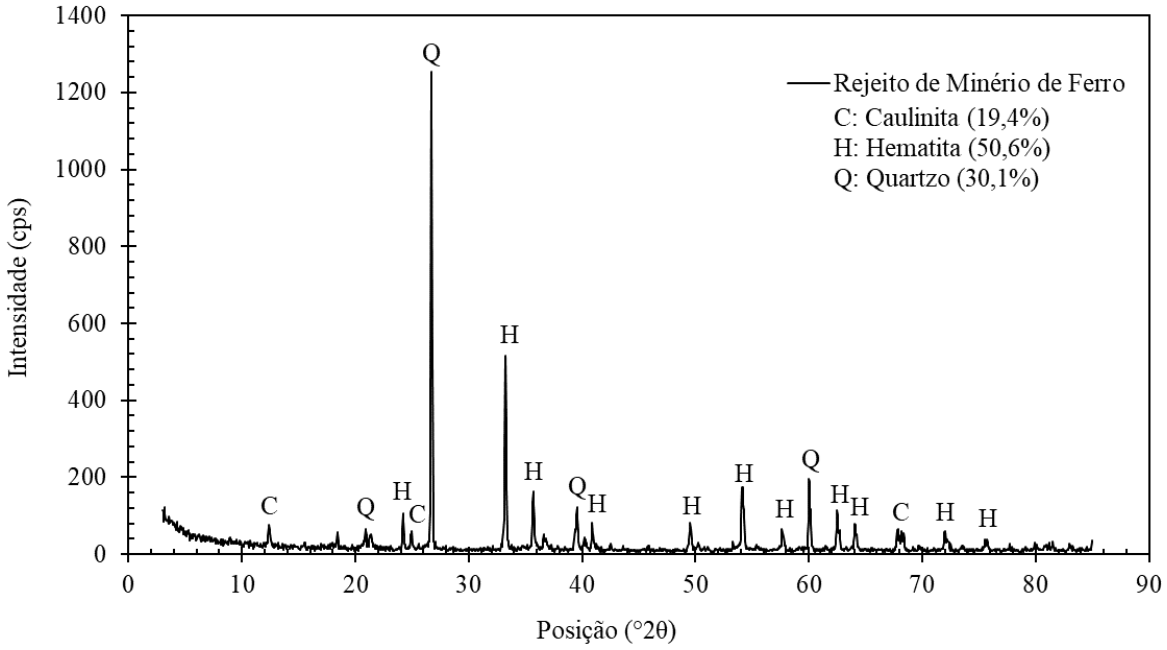


Figura 3.2 – Difratograma de raio-X do rejeito de minério de ferro.

A composição química elementar foi obtida através do ensaio de fluorescência de raio X (FRX), apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Composição química elementar do rejeito de minério de ferro.

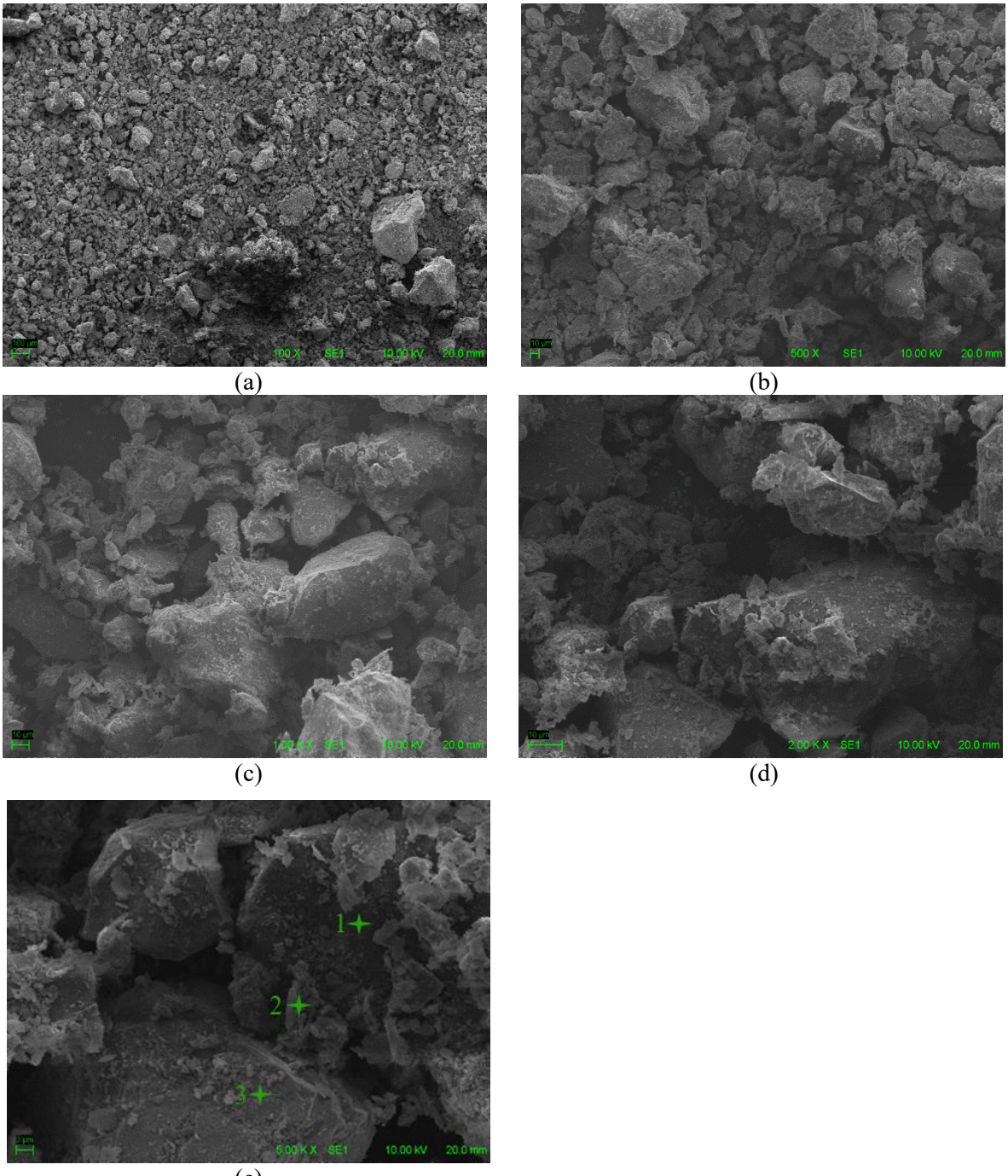
Elemento	Fe_2O_3	SiO_2	Al_2O_3	MnO	MgO	P_2O_5	K_2O	TiO_2
Concentração (%)	45,83	36,25	14,66	1,11	0,60	0,52	0,35	0,24

Conforme esperado, o rejeito de minério de ferro é composto majoritariamente por ferro, sílica e alumínio. Este resultado corrobora a composição mineralógica encontrada na análise por DRX, nos quais os minerais de hematita, quartzo e caulinita foram identificados.

3.1.1.2 Morfologia

A análise morfológica do rejeito de minério de ferro foi explorada através da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) a fim de observar possíveis diferenças de formato dos grãos, com feixe de elétrons de tensão de 20 kV e amostras metalizadas com ouro (modelo Zeiss EVO 50), nas magnificações de 100, 500, 1000, 2000 e 5000 vezes. A Figura 3.3 mostra os resultados da análise MEV, em que é possível perceber que as partículas do rejeito de minério

de ferro apresentam o formato de grãos esféricos e angulares e aglomerados de partículas de hematita, de formato laminar, que circunda a superfície dos grãos de quartzo.

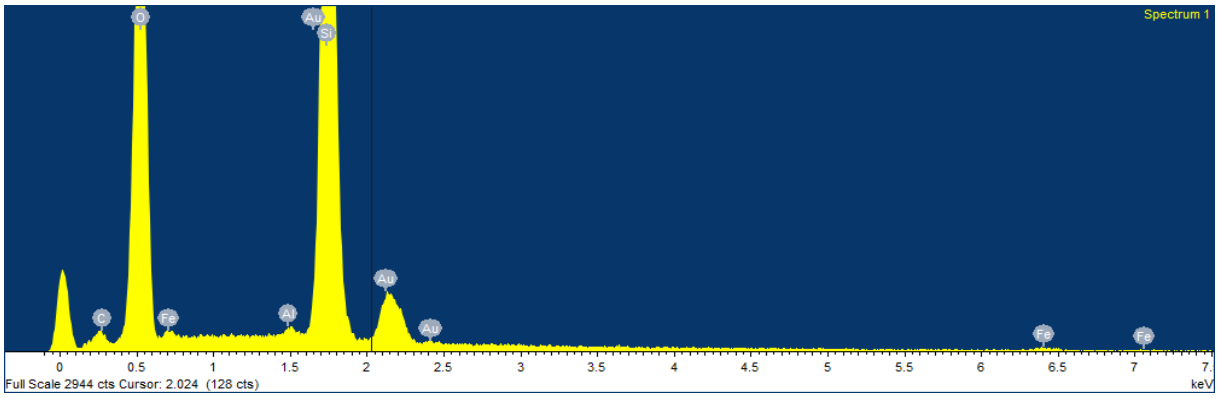


(a) (b) (c) (d) (e)

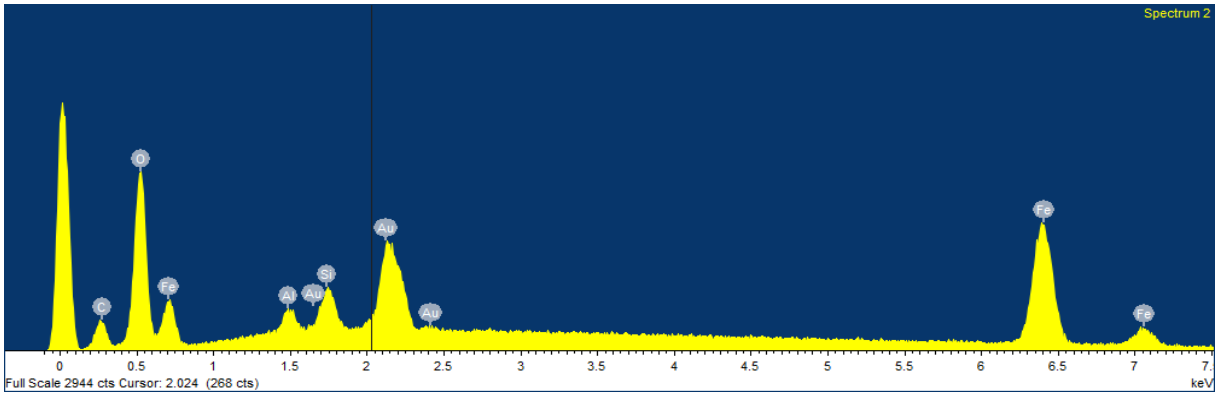
Figura 3.3 – Microscopia Eletrônica de Varredura do rejeito de minério de ferro, nas magnificações: (a) 100x, (b) 500x, (c) 1000x, (d) 2000x e, (e) 5000x.

A avaliação semiquantitativa realizada por EDS (Figura 3.4) através dos pontos em destaque da Figura 3.3 (e), verifica como elementos majoritários ferro, silício e oxigênio, com menores teores de alumínio e carbono. Tal análise condiz com a composição química percentual

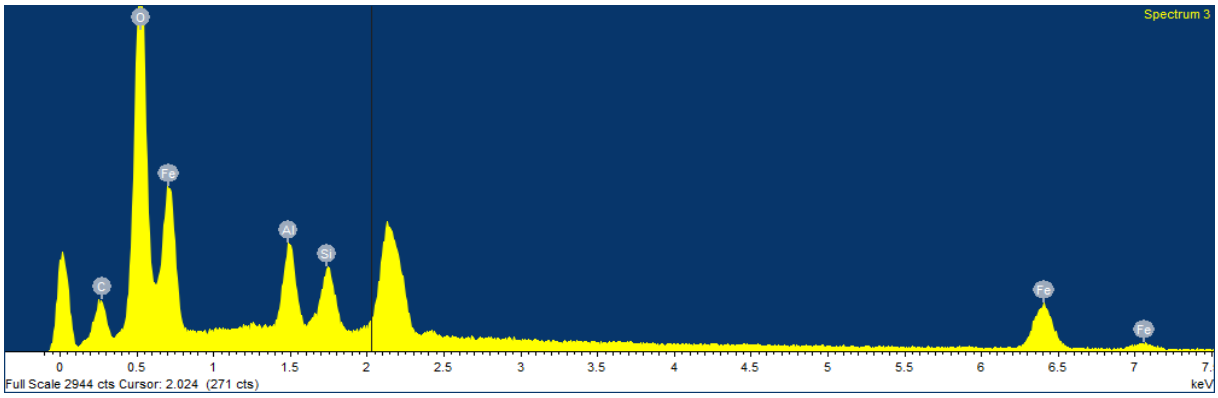
observada no espectrograma de fluorescência de raios-X, indicado na Tabela 3.3 e com a mineralogia do rejeito verificada na difratometria de raios-X (Figura 3.2). Os percentuais semiquantitivos de massa dos elementos verificados através de EDS são expostos na Tabela 3.3, identificando elevados picos de silício e oxigênio na primeira análise (Figura 3.4 (a)) e elevados picos de ferro e oxigênio na segunda e terceira análise (Figura 3.4 (b) e (c)).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.4 – Espectroscopia de Raios X por Energia Dispersiva (EDS) para o rejeito de minério de ferro, na magnificação 5.000x: (a) Espectro 1, (b) Espectro 2 e, (c) Espectro 3.

Tabela 3.3 – Percentual semiquantitativo de massa de elementos do rejeito de minério de ferro

Elemento	Espectro 1	Espectro 2	Espectro 3
C	4,29	12,97	8,34
O	58,62	36,92	30,73
Al	0,26	2,09	3,27
Si	31,56	4,03	2,56
Fe	5,26	43,99	55,10

Para caracterizar a morfologia de forma quantitativa, a amostra do rejeito de minério de ferro foi submetida a Análise Dinâmica de Imagens (DIA), através do analisador de partículas QICPIC/L06 da Sympatec, de propriedade do LGV. Os descritores de forma selecionados para caracterizar os materiais foram: índice aspecto, convexidade, esfericidade e arredondamento. O equipamento calcula esses parâmetros de forma automática a partir das medições realizadas para cada partícula, desta forma, a Figura 3.5 apresenta os resultados obtidos.

As partículas do rejeito de minério de ferro apresentaram valores de esfericidade média (S = 0,855) que tendem a se aproximar de uma esfera perfeita (S = 1). Já a convexidade média (Cx = 0,915) indica um maior arredondamento e menor angularidade da superfície. O índice aspecto (AR = 0,723) indica que as partículas apresentam um certo alongamento, uma vez que por definição o AR é a relação entre o $d_{Fmín}/d_{Fmáx}$.Já o arredondamento está relacionado com a presença de irregularidades (R = 0,339).

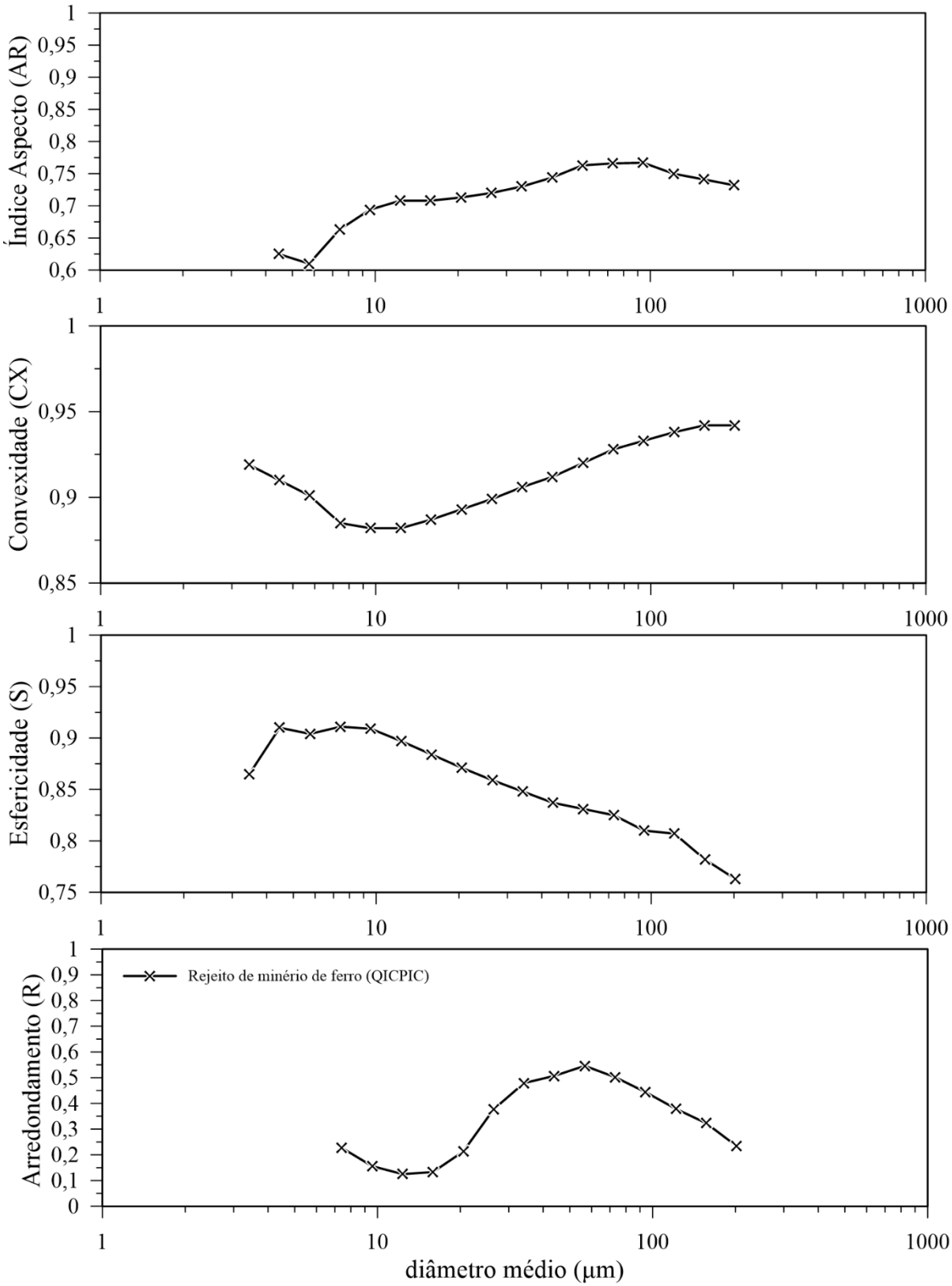


Figura 3.5 – Descritores de forma.

3.1.2 Cimento Portland – CP V-ARI

O cimento utilizado na pesquisa foi do tipo Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI), conforme a NBR 16697 (ABNT, 2018). Esse tipo de cimento foi empregado em função do considerável ganho de resistência a baixos tempos de cura. Normalmente possui uma massa específica real dos grãos variando entre 3,10 à 3;15 g/cm³. Na pesquisa, foi adotado um valor de 3,15 g/cm³.

3.2 MÉTODOS

Este capítulo tem como objetivo descrever os procedimentos adotados nos ensaios do programa experimental, desde a preparação das amostras até as características dos equipamentos. As normas vigentes utilizadas encontram-se em cada seção de ensaio. Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental – LEGG, pertencente à Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS e no Laboratório de Geotecnia da Vale (LGV).

3.2.1 Resistência à Compressão Simples

O ensaio de resistência à compressão simples (RCS), ou compressão não confinada, vem sendo amplamente difundido em programas experimentais que abrangem a técnica de melhoramento de solos através de cimentação. Isto acontece devido ao fato de ser um ensaio simples, de fácil execução e com custo baixo. Desta forma, pode-se verificar o efeito da cimentação e avaliar diversos aspectos importantes sobre a resistência à compressão simples.

3.2.1.1 Moldagem dos corpos de prova

Para a moldagem dos corpos dos ensaios de RCS foram confeccionados corpos de prova de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, compactados em 3 camadas, utilizando-se o molde de metal cilíndrico tripartido. Após a definição da quantidade em peso de cada material utilizado, através da dosagem definida com base nos índices de vazios previstos, esses foram aferidos em balança com precisão de 0,01 g, e os materiais misturados até atingir a homogeneização. Rapidamente, a mistura é dividida em partes iguais e armazenadas em recipientes fechados

para evitar a perda de umidade durante o processo. Nesta fase também deve-se coletar amostras em cápsulas (três por corpo de prova) para a determinação da umidade de moldagem. Cada recipiente representa uma camada, a qual é transferida para o molde metálico tripartido e compactado estaticamente por meio de macaco hidráulico, escarificando-se o topo para garantir a aderência à próxima camada. Por fim, os corpos de prova são retirados do molde, acondicionados e armazenados em sacos herméticos para o preparo dos ensaios. As amostras foram consideradas aptas para ensaio se atendessem aos seguintes critérios: grau de compactação ± 1 %; teor de umidade ± 0,5 %; diâmetro ± 0,5 mm; e altura ± 1 mm.

3.2.1.2 Execução

Quando o tempo de cura estabelecido se aproxima, no dia anterior os corpos de provas são imersos em água por um período de 24 horas, de forma que se minimize os efeitos de sucção. A ruptura do corpo de prova ocorre devido à aplicação da tensão axial no corpo de prova. O ensaio seguiu as diretrizes propostas pela NBR 12025 (ABNT, 2012), utilizando-se uma prensa automática com velocidade de deslocamento de 1,14mm/min e uma célula de carga, devidamente calibrada, com capacidade de 20 kN.

Para a determinação da resistência à compressão simples (q_u) é verificada qual a leitura no momento da ruptura registrada durante o ensaio, a qual é convertida conforme a equação da célula de carga e dividida pela área do corpo de prova, conforme a Equação 3.1.

$$q_u = \frac{F}{\left(\frac{\pi \cdot D_m^2}{4}\right)} \qquad \text{Equação 3.1}$$

Em que: F é o carregamento axial aplicado ao corpo de prova no momento da ruptura (N) e Dm é o diâmetro médio do corpo de prova, aferido no topo, centro e base (cm).

3.2.2 Ensaio de Compressão Oedométrica

3.2.2.1 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova foi realizada utilizando o molde com 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. A preparação dos corpos de prova seguiu os mesmos procedimentos descritos no

item 3.2.1.1, referentes aos ensaios de resistência à compressão simples, porém com a utilização de apenas uma camada de compactação.

3.2.2.2 Execução

Os ensaios de compressão oedométrica foram realizados segundo a norma ASTM D 2435 (ASTM), 2020b). Os ensaios foram executados no laboratório LEGG – UFRGS, em célula de adensamento que possibilita além da aplicação de carga vertical na amostra, o monitoramento da variação da altura do corpo de prova nas diferentes etapas de carregamento e descarregamento do ensaio. A variação da altura foi monitorada por um transdutor de deslocamento linear (LVDT) acoplado à célula de adensamento. A aquisição de dados foi realizada por uma placa de aquisição controlada pelo software LabView®.

O procedimento experimental consiste na moldagem da amostra no anel, posicionamento de pedra porosa e papel filtro previamente saturados com a água na base. Após o posicionamento do anel com a amostra na célula, o *top cap* com pedra porosa foi posicionado e a célula fechada, sendo saturada com água e posicionada no equipamento de fato. Foi aplicada uma carga de assentamento de aproximadamente 5 kPa ao corpo de prova. Em seguida, o indicador de deformação foi zerado e iniciou-se o monitoramento das deformações ao longo do ensaio. Na Figura 3.6 apresenta-se a vista geral do equipamento de compressão oedométrica.

Durante as fases de carregamento e descarregamento, as cargas foram mantidas até o ponto em que não se observasse mais variação de altura do corpo de prova, em torno de 2h. O cronograma de carregamento padrão desta pesquisa foi de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa, 3200 kPa e 6400 kPa. Quanto ao cronograma de descarga, foram utilizadas tensões de 1600 kPa, 400 kPa e 100 kPa.



(a) (b)

Figura 3.6 – Vista geral do ensaio de compressão oedométrica (a) célula de adensamento e (b) braço de alavanca.

3.2.3 Ensaios Triaxiais

Nesta pesquisa foram utilizados três equipamentos triaxiais diferentes, cada um operando em níveis distintos de tensão confinante, sendo eles o triaxial Bishop & Wesley, para as amostras até 300 kPa e o triaxial de altas tensões, para as amostras de 1 MPa e 2 MPa. Nestes ensaios, a amostra é ensaiada saturada. Já o triaxial de altíssimas tensões, utilizou-se para as amostras até 120 MPa, considerando amostras na condição seca. A seguir serão discutidos os detalhes executivos de cada ensaio.

3.2.3.1 Moldagem dos corpos de prova

Devido a questões operacionais, foram adotados métodos de moldagem diferentes de acordo com o equipamento triaxial empregado.

a) Compactação úmida:

A compactação úmida foi realizada conforme descrito no item 3.2.1.1, uma vez que os equipamentos triaxiais Bishop & Wesley (amostras até 300 kPa de tensão confinante) e altas tensões (amostras de 1 MPa e 2 MPa de tensão confinante) utilizam corpos de prova de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura.

b) Moldagem a seco:

Conforme apresentado por WAGNER (2025), o equipamento triaxial de altíssimas tensões não se encontra configurado para a realização de ensaios com aplicação de contrapressão. Assim, as amostras foram moldadas a seco. Inicialmente, o material foi submetido à secagem em estufa por 24 horas, à temperatura de 105 ºC, de modo a garantir teor de umidade nulo.

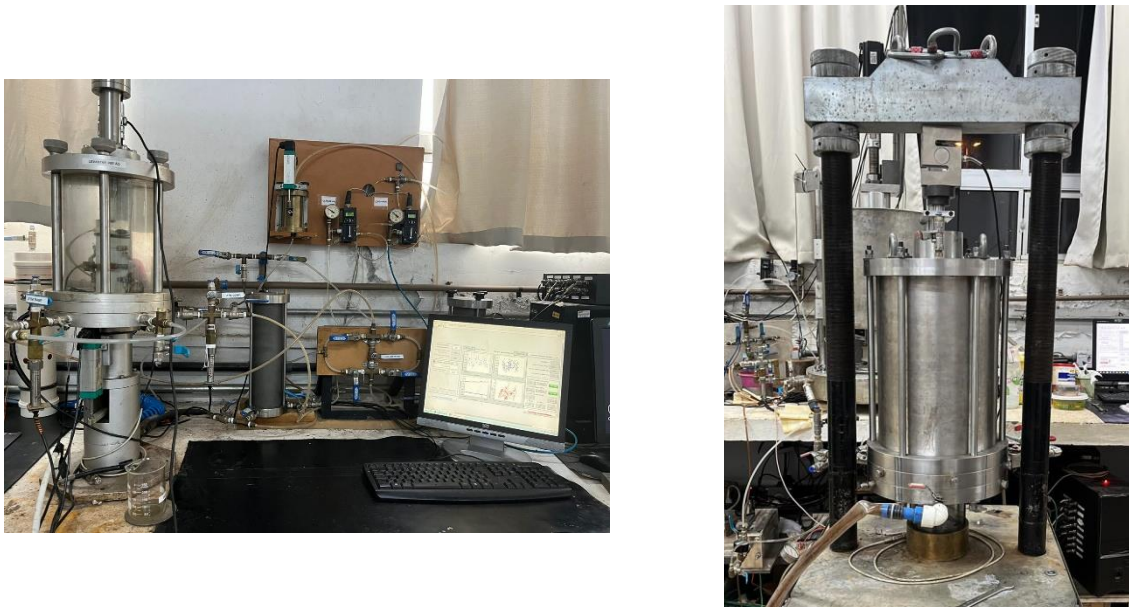
Foram moldados corpos de prova com dimensões de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, diretamente no interior da membrana, previamente fixada ao pedestal do equipamento. A massa de material utilizada em cada amostra foi determinada com base nas características de compactação do rejeito, visando à obtenção de 100% do Proctor normal. Após a secagem, a massa seca foi depositada em camadas sucessivas. Cada camada foi compactada manualmente por meio de leves impactos aplicados ao pedestal com o auxílio de uma haste, até o atingimento da altura desejada, sendo posteriormente escarificada para garantir a adequada aderência com a camada subsequente. Este procedimento adotado é análogo ao método *dry funnel deposition*, amplamente empregado na moldagem de amostras secas, inclusive em estudos envolvendo altas tensões (CONSOLI et al., 2024a; SILVA et al., 2024a; YAMAMURO; LADE, 1996).

3.2.3.2 Execução

a) Ensaios triaxiais até 2 MPa

A maioria dos ensaios triaxiais executados foram em tensões de confinamento de até 2 MPa, sendo realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), seguindo a metodologia descrita a seguir. Resumidamente, o ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões sobre um CP cilíndrico (fase de consolidação), seguido de um carregamento axial (fase de cisalhamento).

Conforme mencionado anteriormente, foram utilizados dois equipamentos de acordo com a faixa de tensões confinantes suportadas, sendo o equipamento triaxial Bishop & Wesley suporta até 800 kPa de tensão confinante e altas tensões suporta até 4 MPa de tensão confinante. A Figura 3.7 apresenta a vista geral dos equipamentos mencionados.



(a) (b)

Figura 3.7 - Equipamentos triaxiais (a) Bishop & Wesley e (b) Altas tensões.

O funcionamento dos equipamentos triaxiais consistem na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre o corpo de prova cilíndrico de rejeito. A amostra é colocada dentro da câmara de ensaio, sendo envolta por uma membrana de borracha que gera uma interface entre o corpo de prova e à água, possibilitando a aplicação de dois níveis de tensão sobre a amostra: a pressão confinante e a contrapressão, as quais ão aplicadas por controladores de pressão automáticos. A câmara, portanto, é preenchida com água, sobre a qual é aplicada uma pressão, gerando um confinamento da amostra. Esta pressão atua em todas as direções, inclusive na direção vertical. Já a contrapressão é aplicada diretamente na amostra através do pedestal da base ou através do topo da amostra (*topcap*). A pressão confinante e a contrapressão são monitoradas independentemente através de transdutores de pressão, e os valores obtidos nos transdutores são usados para que os controladores atinjam a pressão alvo.

O carregamento axial, por fim, é aplicado através de uma prensa (macaco mecânico) que desloca a câmara triaxial para cima, pressionando a amostra contra o pistão. Entre o pistão e a viga de reação é instalada uma célula de carga, através da qual é realizada a medição da força resultante do ensaio. Dividindo-se a força resultante do carregamento axial pela área da base da amostra, obtém-se a tensão de desvio ou tensão distorcional (q) que consiste na diferença entre a tensão axial (σ1) e a radial (σ3) aplicada ao corpo de prova. A tensão desvio é usualmente apresentada em função da deformação axial (εa) ou distorcional (εs) durante o carregamento.

Já a instrumentação permite a coleta de dados durante o ensaio, sendo utilizado além dos transdutores de pressão e a célula de carga, um transdutor de deslocamento linear com resolução de 0,01 mm instalado na parte externa da câmara para o deslocamento vertical da câmara durante o carregamento axial (deformação externa) e três sensores de efeito *hall* para medir deformações locais aderidos na membrana, sendo dois sensores axiais e um diametral. Na Figura 3.8 apresenta-se a montagem amostras, com destaque para os sensores.



(a) (b)

Figura 3.8 – Apresentação do CP nos equipamentos (a) Altas tensões e (b) Bishop & Wesley com o posicionamento dos sensores de efeito *Hall*.

A variação volumétrica durante o ensaio é monitorada através do fluxo de água que sai ou entra na amostra, obtida através de dispositivos instalados na linha de drenagem. No equipamento Altas tensões, o próprio controlador da contrapressão é utilizado para medir a variação volumétrica, visto que o diâmetro interno do cilindro e sua posição durante o ensaio são conhecidas. Já no Bishop & Wesley, um transdutor do tipo *Imperial College* é usado.

Quanto aos procedimentos, foram seguidas as seguintes etapas: (a) montagem do ensaio; (b) percolação; (c) saturação; (d) consolidação; e (e) cisalhamento. Os procedimentos adotados quanto à preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os princípios descritos pela ASTM D 7181-20 (ASTM, 2020c) bem como as diretrizes propostas por BISHOP; HENKEL (1962) e HEAD; EPPS (2014), além de métodos usuais baseados na experiência do LEGG/UFRGS.

Inicialmente, posiciona-se a amostra aderida a membrana de látex com as marcações e *o-rings* em um molde bipartido, em que o conjunto (molde bipartido + corpo de prova) é posicionado no pedestal do equipamento triaxial, então a membrana é fixada sobre o pedestal e o *top cap* juntamente com os papéis filtros e pedras porosas. Posteriormente, uma leve sucção (inferior a 10 kPa) é aplicada para verificar a integridade da membrana e facilitar a aplicação da instrumentação interna, composta por dois sensores de efeito *Hall* axiais e um diametral. Por fim, coloca-se a câmara triaxial procedendo-se com o preenchimento de água e introdução dos dados iniciais do ensaio.

Para a etapa de percolação, todos os corpos de prova são submetidos a uma tensão de confinamento de 35 kPa, enquanto a contrapressão é mantida em 15 kPa. Nesta etapa, o dióxido de carbono (CO_2) é utilizado antes da percolação da água para permitir uma dissipação mais rápida de quaisquer bolhas de ar. A percolação de CO_2 é realizada no sentido da base para o topo, por aproximadamente 30 min. Uma vez findado este procedimento, percolava-se água, da base para o topo, a uma tensão efetiva de 20 kPa.

Após a percolação, é executada a etapa de saturação por contrapressão, procedimento padrão para garantir a dissolução das bolhas de ar na amostra. Nesta pesquisa, a saturação foi realizada a uma taxa constante de 1 kPa/min, mantendo uma tensão efetiva de 20 kPa, até atingir uma tensão de confinamento de 470 kPa e uma contrapressão de 450 kPa. O grau de saturação foi medido através do parâmetro B (SKEMPTON, 1988), conforme indica a

Equação 3.2. Quanto mais próximo o valor de B estiver de 1, mais saturada encontra-se a amostra. Os corpos de prova eram considerados saturados quando obtido um valor de B superior ou igual a 0,9.

$$B = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta u} \qquad \text{Equação 3.2}$$

Onde: $\Delta\sigma_3$ é a variação da tensão de confinamento para um determinado incremento de tensão e Δu é a variação da contrapressão medida em função da variação da tensão de confinamento.

Após a saturação, a tensão de confinamento é aplicada de acordo com a tensão efetiva inicial desejada e a etapa de consolidação é iniciada. A variação volumétrica é medida para calcular o índice de vazios após a consolidação. A consolidação foi realizada a uma taxa de 2 kPa/min, no Bishop & Wesley, e 15 kPa/min no altas tensões. A fase de consolidação foi finalizada somente depois que todas as deformações volumétricas se encontrassem constantes. Já para a fase de cisalhamento, a taxa de carregamento (realizada sob deformação controlada) foi de 4,0 mm/h até deformações axiais de 20%.

As correções de área e membrana são realizadas de acordo com o proposto por La Rochelle et al. (1988). Como as amostras são densas, observa-se um plano de ruptura de cisalhamento bem definido, conforme apresenta a Figura 3.9. Para possibilitar a aplicação das correções, a área da seção transversal das amostras foi medida ao final dos ensaios através da determinação dos diâmetros nas duas direções.

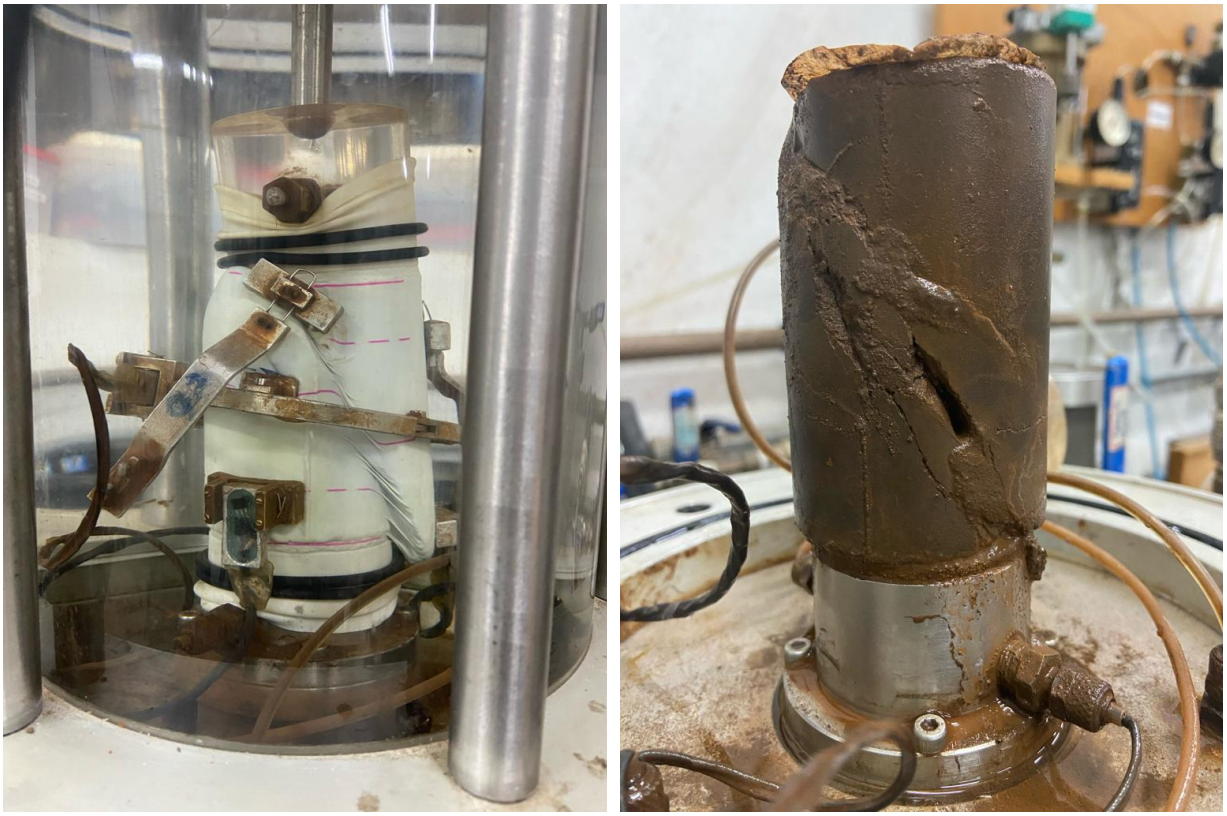


Figura 3.9 – Padrões de ruptura obtidos nos ensaios, equipamento Bishop & Wesley.

b) Ensaios triaxiais até 120 MPa

Os ensaios triaxiais de altíssimas tensões foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas que integra o Laboratório de Geotecnia da Vale (LGV). Conforme apresentado por CONSOLI et al. (2024a) e WAGNER (2025), o equipamento triaxial MTS é totalmente automatizado, com capacidade de aplicar tensões confinantes de até 120 MPa. Embora o sistema permita a realização de ensaios com amostras saturadas, essa funcionalidade não estava plenamente operacional, pois o equipamento é destinado principalmente a ensaios em rochas.

Desta forma, os ensaios foram conduzidos em condições drenadas, utilizando amostras secas. A adoção dessa abordagem é respaldada por estudos que demonstram que ensaios triaxiais em materiais granulares com amostras secas sob altas tensões apresentam comportamento semelhante ao de amostras saturadas. Além disso, como as análises são realizadas em termos de tensões efetivas, não se esperam diferenças significativas entre amostras secas e saturadas.

Os corpos de prova foram preparados previamente a cada ensaio, com a membrana fixada ao pedestal e o *top cap* posicionado após a moldagem. Em seguida, foram instalados dois extensômetros axiais e um sensor diametral do tipo corrente. A vedação foi realizada com *o-rings* e braçadeiras. O conjunto foi então inserido na câmara triaxial, posteriormente preenchida com óleo confinante.

Por serem utilizadas amostras secas, a etapa de saturação foi dispensada. A compressão isotrópica foi aplicada com incremento de pressão a taxa constante até o valor desejado. O cisalhamento foi conduzido sob deformação controlada, com velocidade de 1,5 mm/h, até deformações axiais próximas de 20%, limite do equipamento. Destaca-se que não há geração de poropressão, portanto a taxa de cisalhamento não influencia os resultados. A pressão confinante foi controlada automaticamente, e a carga axial medida por célula de carga interna com capacidade de 2600 kN. Na Figura 3.10 é possível observar os principais aspectos da amostra e do triaxial MTS.



(a) (b) (c)

Figura 3.10 – Equipamento triaxial MTS de altíssimas pressões (a) detalhes da amostra, (b) amostra posicionada no equipamento, e (c) equipamento com câmara fechada. Fonte: WAGNER (2025).

Com relação a variação volumétrica, esta foi determinada através da combinação de sensores internos (axial e diametral) e pela variação do volume do fluido confinante. Durante a compressão isotrópica e início do cisalhamento, utilizaram-se extensômetros internos MTS, com deformação axial obtida pela média de dois sensores fixados em posições diametralmente opostas. Já a deformação diametral foi calculada por um sistema de corrente

posicionado no meio da amostra, a qual mede a deformação através da variação na circunferência durante o ensaio.

Após o limite de curso dos sensores, a variação volumétrica foi estimada a partir da variação do volume do fluido de confinamento da câmara triaxial, descontando-se o efeito do deslocamento do pistão, conforme procedimentos da literatura. A variação total de volume foi, portanto, obtida pela combinação dessas medidas.

A correção da área da seção transversal considerou o efeito de embarrigamento, conforme LA ROCHELLE ET AL. (1988), observado apenas nas fases finais do ensaio. A correção de membrana foi desconsiderada devido à sua baixa influência nas tensões aplicadas. Após os ensaios, os corpos de prova foram armazenados para análise de quebra de grãos.

Para assegurar a validade do uso de diferentes equipamentos ao longo da pesquisa, WAGNER (2025) realizou um mesmo ensaio no triaxial de altas tensões do LEGG e no triaxial MTS, do LGV. Os resultados obtidos se mostram semelhantes, evidenciando a compatibilidade entre os dados produzidos por ambos os equipamentos.

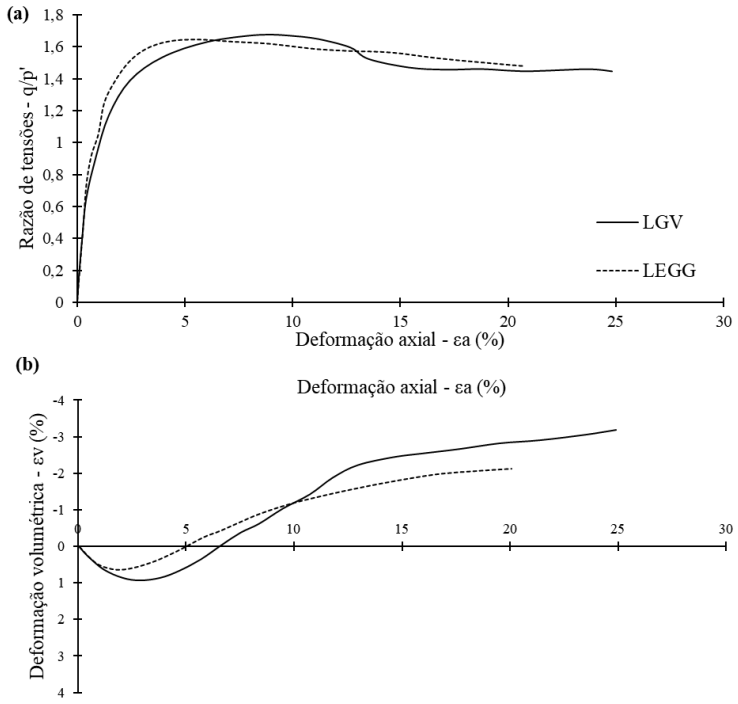


Figura 3.11 – Comparação de ensaios triaxiais do LEGG e do LGV (a) tensão-deformação (b) variação volumétrica. Fonte: adaptado de WAGNER (2025).

3.2.4 Avaliação da quebra de grãos e mudanças morfológicas

As amostras foram avaliadas através de ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação descrito na NBR 7181 (ABNT, 2025b). Esse método fornece apenas uma estimativa básica da extensão da quebra de grãos e permite verificar se houve alguma variação nas quantidades de partículas para cada faixa granulométrica em comparação com a granulometria original do material.

Dessa forma, visando uma análise quantitativa das alterações no tamanho e na forma das partículas dos rejeitos estudados, algumas amostras recuperadas após ensaios triaxiais foram submetidas a Análise Dinâmica de Imagens (DIA), através do analisador de partículas QICPIC/L06 da Sympatec, de propriedade do LGV. Em resumo, o equipamento consiste em uma câmera de alta velocidade que registra imagens individuais das partículas em movimento, permitindo a extração automática de parâmetros granulométricos e morfológicos a partir do contorno da imagem. O sistema apresenta uma ampla faixa de detecção, variando aproximadamente de 0,55 μm até 34 mm.

O sensor QICPIC/L06 foi utilizado em conjunto com a unidade de dispersão seca RODOS, responsável por promover a dispersão das partículas por meio de ar comprimido, com acelerações que podem atingir até 100 m/s.

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Conforme a Tabela 3.4, o programa experimental adotado para esta pesquisa foi dividido em 07 (sete) etapas, sendo descritos a seguir:

1. Na primeira etapa realizou-se os ensaios de caracterização, onde é possível determinar as características físicas, químicas e mineralógicas do rejeito de minério de ferro;
2. Na segunda fase, determinou-se as curvas de compactação e a definição dos níveis das variáveis controláveis referentes ao peso específico e teor de umidade;
3. A terceira fase constitui a execução dos ensaios resistência à compressão simples através da moldagem de corpos de prova, em triplicata, para as misturas estabelecidas com cimento Portland CP V – ARI em 1%, 3% e 5%;

4. Na quarta fase, realizou-se os ensaios de comportamento geotécnico a partir de ensaios triaxiais drenados (CID) e compressão oedométrica. A escolha para a condição CID se baseia no fato de que pilhas de rejeito são formadas baseando-se em condições de compactação em campo diante dos parâmetros de compactação, como o grau de compactação. Além disto, nesta etapa foram selecionadas uma ampla faixa de tensões confinantes, sendo elas 50 kPa, 150 kPa, 300 kPa, 1.000 kPa e 2.000 kPa;
5. A partir da definição do teor de cimento Portland, a quinta fase é composta pelos mesmos ensaios presentes na quarta fase, entretanto, adicionando-se cimento ao rejeito de minério de ferro;
6. A sexta fase consiste nos ensaios triaxiais de altíssimas tensões, realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas que integra o Laboratório de Geotecnia da Vale (LGV). As tensões confinantes empregadas foram 12 MPa, 40 MPa e 120 MPa, com o objetivo de avaliar o comportamento do rejeito em pilhas de grande altura. Desta forma, junto com os ensaios da fase 4, o material será submetido a diferentes níveis de tensões, visando representar diferentes fases de operação;
7. Por fim, a sétima etapa foca na análise de quebra, ou não, de partículas dos ensaios realizados na quarta, quinta e sexta etapa, a partir de análise granulométrica e Análise Dinâmica de Imagens (DIA).

Tabela 3.4 – Fases e ensaios do programa experimental.

Primeira Etapa	Preparação e caracterização dos materiais	Massa específica real dos grãos
		Análise Granulométrica
		Mineralogia (DRX)
		Composição Química (FRX)
Segunda Etapa	Definição das variáveis controláveis	Compactação Proctor
Terceira Etapa	Ensaios de comportamento mecânico do rejeito cimentado	Resistência à Compressão Simples
Quarta Etapa	Ensaios de Comportamento Geotécnico do Rejeito de minério de ferro	Triaxiais Drenados (50 kPa, 150 kPa, 300 kPa, 1.000 kPa e 2.000 kPa)
		Ensaio de compressão oedométrica (até 6400 kPa).
Quinta Etapa	Ensaios de Comportamento Geotécnico do Rejeito de minério de ferro cimentado	Triaxiais Drenados (50 kPa, 150 kPa, 300 kPa, 1.000 kPa e 2.000 kPa)
		Ensaio de compressão oedométrica (6400 kPa).
Sexta Etapa	Ensaios de Comportamento Geotécnico do Rejeito de minério de ferro	Triaxiais Drenados (12 MPa, 40 MPa e 120 MPa)
Sétima Etapa	Análise de quebra de grãos	Análise Granulométrica
		Análise Dinâmica de Imagens (DIA)

3.3.1 Variáveis Controláveis

O esforço de compactação é um dos fatores mais importantes que influenciam a compactação de materiais geotécnicos. A energia de compactação Proctor Normal, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2025), foi explorada nesta pesquisa.

Em relação às variáveis de peso específico aparente seco (γ_d) e teor de umidade (w), foram selecionados 03 (três) diferentes pontos de moldagem da curva de compactação, conforme apresenta a Figura 3.12.

A principal premissa por trás dessa escolha foi estudar o comportamento na condição ótima de compactação ($\gamma_{dmáx}$ e $w_{ót}$) e a variação do teor de umidade de modo a atingir um dos principais objetivos desta pesquisa: o efeito do teor de umidade de compactação. Os níveis foram escolhidos para abranger o ramo seco e o ramo úmido, bem como o aumento da porosidade com a redução do peso específico, mas mantendo-se o índice de vazios. Sabe-se que em obras geotécnicas de grande porte, tal como a disposição de rejeitos à seco, o material é mantido em uma área de secagem na qual permanece até atingir a umidade geotécnica necessária, entretanto, nem sempre as condições especificadas podem ser asseguradas, uma vez que por exemplo, têm-se a influência climática e outros fatores operacionais que podem afetar o grau de compactação desejado. Desta forma, entende-se que as variáveis controláveis selecionadas fornecem um amplo intervalo de comportamento geotécnico para o rejeito de minério de ferro.

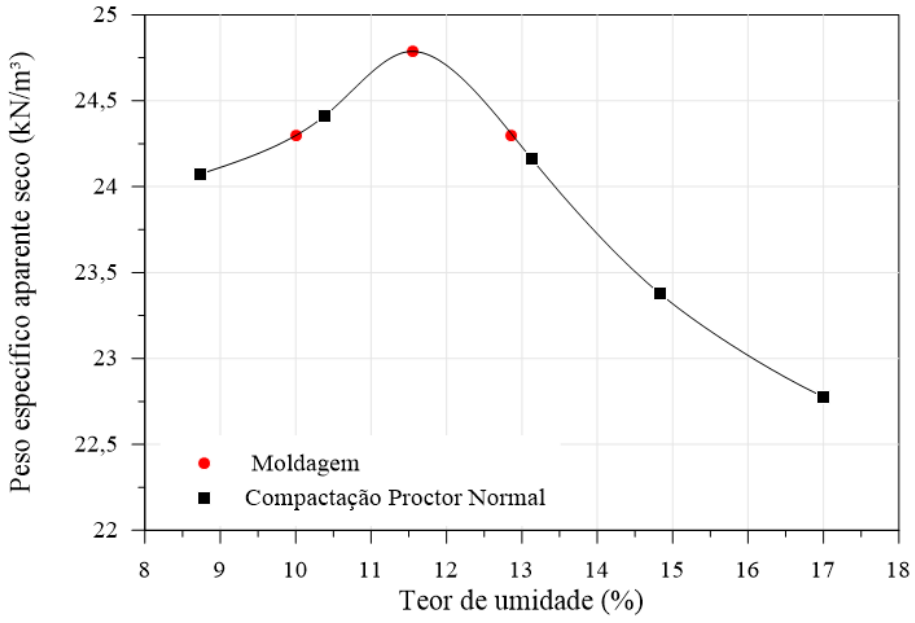


Figura 3.12 – Curva de compactação e definição dos pontos analisados

A partir do ponto de compactação ótimo ($\gamma_{dmáx}$ e $w_{ót}$), para explorar o efeito da porosidade e teor de umidade, foi aplicada uma redução de 0,5 kN/m³ no $\gamma_{dmáx}$ e com este novo valor de

peso específico, selecionou-se o ponto de compactação no ramo seco e ponto de compactação no ramo úmido. A Tabela 3.5 apresenta o resumo das variáveis controláveis.

Tabela 3.5 – Definição dos teores das variáveis controláveis adotadas no programa experimental.

Compactação	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m³)	Teor de umidade (%)
Ótimo	24,80	11,50
Ramo Seco	24,30	10,00
Ramo Úmido	24,30	12,80

3.3.1.1 Variáveis controláveis para o ensaio de Resistência à Compressão Simples

Para o ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS), as variáveis controláveis foram: peso específico aparente seco, teor de umidade e teor de cimento. A Tabela 3.6 apresenta o resumo das variáveis controláveis para este ensaio. Ressalta-se que o objetivo do ensaio de RCS é de avaliar o comportamento do efeito da cimentação, para a definição de um único teor de cimento CP V – ARI empregado nos demais ensaios.

Tabela 3.6 – Variáveis controláveis para os ensaios de resistência à compressão simples.

Compactação	γ_d (kN/m³)	teor de umidade (%)	Teor de cimento (%)
Ótimo	24,80	11,50	
Ramo Seco	24,30	10,00	1, 3 e 5
Ramo Úmido	24,30	12,80	

3.3.1.2 Variáveis controláveis para o ensaio de Compressão Oedométrica

Para os ensaios de compressibilidade, as variáveis controláveis foram: peso específico aparente seco e teor de umidade, conforme especificado na Tabela 3.5.

3.3.1.3 Variáveis controláveis para o ensaio de compressão triaxial

Para os ensaios de compressão triaxial drenados (CID), as variáveis controláveis foram: peso específico aparente seco, teor de umidade e tensão confinante. A Tabela 3.7 apresenta o resumo das variáveis. Quanto à tensão de confinamento, foram selecionadas tensões

considerando que representam níveis de tensões que abrangem tanto um comportamento sob baixas tensões quanto um comportamento para altas tensões.

Tabela 3.7 – Variáveis controláveis para o ensaio de compressão triaxial

Compactação	γ_d (kN/m³)	teor de umidade (%)	Tensão Confinante (kPa)
Ótimo	24,80	11,50	
Ramo Seco	24,30	10,00	50, 150, 300, 1.000 e 2.000
Ramo Úmido	24,30	12,80	

3.3.1.4 Variáveis controláveis para a análise de quebra de grãos

Para a análise de quebra de grãos, as variáveis foram: peso específico aparente seco, teor de umidade e a condição de contorno do ensaio. A Tabela 3.8 apresenta um resumo das variáveis controláveis para esta análise.

Tabela 3.8 – Variáveis controláveis para análise de quebra de grãos

Compactação	γ_d (kN/m³)	teor de umidade (%)	Tipo de Ensaio
Ótimo	24,80	11,50	Compressão Oedométrica e Triaxial (1000 kPa e 2000 kPa)

Para a variável de condição de contorno do ensaio, a análise de quebra de grão foi realizada para o ensaio de compressão oedométrica e triaxiais de alta tensão (p' = 1000 kPa e 2000 kPa), para avaliar a influência da consolidação unidimensional e consolidação isotrópica, seguida pela etapa de cisalhamento sobre a distribuição final do tamanho de grão. É importante ressaltar que corpos de prova triaxiais de baixa tensão de confinamento (p' = 50, 150 e 300 kPa) não serão contemplados na análise de quebra de grão, uma vez que esse fenômeno é desprezível para esse nível de tensões.

3.3.2 Variáveis Fixas

3.3.2.1 Variáveis fixas para o ensaio de Resistência à Compressão Simples

Para os ensaios de resistência à compressão simples, as variáveis fixas foram: energia de compactação normal, tipo de cimento, tempo de cura e temperatura de cura.

O cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V - ARI) foi escolhido como agente estabilizador. Este tipo de cimento está associado a valores de resistência elevados em períodos reduzidos (desenvolvendo mais de 80% da resistência nos primeiros sete dias de cura). Isso é interessante do ponto de vista prático, pois problemas de engenharia tendem a precisar de soluções rápidas, principalmente no que diz respeito a indústria da mineração.

O período de 7 dias foi escolhido como o tempo de cura da pesquisa, considerando que o cimento Portland CP V - ARI foi utilizado para o programa experimental, assim, este período de cura pode ser considerado como a escolha mais vantajosa.

A influência da temperatura em materiais geotécnicos cimentados tem sido extensivamente estudada na literatura atual. Considerando que esta lacuna da pesquisa já foi explorada, optou-se por definir a temperatura de cura desta pesquisa em 23ºC, representando uma temperatura ambiente média.

3.3.2.2 Variáveis fixas para o ensaio de compressão oedométrica

Para os ensaios de compressibilidade, as variáveis fixas foram: teor de cimento, tempo de cura, temperatura de cura e tensão máxima aplicada. Quanto ao raciocínio por trás das escolhas do tipo de cimento, teor de cimento, tempo de cura e temperatura de cura, aplica-se o exposto anteriormente.

A carga axial máxima utilizada nos ensaios de compressibilidade foi de 6400 kPa para todos os corpos de prova, considerando as limitações do equipamento, bem como, a disponibilidade de peso no laboratório. Além disso, ao utilizar uma carga final dessa magnitude, tanto o estado de baixas tensões quanto os de alta tensões podem ser analisados.

3.3.2.3 Variáveis fixas para o ensaio de compressão triaxial

Para os ensaios de compressão triaxial, as variáveis fixas foram: tipo de cimento, teor de cimento, tempo de cura, temperatura de cura e tipo de ensaio: Consolidação Isotrópica e Cisalhamento Drenado (CID).

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir do programa experimental proposto na Tabela 3.4, com foco na avaliação do efeito de diferentes condições de compactação, sendo denominados por ótimo, ramo seco e ramo úmido, no comportamento geotécnico de rejeito de minério de ferro, tanto não cimentados quanto cimentados, sob baixos e elevados níveis de tensão de confinamento.

As análises contemplam a influência dos teores de cimento e das tensões efetivas aplicadas no comportamento tensão–deformação, bem como investigam os mecanismos associados à quebra de grãos. Dessa forma, busca-se atender aos objetivos propostos, contribuindo para a compreensão integrada do comportamento desses materiais.

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Conforme as variáveis definidas na Tabela 3.6, a resistência à compressão simples (RCS) do rejeito de minério de ferro foi avaliada apenas para as misturas estabilizadas, através da adição de cimento Portland CP V - ARI. Para os materiais não cimentados, eventuais valores de RCS estariam associados predominantemente aos efeitos de sucção, não sendo representativos de um parâmetro de resistência intrínseco do material.

Os resultados obtidos encontram-se na Figura 4.1 e resumidos na Tabela 4.1. Os resultados foram correlacionados com o índice entre a porosidade/ teor volumétrico de cimento ($^{\eta}/_{C_{iv}}$), sendo possível a definição de critérios racionais de dosagem para misturas cimentadas.

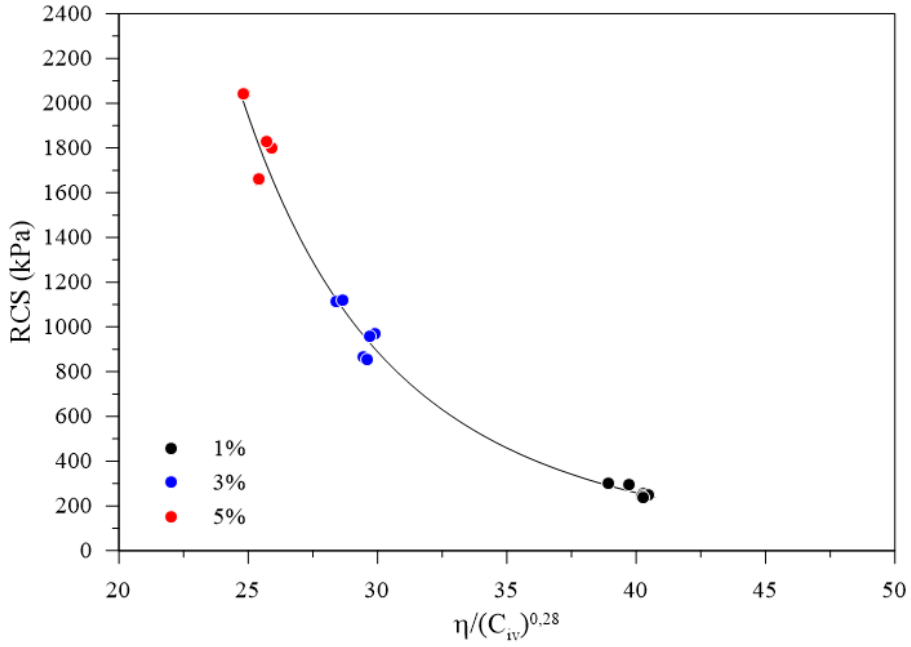


Figura 4.1 – Resistência à compressão simples em função do teor de umidade de moldagem.

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados obtidos para o ensaio de RCS

Compactação	Teor de cimento (%)	$\eta/(C_{iv})^{0,28}$	RCS (kPa)
Ótimo		39,33	298,02
Ramo Seco	1	40,36	252,10
Ramo Úmido		40,24	240,22
Ótimo		28,52	1117,50
Ramo Seco	3	29,81	965,00
Ramo Úmido		29,50	860,59
Ótimo		24,85	2042,49
Ramo Seco	5	25,81	1814,37
Ramo Úmido		25,42	1659,78

Para solos artificialmente cimentados há uma relação entre e porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), proposta por Consoli et al. (2007) em que é possível obter uma curva que ajuste a resistência à compressão simples em função deste índice, bem como uma única equação que represente o comportamento do material. Esta metodologia consiste na obtenção da curva porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) em relação a resistência à compressão simples, denominada curva de dosagem. A partir desta curva, é possível definir

qual a resistência pretendida conforme solicitações de projeto, e então pode-se obter qual o teor volumétrico de cimento e porosidade necessárias para atingir a resistência alvo.

De modo geral, é possível observar que o aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultaram em maiores valores de RCS. A redução da porosidade é proporcional a uma maior área de contato entre as partículas, intensificando o intertravamento das partículas e mobilizando o atrito, o que aumenta a resistência. Já o aumento do teor de cimento está ligado ao aumento das reações cimentícias, contribuindo também para o desenvolvimento da resistência. Este fenômeno físico-químico também foi evidenciado em diversos materiais geotécnicos cimentados, como solos estabilizados com cimento Portland (CONSOLI et al., 2007; CONSOLI et al., 2020; VELOSO MARQUES; CONSOLI; ALMEIDA E SOUSA, 2014), solos estabilizados com agentes cimentantes alternativos (CONSOLI et al., 2018a, 2019; MARTINATTO, 2021), rejeitos de mineração estabilizados com cimento Portland (BRUSCHI, 2023; CONSOLI et al., 2018b; SERVI, 2022) e rejeitos de mineração estabilizados com agentes cimentantes alternativos (BRUSCHI et al., 2021; PEREIRA DOS SANTOS et al., 2022).

Quanto a magnitude dos valores obtidos, as amostras moldadas na condição ótima apresentaram os maiores valores, seguido por amostras moldadas no ramo seco e por último, no ramo úmido. Este comportamento mostra que existe uma relação única conferida pela compactação em sua maior densidade e a umidade ótima, os quais afetam o comportamento geotécnico. Ao comparar o ramo úmido e o ramo seco, pode-se concluir que o teor de umidade e a densidade de compactação, também afetam as amostras analisadas. O teor de umidade está relacionado diretamente o desenvolvimento das reações cimentícias, uma vez que mudanças na quantidade de água tem grande efeito no desenvolvimento da cinética das reações e na precipitação dos produtos formados, os quais desencadeiam microestruturas diferentes e, consequentemente alteram a performance mecânica do sistema.

Por outro lado, de acordo com LAMBE; WHITMAN (1969) para solos não cimentados, no ramo seco têm-se baixo grau de saturação, e o método de compactação empregado pouco interfere na estrutura pois a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia aplicada, e geralmente origina-se estruturas floculadas com arranjo desordenado das partículas. Para maiores teores de umidade, no ramo úmido, ocorre maior repulsão entre as partículas e a compactação as orienta, sendo que o método de compactação empregado

influencia na estrutura final originando estruturas dispersas. O estudo de Consoli et al. (2007) para um solo estabilizado com diversos teores de cimento e mesmo índice de vazios, mostra que o aumento na RCS é observado com o aumento do teor de umidade, atingindo um patamar máximo no ponto de compactação ótimo, e logo após a RCS passa a reduzir, sendo que os autores atribuem o comportamento a estrutura criada durante o processo de moldagem e a quantidade de adição a água tem um papel fundamental na formação do estrutura.

A correlação evidenciada entre RCS e índice (η/C_{iv}) se mostrou adequada considerando a ampla combinação dos efeitos aqui estudados, com coeficiente de determinação (R^2) de 0,98. Este valor indica a viabilidade do índice para prever o comportamento RCS para rejeitos de mineração cimentados, corroborando com estudos anteriores de Bruschi et al., 2021; Consoli et al., 2017; Pereira dos Santos et al., 2022.

Desta forma, a Equação 4.1 representa o comportamento da RCS em função do índice (η/C_{iv}).

$$q_u(\text{kPa}) = 2\text{x}10^9 \left[\eta/(C_{iv})^{0,28}\right]^{-4,26} \qquad \text{Equação 4.1}$$

Através da equação, é possível selecionar de forma racional a melhor combinação de porosidade e teor de cimento para um projeto. Com base nos resultados obtidos, com o objetivo de determinar a variável fixa para a etapa 5 conforme o programa experimental, apresentado na Tabela 3.4, **o teor de cimento empregado será de 3 %**. Acredita-se que esta dosagem viabilize aplicações práticas do insumo, do ponto de vista econômico e financeiro. Além disto, outras pesquisas com rejeito de minério de ferro oriundo a mesma localidade foram desenvolvidas com esse teor, especificamente a de BRUSCHI (2023), em que o autor estudou o rejeito granular (areia siltosa) com baixo teor de óxido de ferro na composição mineralógica. Desta forma, têm-se uma abrangência sobre o comportamento do rejeito de minério de ferro da presente pesquisa, bem como o comparativo de comportamento com rejeitos advindos de outras etapas do processo de beneficiamento.

4.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Para a análise dos resultados de compressão oedométrica, os dados serão apresentados primeiramente para a análise não cimentada, análise cimentada e comparação de ambos. Esta

divisão foi criada para facilitar a exposição dos resultados, bem como, as explicações quanto ao comportamento evidenciado.

4.2.1 Comportamento não cimentado

Os resultados do ensaio de compressão oedométrica para amostras não cimentadas são mostrados na Figura 4.1. Em geral, as curvas da Figura 4.1 mostram o padrão clássico de diminuição do índice de vazios com aumento da tensão durante os estágios de carregamento até 6,4 MPa, devido ao fato de que o fluído intersticial é expelido em resposta à tensão aplicada e o solo é reorganizado em uma configuração mais densa, resultando em uma redução de volume e, em seguida, uma pequena recuperação após o descarregamento.

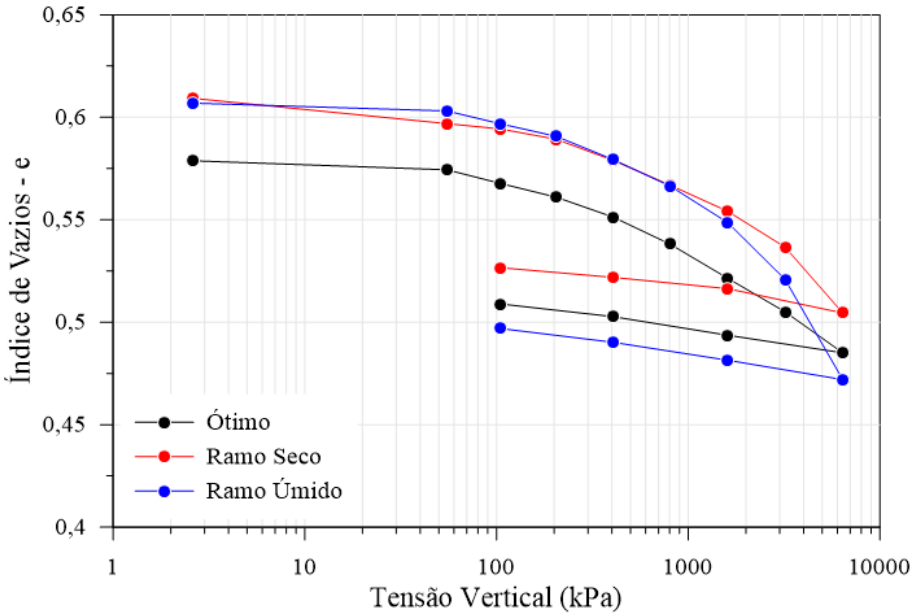


Figura 4.2 – Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro não cimentado.

Em relação ao comportamento evidenciado de tensão vertical e redução do índice de vazios, a amostra moldada no ramo úmido apresentou maior redução do índice de vazios, seguido pela amostra moldada na condição ótima e por fim, a amostra moldada no ramo seco. A amostra que foi moldada em condições ótimas apresentou o menor índice de vazios inicial, o que proporciona menos espaço para o rearranjo das partículas do rejeito, e consequentemente apresenta a menor variação de índice de vazios inicial e índice de vazios final. Ao comparar a influência do teor de umidade para amostras com mesmo índice de vazios inicial (ramo seco e ramo úmido), é possível observar que a amostra moldada no ramo úmido resultou em compressibilidade mais elevadas. Este comportamento é atribuído à interação entre as

partículas do rejeito que ficam lubrificadas e orientadas com a presença de água, sendo que a amostra se torna mais trabalhável e as partículas têm um intertravamento mais próximo.

Além disto, nota-se que o comportamento da amostra do ramo úmido e do ramo seco, inicialmente são semelhantes. Entretanto, a partir de 1600 kPa a amostra do ramo úmido tendeu a uma redução significante do índice de vazios, o que pode estar relacionado com a expulsão de água dos vazios com o aumento da tensão vertical. Como o índice de vazios das amostras não convergiram para um índice de vazios final semelhante, acredita-se que não ocorreu quebra dos grãos com o acréscimo da tensão vertical até 6,4 MPa e sim, apenas o rearranjo de intertravamento entre as partículas.

4.2.2 Comportamento cimentado

Os resultados do ensaio de compressão oedométrica para amostras cimentadas são apresentadas na Figura 4.3. Para todas as combinações analisadas foi evidenciado o comportamento esperado de que o aumento da tensão vertical até 6,4MPa ocasiona na redução do índice de vazios.

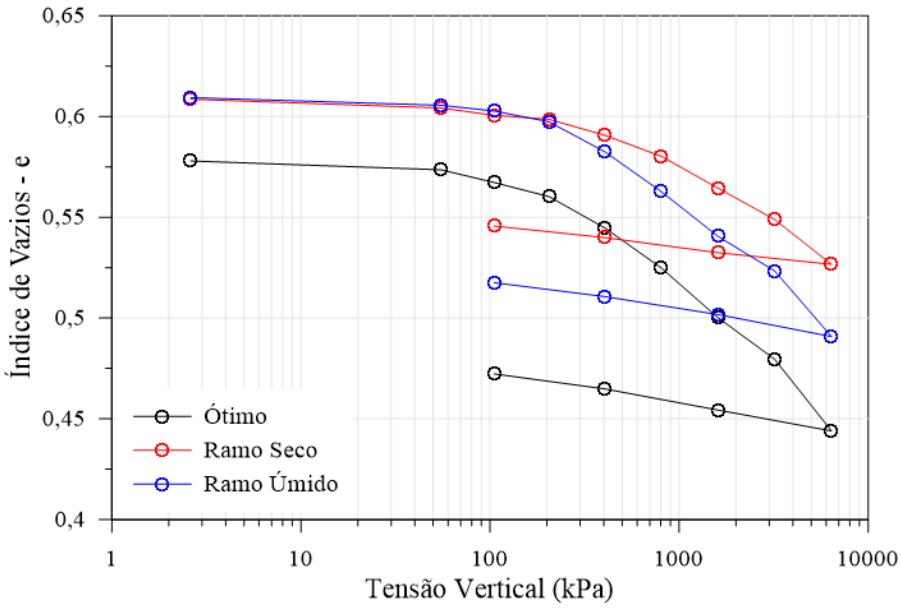


Figura 4.3 - Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro cimentado.

Em relação ao comportamento evidenciado de tensão vertical e redução do índice de vazios, pode-se perceber a distinção do comportamento com relação as amostras não cimentadas, especialmente para as amostras moldadas na condição ótima. Nesta condição, ocorreu a maior variação entre o índice de vazios inicial e índice de vazios final, mesmo que o índice de

vazios inicial seja inferior as demais amostras. Pode-se associar a variação significativa do comportamento com a quebra de cimentação entre as partículas, que ocorre próximo aos 800 kPa, bem como com o fato de que essa amostra se encontra na condição mais densa, onde as partículas aliadas à cimentação formam uma estrutura de maior intertravamento, fato corroborado pelos maiores valores de RCS obtidos.

Por outro lado, as amostras moldadas no ramo seco e no ramo úmido resultaram em menor compressibilidade. Isso atesta que, embora a adição de cimento altere a estrutura, a influência do teor de umidade no comportamento da redução do índice de vazios ainda apresenta o mesmo padrão, em que o aumento do teor de água lubrifica as partículas do solo, aumentando sua trabalhabilidade e resultando em arranjos finais mais compactos. Além disto, percebe-se também a influência do *fabric* inicial, uma vez que estas amostras apresentam o índice de vazios superior em relação à moldagem ótima, não sendo observada a quebra entre as partículas, visto que a tendência de comportamento é distinta da amostra mais densa.

4.2.3 Comparativo entre não cimentado e cimentado

Após analisar o efeito individualmente da cimentação, esta seção tem como objetivo discutir os resultados através do comparativo a partir de misturas não cimentadas e cimentadas. A Figura 4.4 apresenta o comportamento obtido para todas as amostras analisadas.

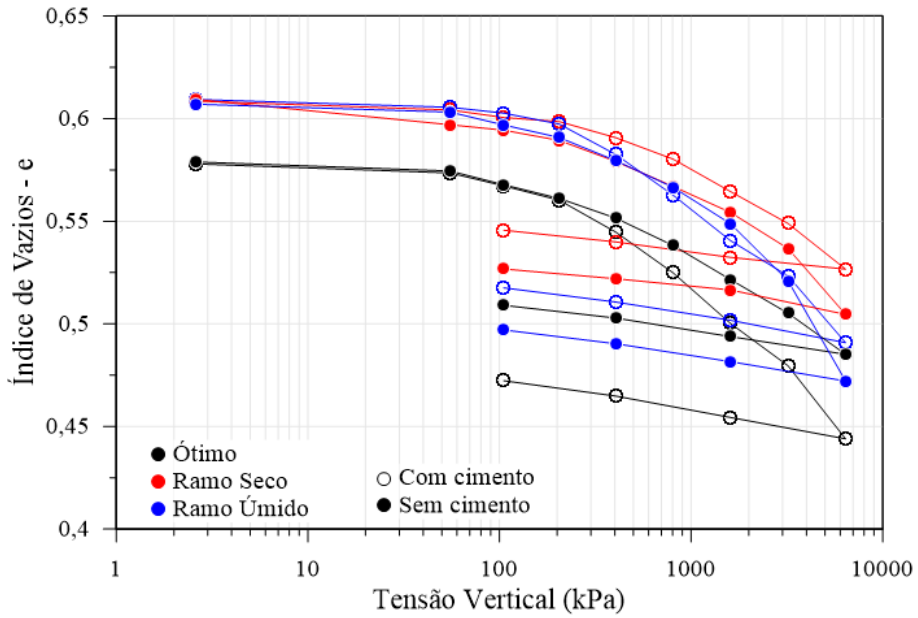


Figura 4.4 – Curvas de adensamento para o rejeito de minério de ferro cimentado e não cimentado

Ao analisar os dados da Figura 4.4 percebe-se que a adição de cimento tem um efeito positivo na compressibilidade final das amostras diante das condições iniciais de moldagem para o ramo seco e para o ramo úmido. Para as amostras na condição ótima, percebe-se que teve a maior variação de índice de vazios e que o comportamento próximo aos 800 kPa apresenta outra tendência, podendo-se associar com a quebra de cimentação entre as partículas. Desta maneira, as amostras do ramo seco e ramo úmido cimentadas apresentaram menor variação dos índices de vazios ao longo da faixa de tensões. Conforme apresentado por Bruschi (2023), a partir da tensão de 1MPa os índices de vazios das amostras tendem a convergir, indicando a ruptura das ligações cimentícias, contudo, os resultados apontam que não houve quebra da cimentação, em exceção para a condição ótima, e que também, a princípio, não ocorreu quebra dos grãos, uma vez que o índice de vazios de todas as amostras não converge para um único valor.

Percebe-se que com a adição de cimento nas amostras, maior será a tensão de pré-adensamento induzida pela cimentação entre as partículas e maior será a tensão vertical efetiva que pode ser sustentada em uma determinada proporção de vazios. Aliado a isto, tem-se o desenvolvimento de uma estrutura de solo mais rígida com a adição de cimento, quando comparado as amostras não cimentadas.

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos dos ensaios triaxiais CID para o rejeito de minério de ferro puro e cimentado.

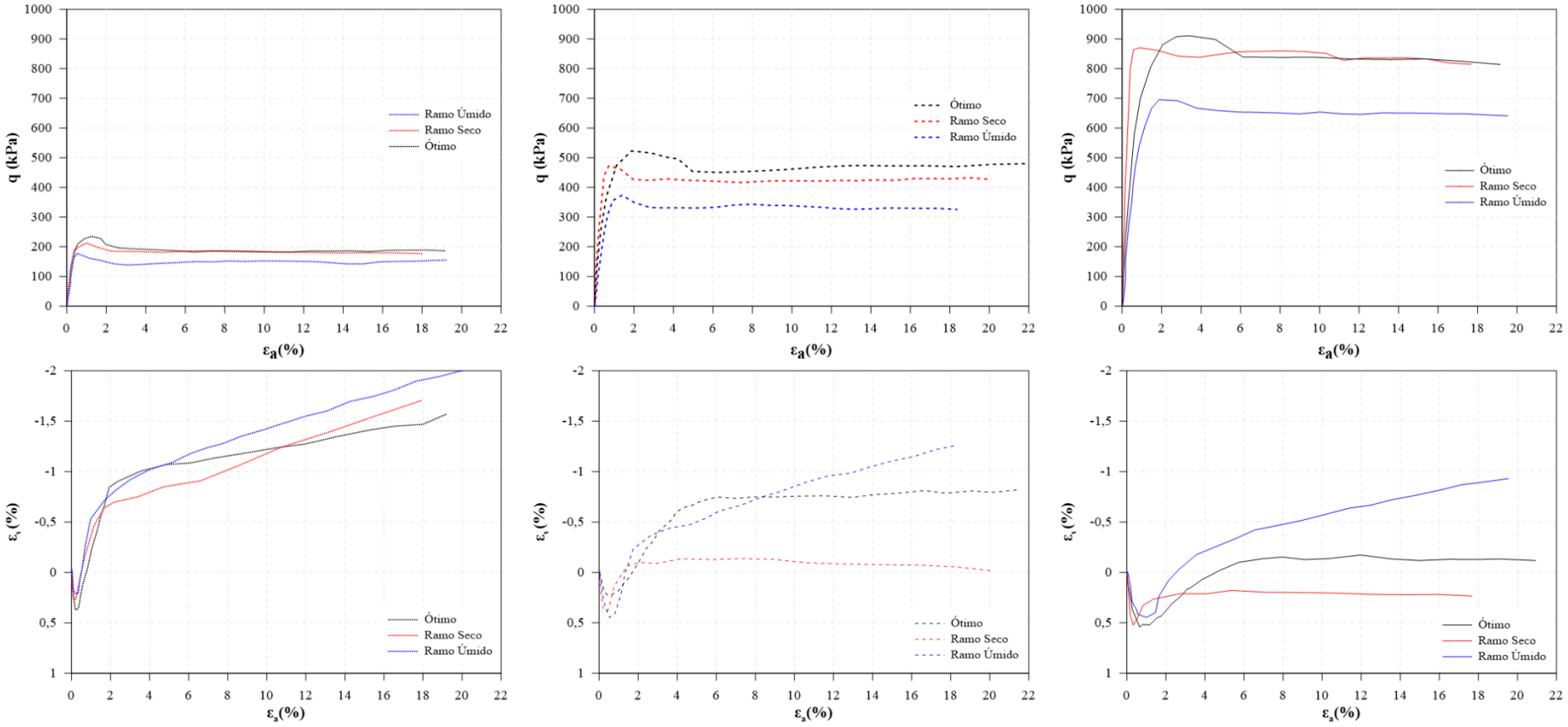
4.3.1 Comportamento não cimentado

Na Tabela 4.2 apresenta-se o resumo dos ensaios referente as distintas condições de compactação (compactação ótima, ramo seco e ramo úmido), para o rejeito de minério de ferro não cimentado. A Figura 4.5 apresenta o comportamento tensão-deformação e variação volumétrica, submetido a tensões de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Já na Figura 4.6, encontra-se as tensões de 1000 kPa e 2000 kPa.

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios triaxiais para o rejeito de minério de ferro não cimentado.

Amostra	Moldagem	Fim consolidação		Fim cisalhamento		
	e_0	e	p' (kPa)	e	p'_{pico} (kPa)	q_{pico} (kPa)
OT-50	0,59	0,58	77,49	0,61	126,53	240,73
RS-50	0,62	0,62	75,73	0,64	120,37	220,92
RU-50	0,62	0,62	63,93	0,65	109,59	180,54
OT-150	0,58	0,58	153,54	0,59	342,35	528,83
RS-150	0,61	0,61	159,55	0,61	320,96	479,27
RU-150	0,61	0,61	180,85	0,63	300,91	426,48
OT-300	0,59	0,58	372,32	0,58	602,11	915,91
RS-300	0,61	0,61	327,21	0,61	591,55	876,23
RU-300	0,61	0,60	338,15	0,62	564,72	792,48
OT-1000	0,59	0,58	1092,80	0,54	2131,49	3389,34
RS-1000	0,61	0,59	1120,14	0,56	1893,93	2690,97
RU-1000	0,61	0,58	1107,14	0,54	1990,61	2971,71
OT-2000	0,59	0,57	2227,22	0,49	3913,71	5771,01
RS-2000	0,62	0,60	2214,77	0,52	3806,39	5449,06
RU-2000	0,61	0,55	2171,03	0,51	3580,72	4707,92

OT: Ótimo, RS: Ramo Seco, RU: Ramo Úmido



(a) (b) (c)

Figura 4.5 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa.

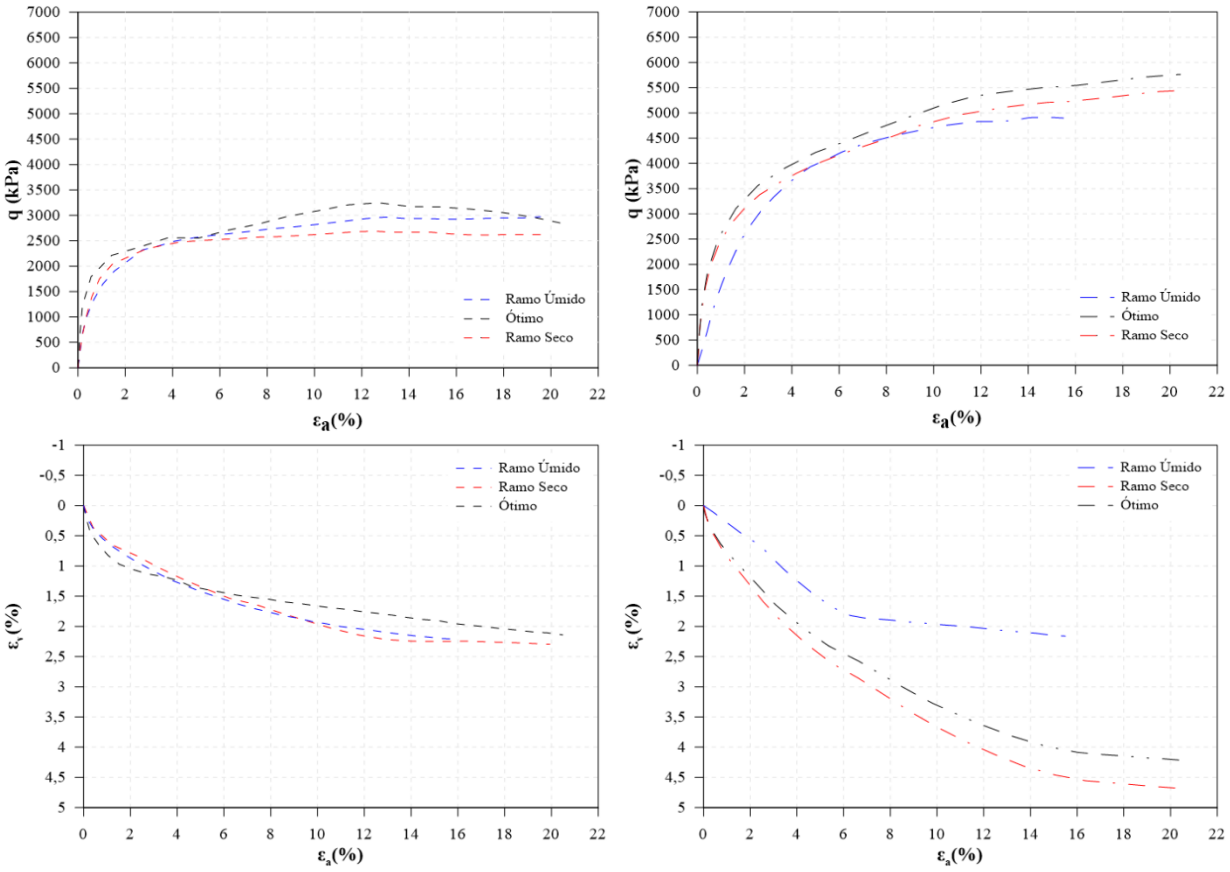


Figura 4.6 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa.

Conforme observado por Vick (1990), as características do comportamento tensão-deformação de rejeitos são, em geral, semelhantes às observadas em solos de granulometria similar., geralmente atingindo valores constantes. Para as amostras acima de p’ = 300 kPa, o pico de resistência se torna menos pronunciado visto o acréscimo na tensão confinante. Isto se deve ao fato de que o aumento das tensões confinantes tende a deformar os contatos entre partículas e restringir a dilatância, o que reduz a parcela de contribuição do intertravamento na resposta mecânica do material.

Em relação a variação volumétrica, as amostras até p’ = 300 kPa apresentam um comportamento inicial compressivo, seguido por um comportamento dilatante, enquanto para as amostras acima de p’ = 300 kPa o comportamento é puramente compressivo, condizente com a resposta de resistência. A magnitude da compressão é maior quanto maior a tensão confinante, e consequentemente, menor a magnitude da expansão após o pico de cisalhamento.

De acordo com os resultados expostos na Figura 4.5(a), (b) e (c) Figura 4.6 (a) e (b), o pico é mais acentuado para tensões de confinamento mais baixas, como em p' = 50 kPa devido à maior contribuição do intertravamento na resistência. Os maiores valores de resistência de pico (q) foi evidenciado nas amostras da condição ótima de compactação, seguida pelo ramo seco e pelo ramo úmido. Como esperado, este comportamento pode estar relacionado ao *fabric* formado durante a compactação: as misturas compactadas na condição ótima resultaram em arranjos com maior intertravamento entre as partículas (menor o índice de vazios), reduzindo a porosidade e induzindo uma área de contato maior entre as partículas do rejeito mobilizando o atrito, o que, por sua vez, aumenta a resistência. Entretanto, tal contribuição começa a ser reduzida em p' = 1000 kPa devido ao maior confinamento e à maior restrição ao movimento relativo entre as partículas.

Descartando-se a influência do índice de vazios, é possível observar que a resistência é diretamente afetada pelo teor de umidade. No ponto de ramo seco, observa-se que o comportamento é normalmente mais rígido e maior a resistência ao cisalhamento do que no ramo úmido. Este ganho de resistência é evidenciado até que o teor de umidade ótimo seja alcançado. Além disto, o pico para as amostras do ramo seco é atingido em deformações axiais menores, em torno de 1%, quando comparado com as outras condições de moldagem.

Com relação a influência das condições de compactação na variação volumétrica, não se observou uma tendência clara com relação a compressão inicial, uma vez que para p' = 50 kPa e 300 kPa a compactação ótima apresenta a maior compressão, enquanto seria esperado que para amostras mais densas, as partículas tenham menos espaço para se acomodar inicialmente. Com relação ao comportamento expansivo até p' = 300 kPa, as amostras do ramo úmido apresentaram a maior magnitude de expansão, uma vez que os valores de resistência são os menores.

Entretanto, conforme a tensão confinante aumenta para p' = 150 kPa e 300 kPa, observa-se que as amostras da compactação ótima e do ramo seco expandem, mas mantém-se em um nível constante após atingir o pico de cisalhamento, enquanto as amostras do ramo úmido, continuam aumentando a variação volumétrica. Este comportamento vai de encontro ao observado nos ensaios de compressão oedométrica da Figura 4.2, em que se observou que a a amostra do ramo úmido apresenta compressibilidade mais elevada (maior variação entre o índice de vazios inicial e final). Ainda, a amostra do ramo seco é a que apresenta a menor

magnitude de variação volumétrica para as tensões confinantes de p’ = 150 kPa e p’ = 300 kPa. Desta forma, pode-se entender que o teor de umidade também apresenta influência no comportamento da variação volumétrica, uma vez que mesmo que as amostras apresentem o mesmo índice de vazios, o comportamento de variação volumétrica difere quantitativamente. Geralmente, quando relacionadas ao índice de vazios as amostras mais densas (compactação ótima) apresentaria uma maior taxa de variação volumétrica ao se expandir, o que não ocorre, visto que a amostra do ramo úmido apresenta a maior magnitude de dilatância.

Já a variação volumétrica em p’ = 1000 kPa, não se observou uma diferenciação clara das condições de compactação, uma vez que o comportamento para todos os pontos está na mesma magnitude de valores. Entretanto, para p’ = 2000 kPa, o ramo seco e o ponto ótimo apresentam magnitudes de compressão similares. De fato, a tendência de comportamento foi observada em p’ = 300 kPa na compressão. Já o ramo úmido, apresenta a menor magnitude de compressão. Ressalta-se que, a mesma tendencia de comportamento volumétrico foi observada nas amostras cimentadas para p’ = 2000 kPa, que será apresentado posteriormente.

Resultados similares foram observados por GUEDES et al. (2024) ao avaliarem o comportamento de rejeito de minério ferro sob diferentes condições de compactação. Os autores concluem que no ramo seco o efeito do intertravamento e do atrito entre as partículas é menor do que no ponto ótimo, onde obtém-se um estado mais compacto e um *fabric* mais intertravado para a mesma e, quando ocorre o aumento do teor de umidade para o ramo úmido, as partículas maiores têm sua superfície “encapsulada” pelo recobrimento das partículas menores, preenchendo os vazios intergranulares.

Destaca-se que do ponto de vista geotécnico, este comportamento é bem fundamentado por LAMBE (1958), que explorou o efeito da energia de compactação na estrutura de um solo argiloso compactado sob diferentes teores de umidade e densidades. No ramo seco da curva de compactação, correspondente a baixos graus de saturação, a sucção matricial e as forças de atração interparticulares, como as forças de van der Waals, predominam sobre a energia de compactação aplicada, de modo que a estrutura resultante é pouco sensível a energia de compactação. Nessas condições, tende-se à formação de um *fabric* floculado, caracterizado por um arranjo desordenado das partículas e contatos interparticulares predominantemente do tipo aresta-face. À medida que o teor de umidade aumenta e o solo transita para o ramo

úmido, menor vai ser o efeito da força de van der Waals entre as partículas, o que favorece a dispersão e a orientação horizontal das partículas. Assim, o ponto de compactação passa a exercer influência significativa na estrutura final, promovendo *fabrics* mais floculados ou mais orientados.

Este modelo representa de forma simplificada a estrutura de solos argilosos compactados, ilustrado pela Figura 4.7, permitindo justificar as diferenças de comportamento diante dos efeitos da compactação, sendo que os que apresentam estrutura floculada (ramo seco), geralmente tem maior resistência e baixa compressibilidade do que o mesmo índice de vazios, porém em estado disperso (ramo úmido).

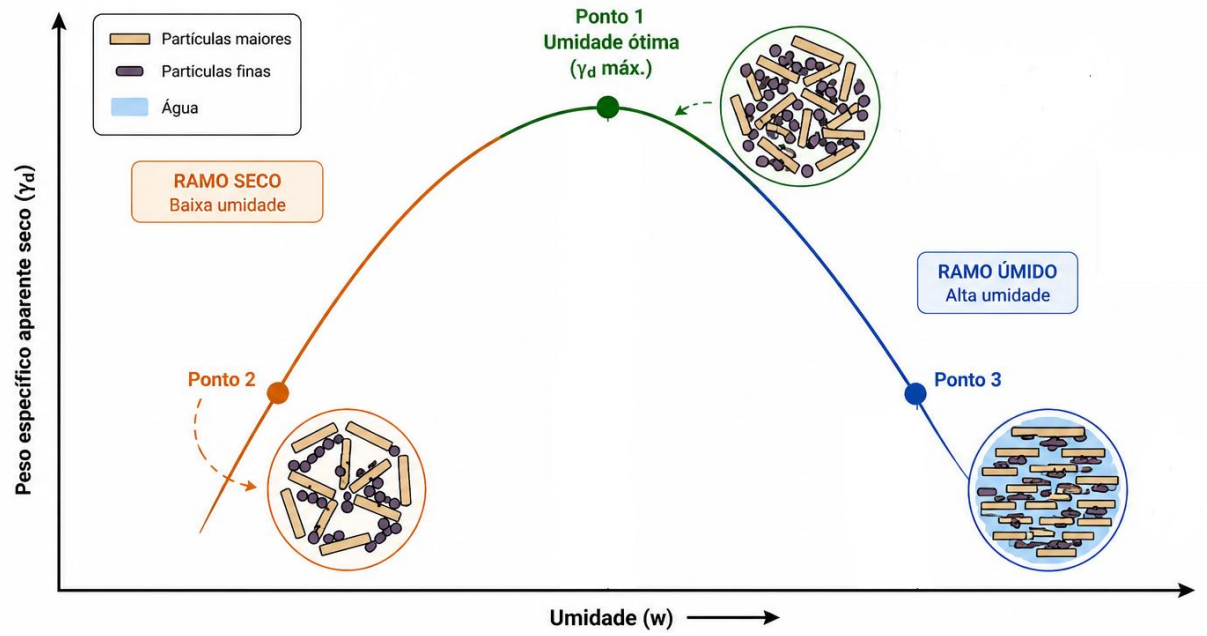


Figura 4.7 – Efeito da energia de compactação na estrutura de um solo argiloso. Fonte: Adaptado de LAMBE (1958).

Embora o comportamento fundamentado por LAMBE (1958). tenha sido originalmente proposto para argilas, e os resultados aqui apresentados refiram-se a um rejeito de minério de ferro não plástico e sem argilominerais, a aplicabilidade desse conceito vem sendo estendida aos rejeitos de mineração, conforme evidenciado por BRUSCHI et al. (2023) e GUEDES et al. (2024). Além disso, estudos como o de YEO; KIM; LEE (2023) demonstram que a presença de partículas de hematita, mesmo em matrizes predominantemente siltosas, exerce influência significativa no *fabric* e, consequentemente, no comportamento mecânico do material. Nesses sistemas, a resposta mecânica passa a ser governada pela interação entre o

empacotamento granular e a continuidade da matriz fina de hematita (ϕ < 10μm), evidenciando que mesmo na ausência de plasticidade e argilominerais, a evolução ao longo da compactação desempenha papel análogo ao observado em solos argiloso, sustentando a interpretação do comportamento dos rejeitos com base em conceitos de *fabric* e estrutura.

No que tange à rigidez das amostras, com base nos dados apresentados na Figura 4.5 e Figura 4.6, a maior rigidez é observada nas amostras do ramo seco (como indicado pela inclinação da curva tensão-deformação), seguida pelas amostras moldados na condição ótima e por fim, no ramo úmido. Essa observação sugere que a rigidez não pode ser simples e diretamente correlacionada com resistência e o índice de vazios inicial. Isto é, uma amostra mais resistente não é necessariamente mais rígida.

O desenvolvimento da rigidez é um fenômeno complexo que envolve não apenas o índice de vazios inicial, mas também outros fatores, como teor de umidade inicial e a estrutura do solo formada durante os procedimentos de compactação (*fabric*). CONSOLI et al. (2001) investigaram aspectos fundamentais do comportamento geotécnico de solos convencionais e encontraram um comportamento semelhante ao observado nesta pesquisa. Os autores observaram que as amostras compactadas com teores de umidade iniciais abaixo do teor ótimo resultaram em uma matriz de solo mais rígida, enquanto as amostras compactadas no ramo úmido da curva de compactação apresentaram os menores valores de rigidez. Esse comportamento foi associado à estrutura conferida pela compactação, principalmente densidade e a lubrificação das partículas da matriz de solo devido aos diferentes teores de umidade iniciais, conforme conceituado inicialmente por LAMBE (1958).

A determinação da degradação da rigidez na etapa de cisalhamento foi realizada a partir da das curvas tensão-deformação. Para tanto, utilizou-se a formulação da teoria da elasticidade (LAMBE; WHITMAN, 1969). A Figura 4.8 e

(a) (b)

Figura 4.9 apresentam o módulo cisalhante (G) para as condições de compactação analisadas, em função da tensão confinante.

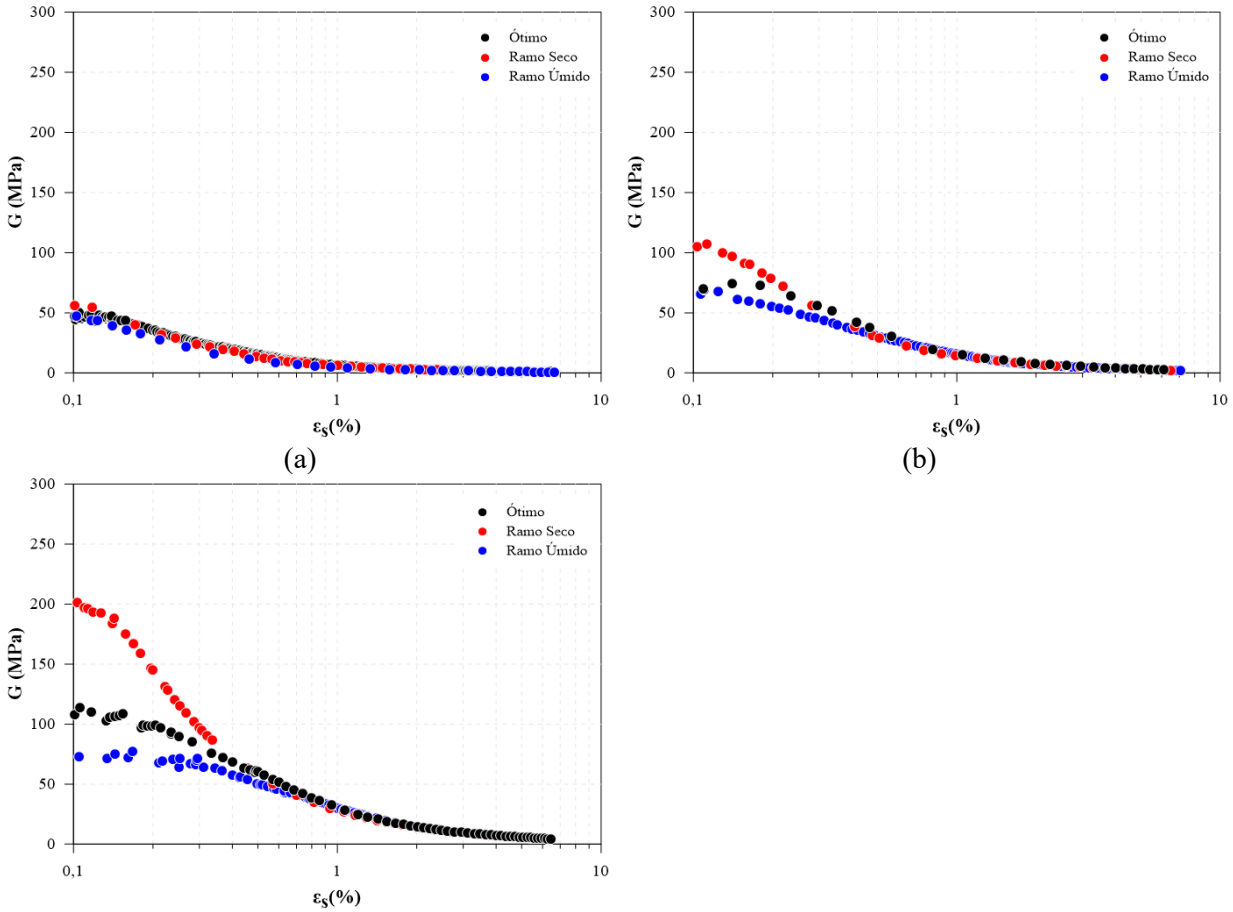


Figura 4.8 – Módulo Cisalhante: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa, (c) p’ = 300 kPa.

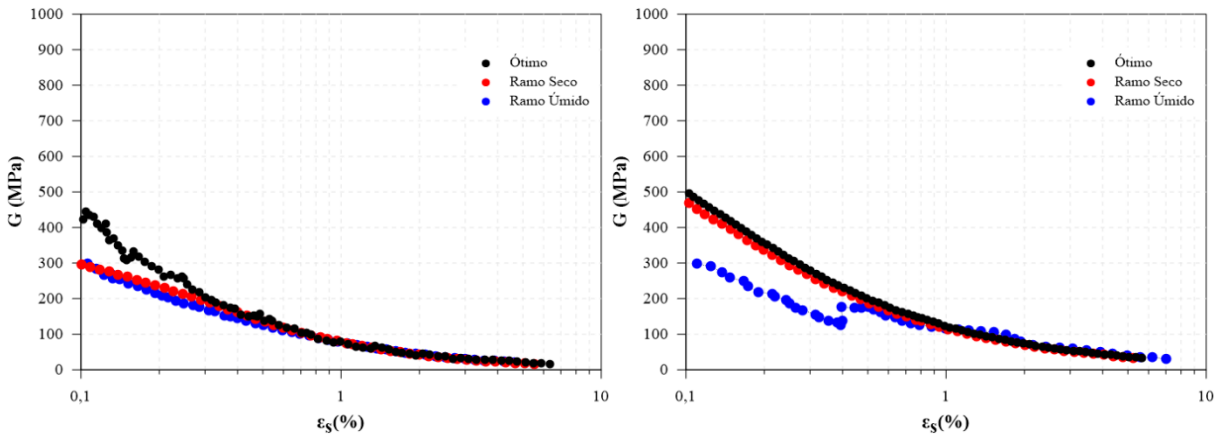


Figura 4.9 – Módulo Cisalhante: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa.

A partir dos dados apresentados, é possível confirmar a análise conduzida na Figura 4.5 e Figura 4.6 em relação à rigidez das amostras, em que a maior rigidez é evidenciada nas amostras do ramo seco, seguidas pelas amostras da compactação ótima e do ramo úmido.

Além disso, a magnitude da rigidez aumenta conforme o acréscimo das tensões confinantes, devido ao aumento do intertravamento. Este fenômeno é característico materiais granulares em geral, onde a resistência se da em função do atrito entre as partículas (LAMBE; WHITMAN, 1969).

4.3.1.1 Comportamento em altíssimas tensões

A Figura 4.10 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados sob tensão de confinamento de 12MPa e 40 MPa. Apesar das variações decorrentes do processo de moldagem de amostras secas, não foram observadas diferenças significativas nos índices de vazios para o cisalhamento. O comportamento tensão-deformação e variação volumétrica seguem a tendência observada nos ensaios com p’ = 2000 kPa, no qual a resposta foi totalmente compressiva, atingindo cerca de 10% de deformação.

Considerando que os ensaios foram conduzidos em condição seca e sob um único ponto de compactação, os efeitos da influência do teor de umidade e índice de vazios não puderam ser avaliados. Entretanto, os resultados permitem avaliar a magnitude da quebra de grãos, bem como fornecer uma aproximação das linhas de compressão isotrópica (LIC) e de estado crítico (LEC), que serão discutidas posteriormente.

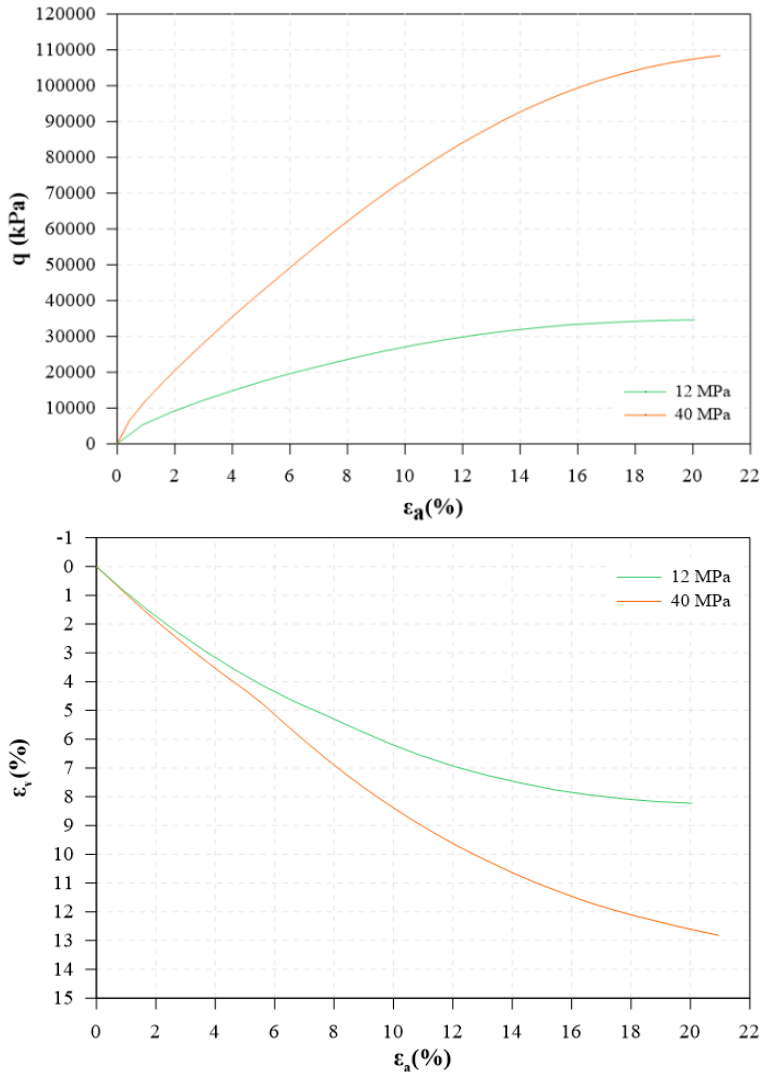


Figura 4.10 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica para p' = 12 MPa e 40 MPa.

4.3.2 Comportamento cimentado

Na Tabela 4.3 apesenta-se o resumo dos ensaios referente as distintas condições de compactação (compactação ótima, ramo seco e ramo úmido), para o rejeito de minério de ferro com adição de 3% de cimento Portland CP V – ARI. A Figura 4.11 apresenta o comportamento tensão-deformação e variação volumétrica, submetido a tensões de 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa. Já na Figura 4.12, encontra-se as tensões de 1000 kPa e 2000 kPa.

Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios triaxiais para o rejeito de minério de ferro cimentado.

Amostra	Moldagem	Fim consolidação		Fim cisalhamento				
	e_0	e	p' (kPa)	e	p'$_{pico}$ (kPa)	q$_{pico}$ (kPa)	p'$_{pós\ pico}$ (kPa)	q$_{pós\ pico}$ (kPa)
OT-3%-50	0,58	0,58	79,00	0,66	268,85	653,98	108,49	180,21
RS-3%-50	0,61	0,61	92,37	0,65	264,18	639,93	93,81	125,17
RU-3%-50	0,61	0,61	46,94	0,69	272,78	666,21	146,03	295,22
OT-3%-150	0,59	0,59	174,95	0,62	635,33	1460,26	365,29	651,21
RS-3%-150	0,61	0,61	186,68	0,64	563,62	1240,51	355,48	610,16
RU-3%-150	0,61	0,61	169,83	0,64	591,31	1320,85	503,00	1067,20
OT-3%-300	0,58	0,57	341,69	0,60	985,52	2067,79	670,86	1119,82
RS-3%-300	0,61	0,61	171,02	0,62	874,18	1723,92	624,71	979,28
RU-3%-300	0,61	0,60	246,62	0,62	898,39	1800,64	685,57	1158,70
OT-3%-1000	0,59	0,57	1121,77	0,56	2383,3	4141,23	2074,39	3216,89
RS-3%-1000	0,61	0,60	1047,17	0,60	2292,66	3876,36	1961,48	2877,27
RU-3%-1000	0,60	0,60	1088,72	0,59	2257,9	3770,2	1914,75	2737,58
OT-3%-2000	0,58	0,57	2106,59	0,55	4230,51	6692,78	3972,01	5911,28
RS-3%-2000	0,62	0,61	2205,24	0,56	4002,68	6013,24	3660,03	4979,44
RU-3%-2000	0,61	0,60	2196,30	0,58	4057,9	6174,51	3711,01	5129,11

OT: Ótimo, RS: Ramo Seco, RU: Ramo Úmido

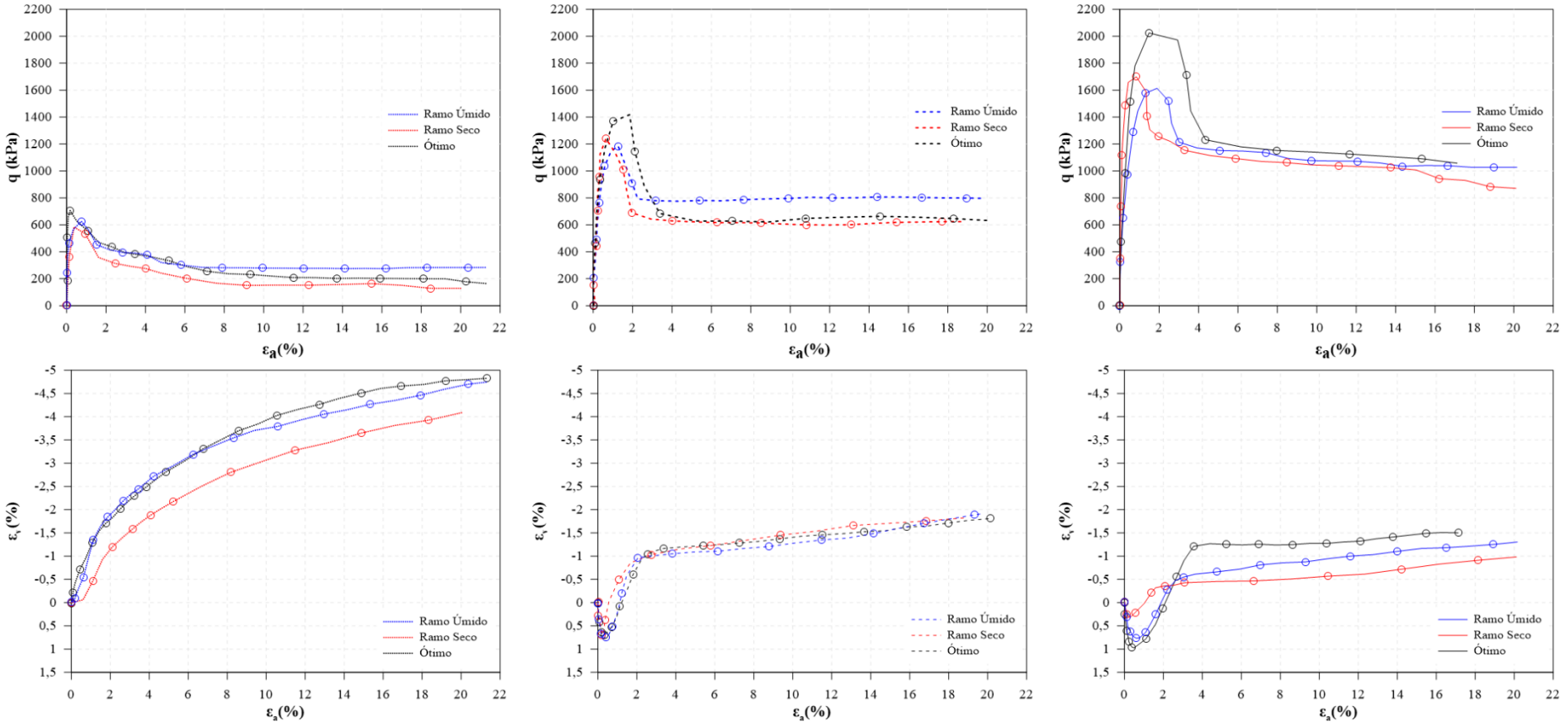
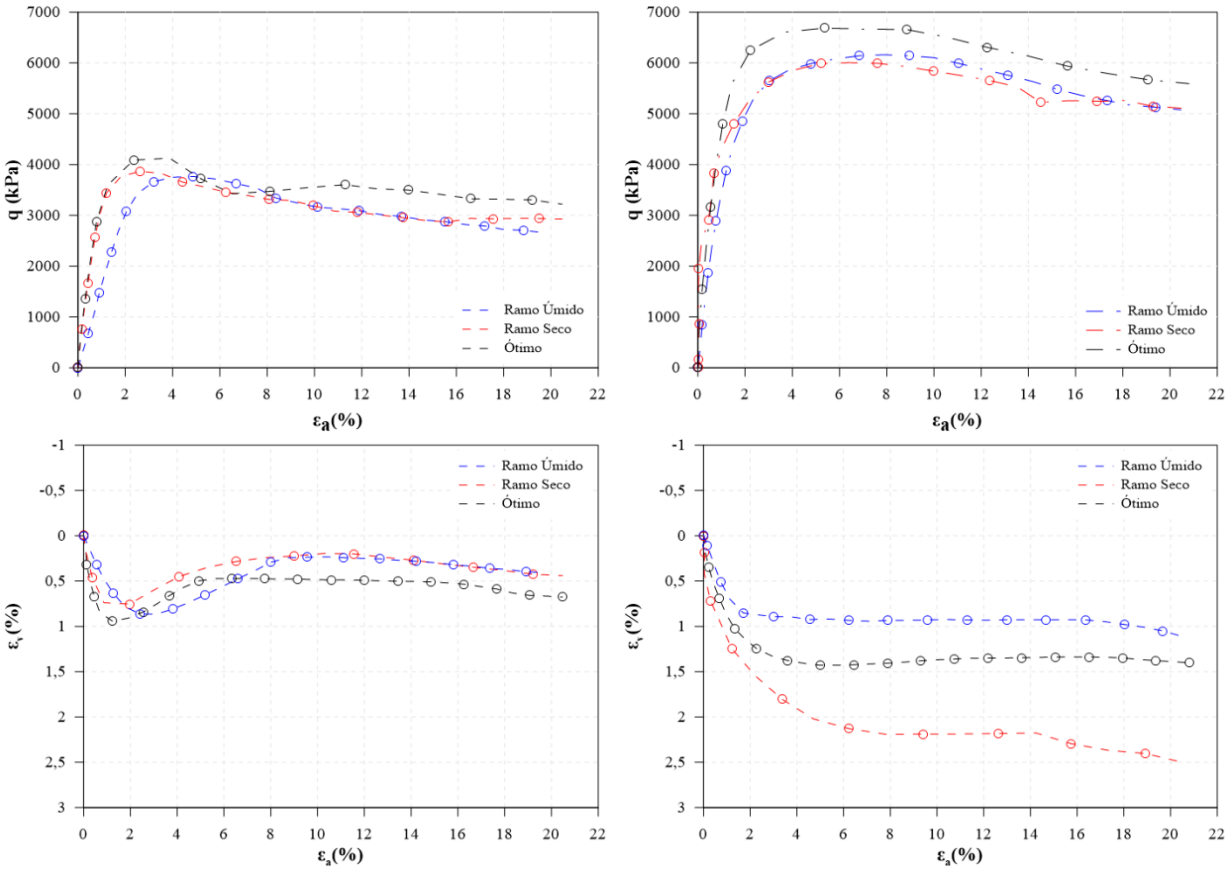


Figura 4.11 - Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas: (a) p' = 50 kPa, (b) p' = 150 kPa e (c) p' = 300 kPa.



(a) (b)

Figura 4.12 - Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas: (a) p' = 1000 kPa e (b) p' = 2000 kPa.

Diante do exposto, percebe-se que até p' = 300 kPa todas as amostras apresentam um comportamento tensão deformação típico de solos cimentados. De maneira geral, o comportamento é inicialmente rígido através da linearidade das curvas, o pico de resistência é bem definido e desenvolvido entre 0,2% a 2,5% de deformações axiais e, a queda de resistência após o pico é significativa, evidenciando o comportamento frágil. Essa constatação indica que, após atingir o pico de resistência, as tensões de cisalhamento diminuem de maneira significativa, principalmente se comparadas com as amostras não cimentadas. Após o pico, a curva tensão-deformação tende a diminuir para um valor residual de resistência.

Assim como no caso das amostras não cimentadas, o valor mais alto de tensão desviadora (q) para as amostras cimentadas foi observado na amostra de compactação ótima, para todas as tensões analisadas, indicando maior efeito da cimentação. Novamente, esse comportamento pode ser associado ao *fabric* inicial, em que a menor porosidade induz uma área de contato maior entre as partículas do rejeito, intensificando o encaixe e mobilizando o atrito, o que, por sua vez, aumenta a resistência. Ao remover a influência do índice de vazios e considerar o

teor de umidade, para as amostras do ramo seco e do ramo úmido, percebe-se que a magnitude atingida para a resistência de pico é muito semelhante, indicando que a cimentação predomina em relação ao teor de umidade do *fabric* inicial. Já quando se observa a resistência residual pós pico até p' = 300 kPa, as amostras do ramo úmido se mostram menos frágeis.

Para as tensões de p' = 1000 kPa e 2000 kPa, observa-se que o pico de resistência começa a ser reduzido devido ao maior confinamento e à maior restrição ao movimento relativo entre as partículas. Com relação a influência do teor de umidade, novamente as amostras do ramo seco e do ramo úmido apresentam o comportamento tensão-deformação muito semelhante, corroborando que o efeito da cimentação prevalece em relação ao *fabric* inicial.

Quanto a variação volumétrica, para tensão confinante de 50 kPa, todas as amostras apresentaram comportamento puramente dilatante, e conforme tem-se o aumento da tensão confinante para 150 kPa e 300 kPa, o comportamento passa a ser de compressão inicial, seguido de dilatação, uma vez que esse comportamento é típico para materiais geotécnicos densos. O comportamento compressivo inicial é devido ao ajuste/acomodação das partículas do rejeito, seguido do comportamento dilatante devido ao intertravamento dos grãos. Já para a tensão de p' = 1000 kPa, observa-se o comportamento compressivo acompanhando o pico de resistência, e logo após as amostras apresentam uma pequena expansão do índice de vazios. Por fim, para p' = 2000 kPa todas as amostras apresentam o comportamento puramente compressivo, ou seja, quanto menor a tensão confinante, maior o comportamento expansivo, justificando as amostras submetidas a 50 kPa de confinamento. Nestes casos, o intertravamento entre os grãos não é superado pelas tensões de consolidação e a amostra apresenta um comportamento dilatante durante o cisalhamento, ao contrário do que acontece para tensões mais elevadas.

Com relação a influência das condições de compactação e cimentação, nota-se que a magnitude dos valores é similar para as amostras de compactação ótima e ramo úmido, enquanto o ramo seco apresenta uma menor taxa de dilatação. Já para a tensão confiante de 150 kPa, as amostras cimentadas apresentam um comportamento inicial compressivo, seguido por um comportamento expansivo, sendo que a magnitude dos valores é muito próxima. Para a tensão confinante de 300 kPa, as amostras cimentadas também apresentam comportamento inicial contrátil, entretanto pode-se observar que a amostra da compactação ótima apresenta a maior taxa de compressão, mesmo que esta seja a de menor índice de vazios. Cabe ressaltar

que, conforme os resultados de compressão oedométrica para as amostras cimentadas apresentada na Figura 4.3, este ponto de compactação foi o que apresentou a maior compressibilidade, ou seja, a maior variação entre o índice de vazios inicial e final. Mesmo para tensões abaixo do que a esperada para a quebra de cimentação (~800 kPa no ensaio oedométrico), a amostra da compactação ótima apresenta desde aproximadamente 400 kPa mudança de comportamento para maior compressão do que, se comparado com a amostra não cimentada, e com relação as amostras do ramo úmido e do ramo seco.

Ressalta-se que para p’ = 2000 kPa, tanto o comportamento tensão-deformação quanto a variação volumétrica se mostram semelhantes aos observados nas amostras não cimentadas. Verifica-se que a maior magnitude de compressão ocorre no ramo seco, seguida pela condição de compactação normal e, por fim, pelo ramo úmido. Este comportamento leva ao entendimento de que, para este nível de confinamento a matriz cimentante ainda exerce influência durante a fase de cisalhamento, com a degradação progressiva das ligações cimentícias a partir de 15% de deformações, de modo que a resposta passa a ser governada pelo comportamento friccional do solo não cimentado. Esse resultado reforça que o estado de tensões atuante exerce papel fundamental no comportamento mecânico dos rejeitos de minério de ferro cimentados. No estudo de BRUSCHI et al. (2023), ao submeter o rejeito de minério de ferro a p’ = 3000 kPa, foi observada a ruptura das ligações cimentícias durante a consolidação, evidenciada pelas tensões desviadoras atingirem a mesma ordem de grandeza entre amostras cimentadas e não cimentadas. Desta forma, entende-se que mediante ao nivel de confinamento entre p’ = 2000 kPa e p’ = 3000 kPa, pode ocorrer a quebra das ligações cimentantes.

No que diz respeito a rigidez inicial das amostras, a Figura 4.13 e

(a) (b)

Figura 4.14 apresentam os resultados do módulo cisalhante (G) para as condições de compactação analisadas, em função da tensão confinante.

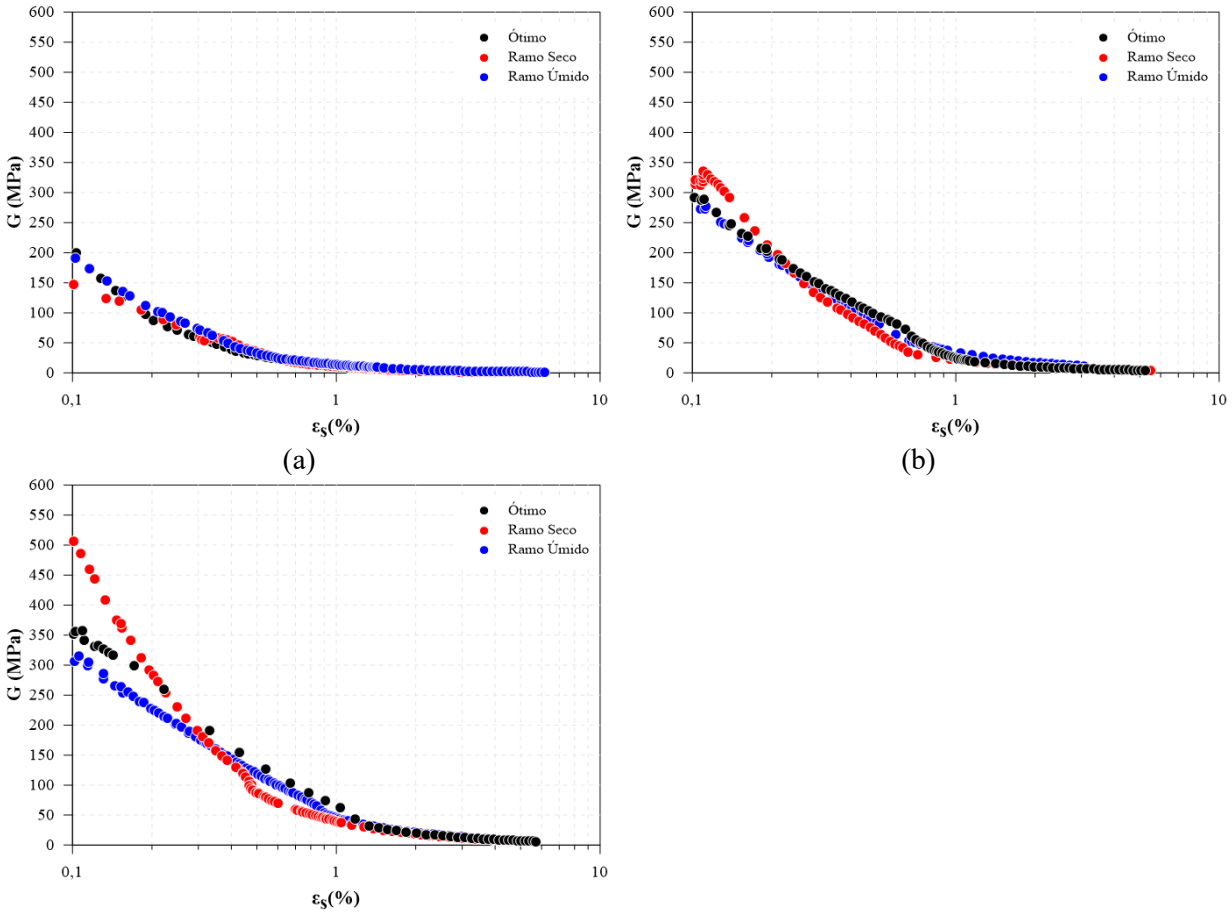


Figura 4.13 - Módulo Cisalhante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa

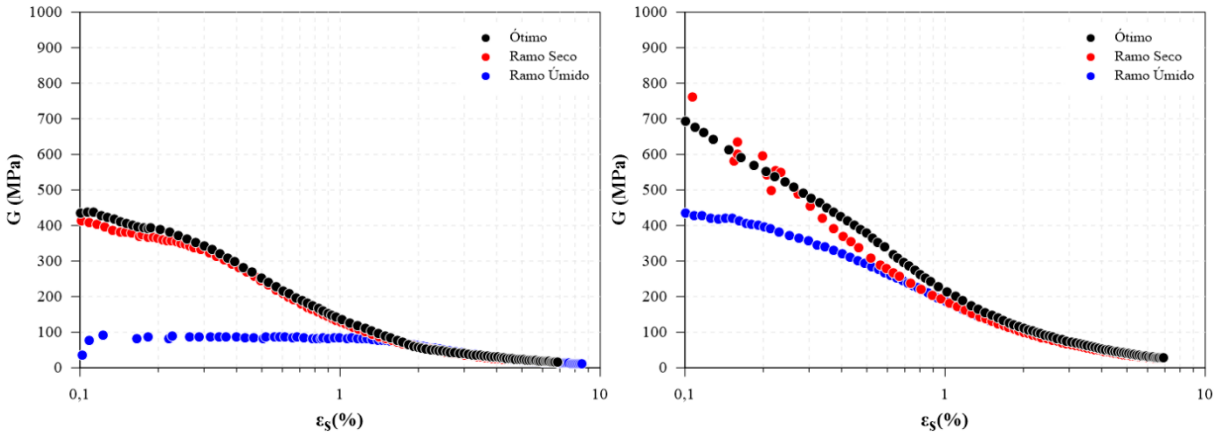


Figura 4.14 - Módulo Cisalhante para as amostras cimentadas: (a) p’ = 1000 kPa, (b) p’ = 2000 kPa.

Os resultados apresentados nas Figura 4.13 e

(a) (b)

Figura 4.14 corroboram a análise do comportamento tensão–deformação no que se refere à rigidez das amostras, evidenciando valores mais elevados para as amostras moldadas no ramo seco, seguidas pelas amostras compactadas na umidade ótima e, por fim, pelas do ramo úmido. Embora o efeito da cimentação e, possivelmente, do *fabric* tenha resultado em maior magnitude de resistência para a condição ótima, observa-se que a amostra do ramo seco e úmido apresentaram valores de resistência bastante semelhantes, o que não se verifica para a rigidez. Esse comportamento indica que a evolução da matriz de partículas finas com o aumento da umidade de moldagem exerce influência significativa sobre a rigidez do material, sem impactar de forma equivalente na resistência, que permanece predominantemente controlada pelas ligações cimentícias desenvolvidas. Além disto, o comportamento da rigidez é semelhante ao observado nas amostras não cimentadas, nas quais a rigidez não pode ser diretamente relacionada à resistência e ao índice de vazios inicial, mas sim a um fenômeno mais complexo, associado à estrutura imposta pelo *fabric*.

4.3.3 Comparativo entre não cimentado e cimentado

Após analisar o comportamento individualmente do rejeito de minério de ferro com e sem cimentação, esta seção tem como objetivo agrupar os resultados através do comparativo, de forma que fique mais fácil e compreensível as discussões abordadas anteriormente nos capítulos 4.3.1 e 4.3.2, bem como subsidiar as discussões sobre a resistência de pico e dilatância, apresentadas a seguir.

A Figura 4.15 e Figura 4.16 apresentam o comportamento obtido para todas as amostras analisadas.

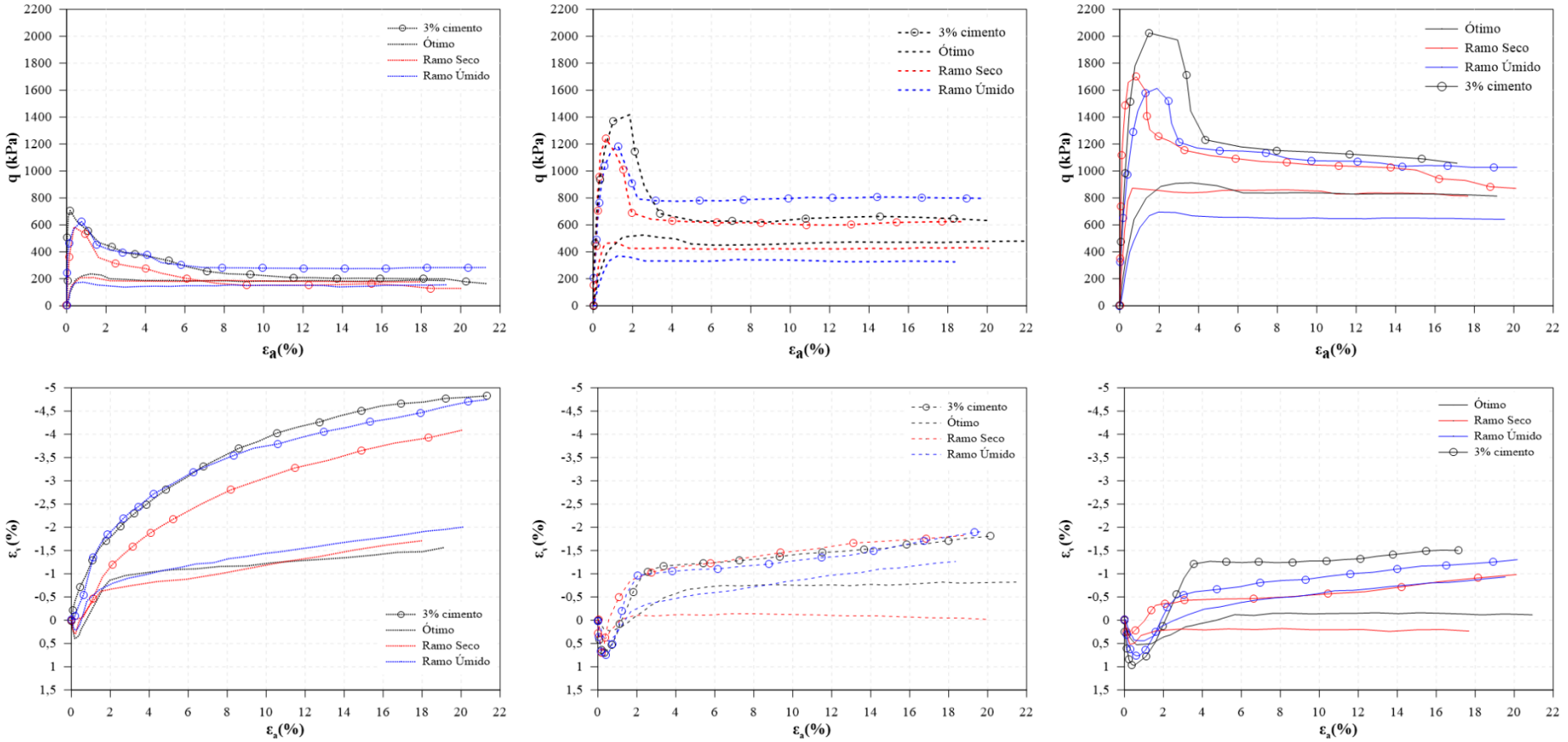


Figura 4.15 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas e não cimentadas: (a) p’ = 50 kPa, (b) p’ = 150 kPa e (c) p’ = 300 kPa.

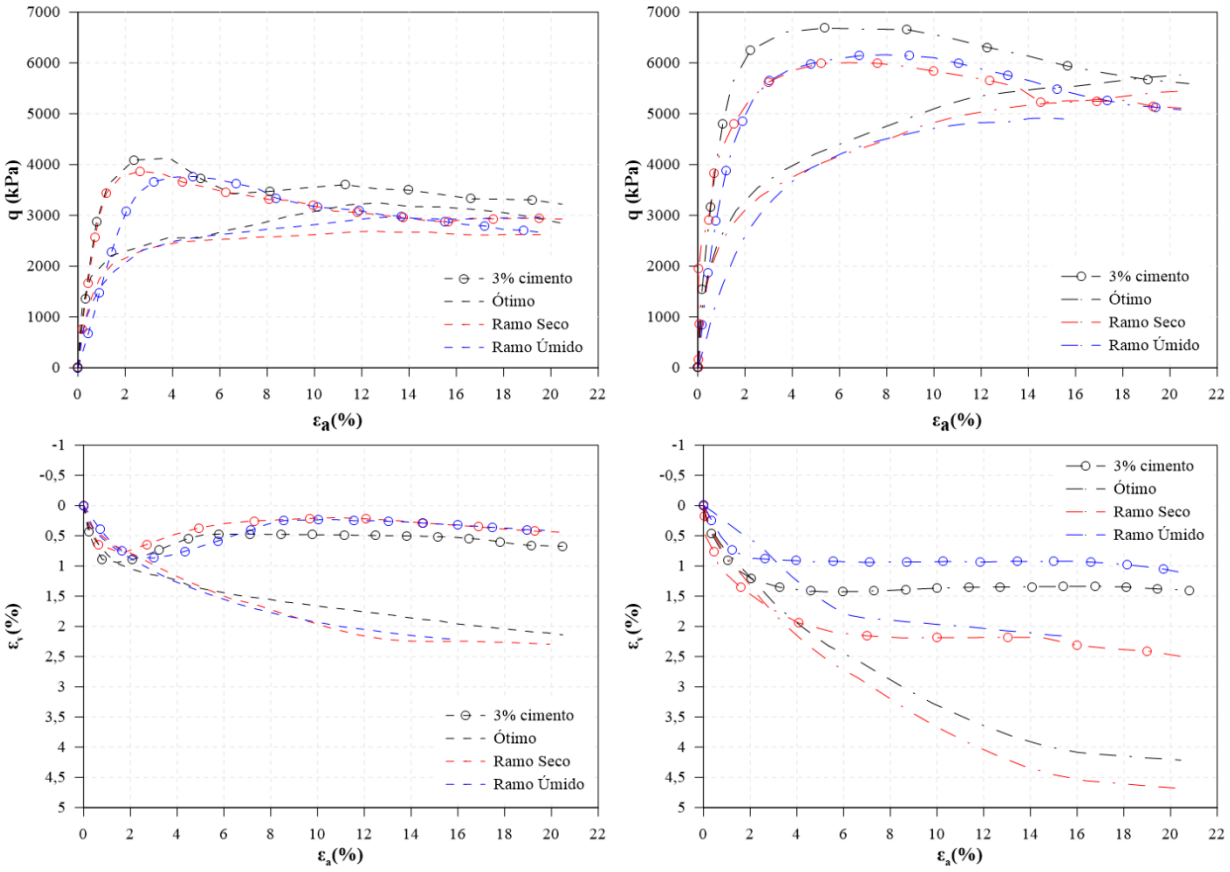


Figura 4.16 – Comportamento Tensão Deformação e deformação volumétrica em função da tensão confinante para as amostras cimentadas e não cimentadas: (a) p' = 1000 kPa, (b) p' = 2000 kPa.

A partir da Figura 4.15 e Figura 4.16, os efeitos da cimentação ficam evidente quanto ao comportamento do rejeito minério, o qual induz o aumento expressivo da resistência de pico e da rigidez inicial, além de modificar substancialmente o comportamento volumétrico do material. De acordo com LADE; OVERTON (1989), o aumento da rigidez causado pela cimentação claramente afeta o comportamento volumétrico, causando uma restrição da dilatância pré pico sendo que, o pico de resistência para as amostras é atingido quando o comportamento ainda é de contração, e a dilatância é gerada somente em função da desintegração da cimentação ao longo da zona de ruptura.

Neste sentido, para a condição de baixa tensão confinante de p' = 50 kPa, as amostras cimentadas exibem comportamento tipicamente frágil, caracterizado por pronunciado pico de tensão desviadora seguido de amolecimento pós-pico (*strain-softening*). Além disso, observa-se elevada tendência à dilatância após pequenas deformações axiais, evidenciada pela rápida expansão volumétrica do material. Em contraste, as amostras não cimentadas apresentam

menores valores de tensão desviadora e comportamento volumétrico menos dilatante, indicando predominância da resposta friccional.

Já para p’ = 1000 kPa, as amostras cimentadas ainda exibem maiores valores de tensão desviadora em relação às amostras não cimentadas, evidenciando que as ligações cimentantes continuam contribuindo para a resistência. Entretanto, diferentemente das condições de baixo confinamento, o comportamento pós-pico torna-se mais suave. Em termos volumétricos, observa-se predominância de comportamento contrátil, embora as amostras cimentadas apresentem menores magnitudes de compressão volumétrica em comparação às amostras não cimentadas. Destaca-se que este comportamento foi amplamente consolidado na literatura para areais cimentadas (CONSOLI et al., 2012b; COOP; ATKINSON, 1994), sendo estendidos para os rejeitos de mineração (BRUSCHI et al., 2023; CONSOLI et al., 2022).

Com o aumento para p’ = 2000 kPa, verifica-se o comportamento ainda mais dúctil, com curvas tensão–deformação tendendo à estabilização em deformações em torno de 12%, bem como a redução significativa do efeito da cimentação sobre a resistência de pico. As diferenças entre as amostras cimentadas e não cimentadas tornam-se menos pronunciadas, indicando degradação progressiva das ligações cimentantes. Do ponto de vista volumétrico, todas as amostras apresentam comportamento contrátil, com aumento das deformações volumétricas ao longo do cisalhamento.

De maneira geral, os resultados evidenciam que o aumento da tensão confinante promove uma transição gradual de um comportamento dominado pela cimentação (coesivo) para uma resposta predominantemente friccional, governado pela matriz granular sob maiores tensões confinantes. Nessas condições, a influência das ligações cimentantes sobre a resistência, rigidez e comportamento volumétrico torna-se progressivamente reduzida, fazendo com que o material apresente comportamento semelhante ao rejeito não cimentado.

4.3.4 Resistência de pico, pós pico e dilatância

Conforme apresentado nos capítulos anteriores, os ensaios realizados em amostras densas evidenciam a presença de um pico de resistência nas curvas tensão–deformação, o qual está associado ao intertravamento entre os grãos e ao comportamento dilatante do material. A

partir dos pontos de pico, torna-se possível determinar a envoltória de resistência ao longo da faixa de tensões e das condições de compactação.

Desta maneira, a Figura 4.17 apresenta as trajetórias de tensões para as amostras não cimentadas, destacando-se os pontos de pico e pós pico, cuja análise permitiu o ajuste de uma envoltória de resistência de pico (ou envoltórias de ruptura) para cada condição de compactação. Para isso, foi adotado um ajuste linear entre os pontos correspondentes às tensões máximas no espaço p':q, a partir do qual se determinou o ângulo de atrito efetivo de pico (ϕ'_p) e o pós pico (ϕ'_{pp}).

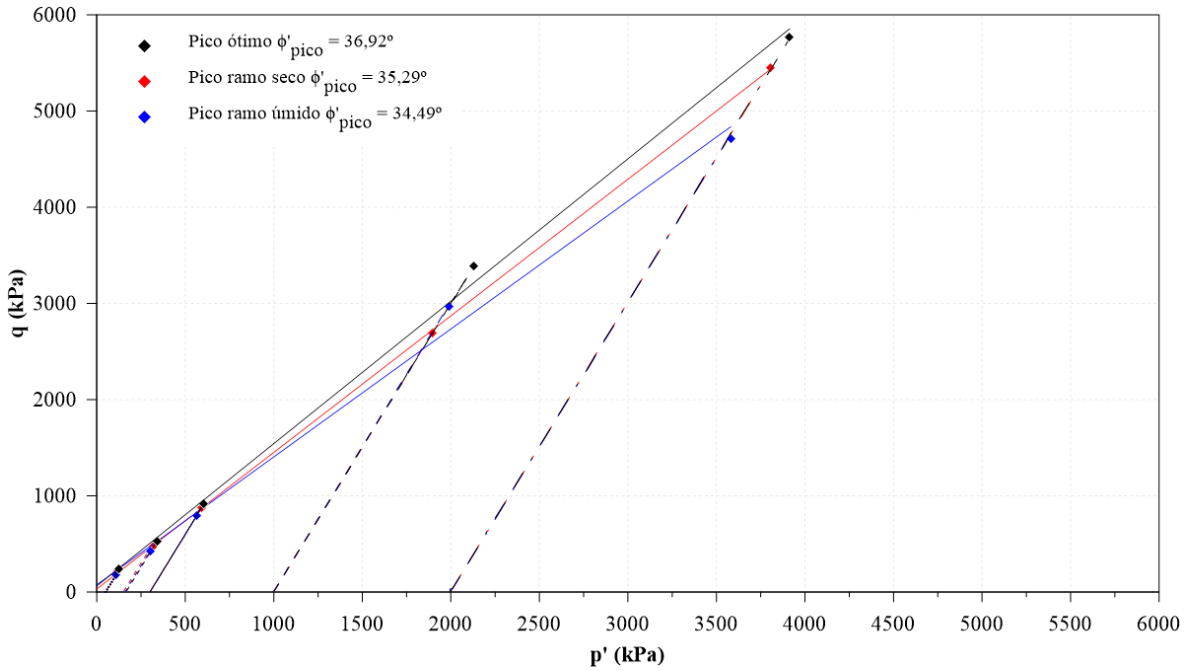


Figura 4.17 – Envoltórias de resistência para o rejeito de minério de ferro não cimentado.

Os resultados indicam que cada condição de compactação é ajustada por uma equação diferente, uma vez que as amostras compactadas na umidade ótima apresentam os maiores níveis de resistência, refletindo maiores valores de $\phi'_p = 36{,}92°$ quando comparadas às condições do ramo seco ($\phi'_p = 35{,}29°$) e do ramo úmido ($\phi'_p = 34{,}49°$). Esse comportamento está associado *fabric* inicial, que promove o melhor empacotamento das partículas e à maior densidade alcançada nessa condição. Adicionalmente, verifica-se que a envoltória de resistência é influenciada pelo teor de umidade, ou seja, para o mesmo índice de vazios, o ramo seco apresenta parâmetros de resistência superiores aos do ramo úmido, sendo que ambos permanecem inferiores aos obtidos na condição ótima. Este comportamento é

corroborado ao analisar as condições de compactação inicial em função da tensão confinante, conforme mostra a Figura 4.5 e a Figura 4.6.

A Figura 4.18 apresenta as trajetórias de tensões para as amostras cimentadas, destacando-se os pontos de pico e pós pico. Conforme discutido no item 4.3.2 e observando o comportamento das trajetórias de tensões, ao remover a influência do índice de vazios e considerar o teor de umidade, para as amostras do ramo seco e do ramo úmido, percebe-se que a magnitude atingida para a resistência de pico é muito semelhante, indicando que a cimentação predomina em relação ao teor de umidade do *fabric* inicial. Isto indica que a envoltória de ruptura pode ser ajustada por uma única equação para o ramo seco e para o ramo úmido, diferindo-se da condição sem cimentação apresentada na Figura 4.17.

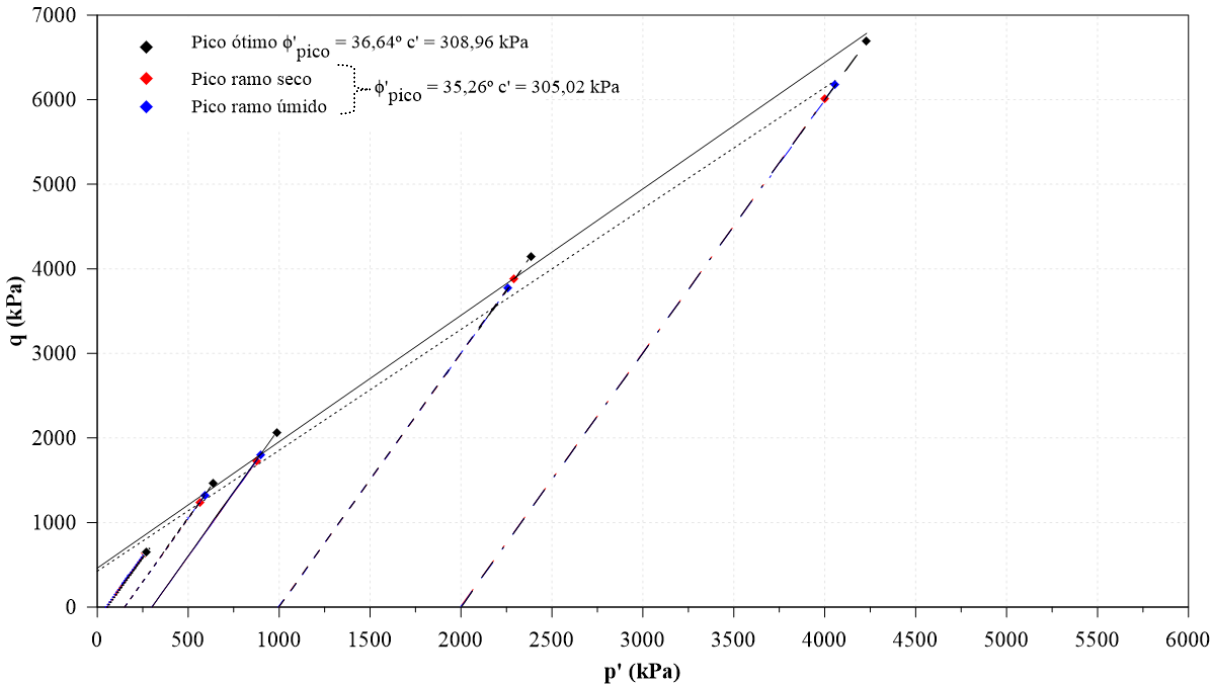


Figura 4.18 – Envoltórias de resistência para o rejeito de minério de ferro cimentado.

Quanto aos valores obtidos, a envoltória para a condição ótima reflete em um $\phi'_p = 36{,}64°$, apesar de ser irrisoriamente inferior ao valor obtido sem a cimentação ($\phi'_p = 36{,}92°$), acredita-se que a inclinação da envoltória de ruptura possa ser ajustada para um mesmo valor, de forma a combinar os efeitos os efeitos sem e com cimentação. A distinção se faz com relação a introdução do intercepto coesivo (c' =308,96 kPa), visto que materiais cimentados apresentam o comportamento com parcela coesiva introduzida pela cimentação artificial, que passa a existir por conta da aglomeração entre as partículas, sendo este influenciado tanto pelo

grau de cimentação quanto pelo arranjo entre as partículas, conforme introduzido por CLOUGH; SITAR; BACHUS (1981). Além disto, conforme os autores mencionam, o ângulo de atrito não é influenciado pelo grau de cimentação, mas sim pela densidade e pelo arranjo das partículas, sendo o valor do ângulo de atrito de um solo cimentado na mesma ordem de grandeza que o de solo não cimentado. Este comportamento para o rejeito de minério de ferro, conforme apresentado por CLOUGH; SITAR; BACHUS (1981) também é consistente com o descrito inicialmente por (MITCHELL, 1976) para solos estabilizados com cimento.

Uma vez que o ângulo de atrito é influenciado pelo arranjo das partículas, o valor obtido para uma única envoltória de ruptura para o ramo seco e para o ramo úmido fornece um $\phi'_p = 35{,}26°$, próximo ao determinado através da linha de tendência do ramo seco, e intercepto coesivo de 305,02 kPa. Isto é, para os resultados obtidos a cimentação predomina em relação ao *fabric* inicial, não sendo influenciada pelo aumento do teor de umidade.

Para a condição última, considerou-se que a envoltória de resistência passa pela origem, ou seja, intercepto coesivo c' = 0, sendo somente determinado o ângulo de atrito pós pico ϕ'_{pp}. Além disto, observa-se também a queda de forma acentuada após a ruptura através da diferença entre a posição das envoltórias de pico e pós pico.

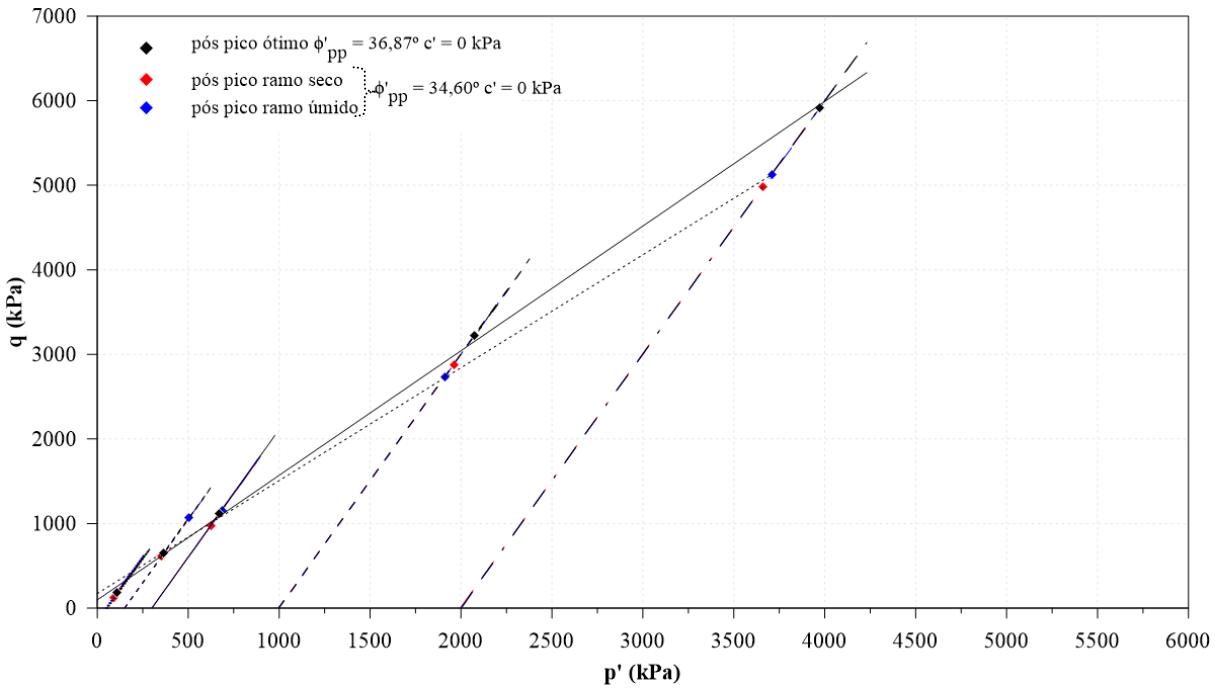


Figura 4.19 - Envoltórias de resistência pós pico para o rejeito de minério de ferro cimentado.

4.3.4.1 Espaço razão de tensões ($\eta = q/p'$)

A concentração de todos os ensaios triaxiais para as amostras não cimentadas, apresentado no espaço razão de tensões ($\eta = q/p'$): ε_a é exposta na Figura 4.20. Para a projeção de uma possível Linha de Estado Crítico (LEC), considerou-se o ajuste para o M para os ensaios de p' = 2000 kPa (cimentados e não cimentados), 12 MPa e 40 MPa, uma vez que o ponto final representa uma estabilidade em relação a variação volumétrica e tensão desvio. Em consequência, observa-se que os valores de η tendem a se aproximar de M = 1,39 com o desenvolvimento de deformações cisalhantes apenas para a faixa mencionada, enquanto as amostras com maiores valores de η apresentam maior variabilidade após o pico devido à localização de deformações e erros associados a correção de área das amostras densas durante o cisalhamento, indicando também que não existe uma tendência em direção ao estado crítico para os níveis de tensões abaixo de p' = 2000 kPa.

Além disto, ao normalizar as tensões ($\eta = q/p'$), o impacto da tensão de confinamento pode ser verificado. Nota-se que ao retirar a influência da tensão de confinamento através da normalização, pode-se observar o comportamento de que com o aumento da tensão confinante, o pico da tensão normalizada decresce, se torna menos pronunciado e se apresenta para uma maior deformação.

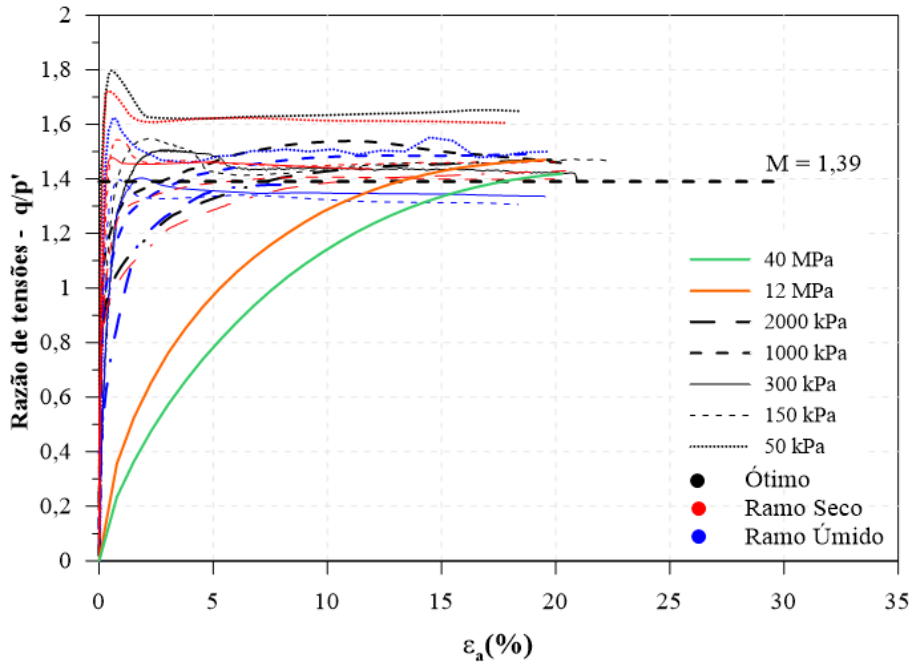


Figura 4.20 – Curvas razão de resistência-deformação axial para amostras não cimentadas

Já ao analisar a razão de resistência para as amostras cimentadas, conforme a Figura 4.21, observa-se que nas tensões confinantes mais baixas, têm-se um pico mais pronunciado e uma menor deformação, devido a uma maior influência da cimentação no comportamento do material. Com o aumento da tensão confinante, assim como observado nos ensaios realizados sem cimentação, o pico deixa de ser tão pronunciado.

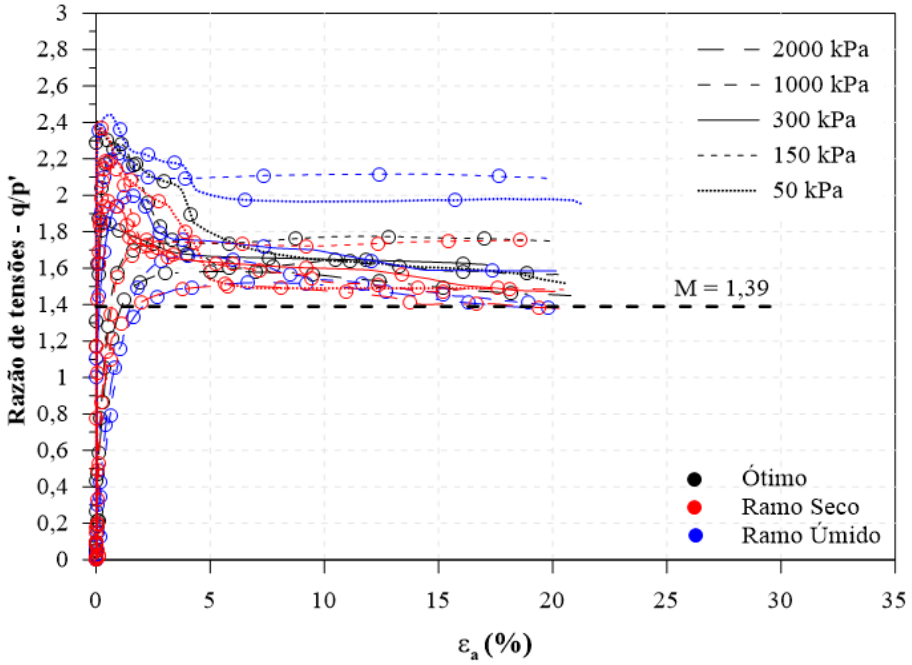


Figura 4.21 – Curvas razão de resistência -deformação axial para amostras cimentadas.

A análise conjunta apresentada na Figura 4.22 evidencia que em níveis mais elevados de tensões confinantes, a resposta mecânica do material torna-se independente da presença de cimento, indicando que as ligações interpartículas são rompidas ao longo do carregamento, sendo o cisalhamento, neste caso, o mecanismo responsável pela destruição da estrutura cimentada.

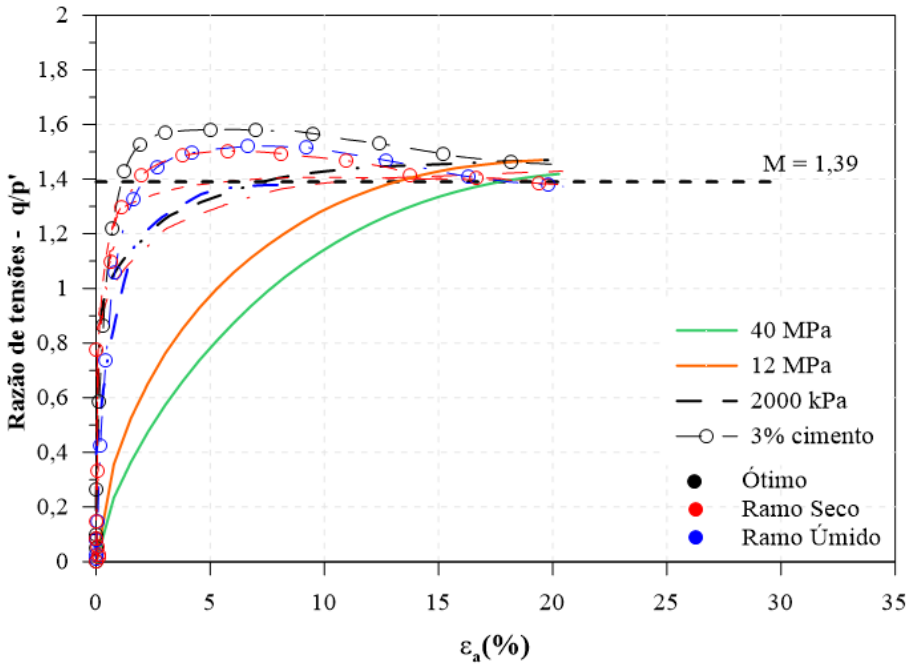


Figura 4.22 – Comparativo entre as curvas razão de resistência -deformação axial para p' = 2000 kPa, 12MPa e 40 MPa.

Quanto ao valor obtido para M = 1,39, CONSOLI et al. (2025b) demonstra que a adição de 3% de cimento Portland em um rejeito de minério de ferro, confere o incremento de M =1,34 para M = 1,39. Entretanto, a LEC se mostra aparentemente única para o rejeito com e sem cimento, conforme discutido no capítulo 2.3.4, havendo deslocamentos da LEC para teores de cimento acima de 3%.

4.3.4.2 Comportamento tensão-dilatância

A dilatância (D) pode ser definida como a razão entre os incrementos de deformação volumétrica (ε_{vol}) e os incrementos de deformação distorcional (ε_s), constituindo um parâmetro fundamental para a interpretação do comportamento volumétrico durante o cisalhamento. A combinação entre a razão de tensões ($\eta = q/p'$) e a dilatância conduz à definição da constante M, correspondente ao valor de q/p'no estado crítico, condição em que não há variação volumétrica, isto é, ${}^{\delta\varepsilon_{vol}}/_{\delta\varepsilon_s} = 0$. Destaca-se que incrementos negativos de deformação volumétrica, associados a comportamento dilatante, implicam valores de D > 1, enquanto incrementos positivos de deformação volumétrica, característicos de comportamento compressivo, estão relacionados a valores de D < 1. Além disto, o comportamento de solos cimentados pode ser compreendido como a combinação de duas parcelas distintas: uma

componente predominantemente coesiva, associada às ligações cimentícias, e uma componente essencialmente friccional, relacionada à dilatância do material.

Ao analisar os ensaios do rejeito de minério de ferro não cimentado, no espaço η:$^{\delta\varepsilon_{vol}}/_{\delta\varepsilon_s}$, através da Figura 4.23, observa-se um comportamento puramente friccional, independentemente do seu estado inicial, no qual as resistências de pico estão associadas à menor taxa de dilatância. O valore de M =1,39 definido anteriormente, foi plotado nos gráficos, o qual corresponde a uma possível taxa de dilatância igual a zero (condição de estado crítico).

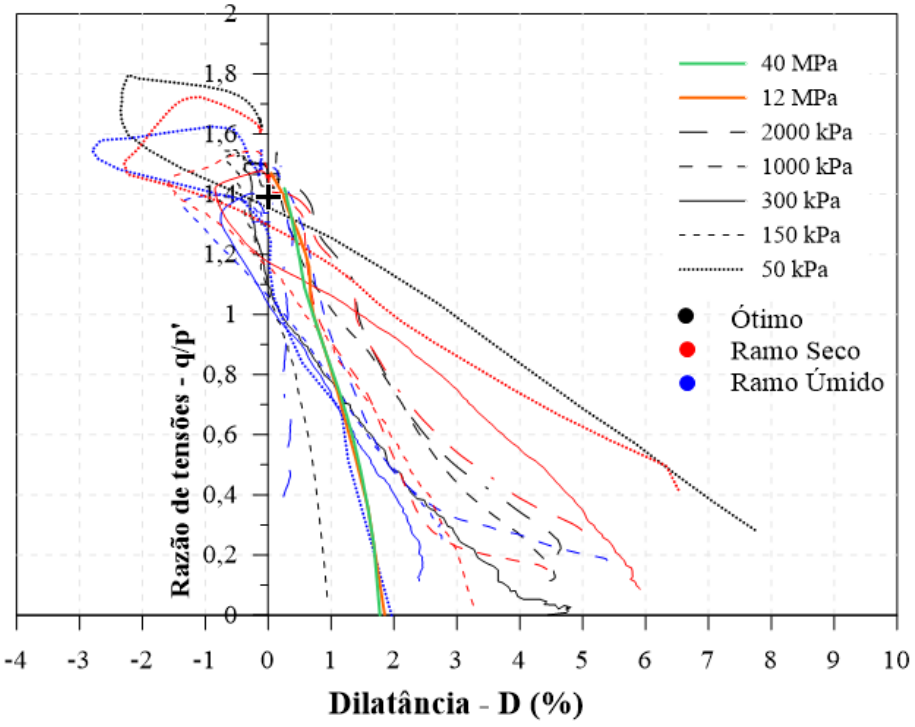


Figura 4.23 – Curvas tensão – dilatância para as amostras não cimentadas

Ainda, maiores valores de D ocorreram nos ensaios conduzidos sob baixos níveis de tensão confinante, particularmente para as amostras compactadas no ramo seco e na umidade ótima, indicando o comportamento inicialmente compressivo passando para dilatante. Com o aumento da tensão confinante, verifica-se redução progressiva da dilatância e aumento do comportamento compressivo, evidenciado pela aproximação das trajetórias em direção a menores valores de D, comparáveis com os ensaios de 12 MPa e 40 MPa, que evidenciam de forma clara essa transição comportamental. Nessas condições, as trajetórias apresentam comportamento predominantemente contrátil.

Para as amostras cimentadas, é possível observar o aumento expressivo da razão de tensões (η) mobilizada, especialmente sob baixos confinamentos, indicando que a cimentação promoveu incremento significativo da resistência de pico e da rigidez inicial do material. Além disto, observa-se um comportamento que inibe o efeito da dilatância inicial, sendo a dilatância mínima obtida para o material cimentado maior do que para sem cimento. Isso ocorre devido a coesão referente as ligações cimentícias entre as partículas, o qual é perceptível através da tendência vertical no espaço η: ${}^{\delta\varepsilon_{vol}}/_{\delta\varepsilon_s}$.

Entretanto, à medida que a tensão confinante aumenta, ocorre a degradação progressiva das ligações cimentícias ao longo do cisalhamento. Para p' > 1000 kPa, o comportamento tende a convergir para respostas predominantemente compressivas, semelhantes às observadas nas amostras não cimentadas. Isto evidencia que, embora a cimentação exerça forte influência sobre a resistência e a dilatância em baixos confinamentos, sua contribuição é progressivamente reduzida conforme o aumento das tensões, quando ocorre gradualmente um processo de desestruturação da cimentação existente levando que a dilatância aumente até alcançar um valor máximo, onde o comportamento do solo estruturado (agora sem estrutura) tende a seguir uma mesma tendência friccional.

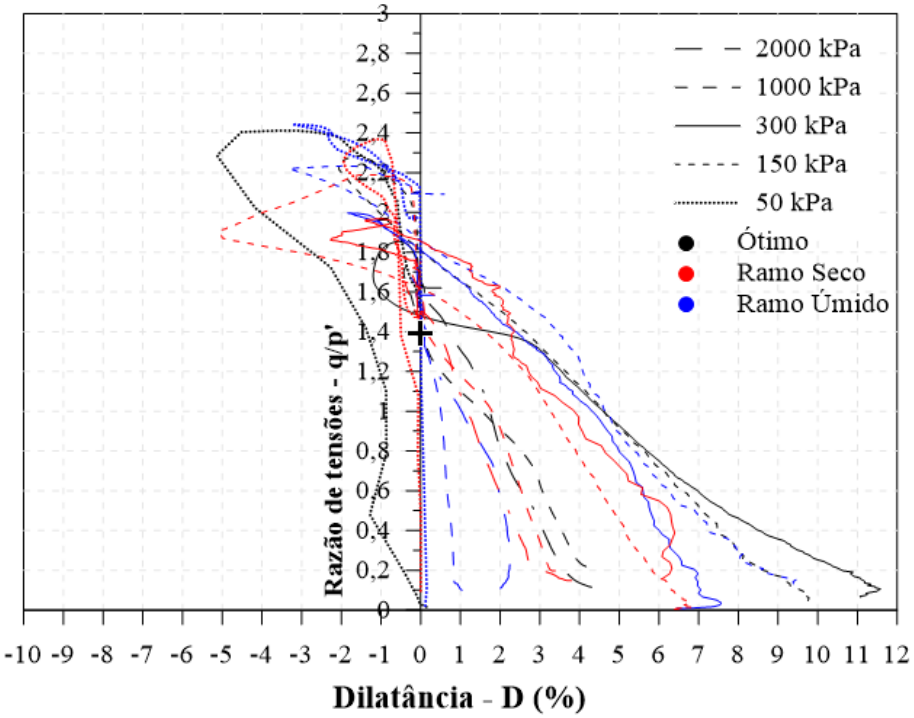


Figura 4.24 – Curvas tensão – dilatância para as amostras não cimentadas

4.3.4.3 Espaço v:log(p')

Sob a luz da Teoria do Estado Crítico, o comportamento geral exposto para as amostras não cimentadas é apresentado na Figura 4.25, no espaço v:log(p'). Foram consideradas todas as amostras, sendo que as de p' >1000 kPa s apresentaram comportamento contrativo e se aproximam da LEC pelo lado direito, indicando a mudança de comportamento (dilatante/contrátil) em comparação com as amostras p' < 1000 kPa, devido a aplicação de tensões de confinamento suficientemente altas.

Com relação à Linha de Estado Crítico (LEC), adotou-se a Equação 2.10 para o ajuste matemático, conforme a metodologia proposta por CONSOLI et al., (2024a), permitindo representar adequadamente o comportamento do material ao longo da ampla faixa de tensões confinantes investigadas, incluindo o ensaio realizado sob confinamento de 40 MPa.

O ajuste foi realizado a partir dos pares de dados correspondentes ao volume específico (v)e à tensão média efetiva (p') obtidos ao final dos ensaios triaxiais. Os parâmetros ajustados da LEC são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros de ajuste da LEC.

v_0	v_{min}	C_1	C_2	C_3
1,66	1,03	-0,95	-1,9	3,3

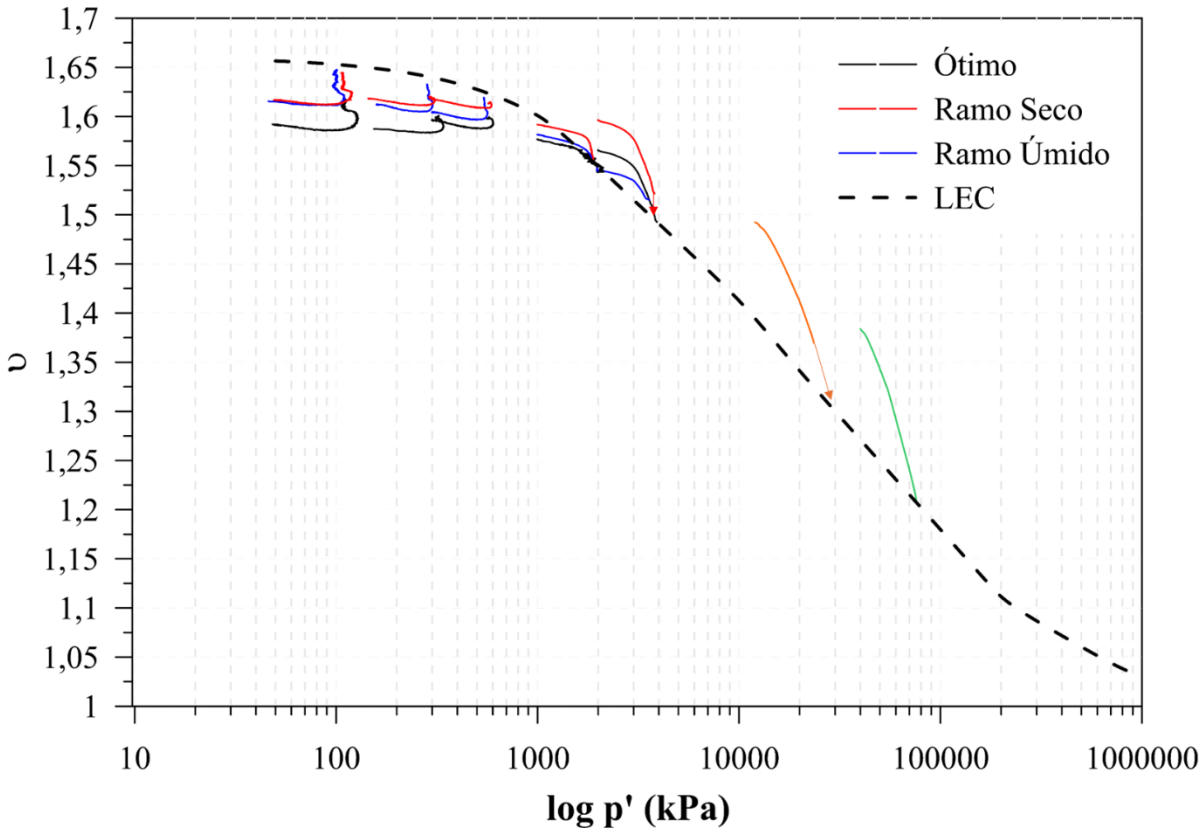


Figura 4.25 – Volume específico: log(p') para as amostras não cimentadas

Verifica-se que ao final do cisalhamento, a maioria dos pontos se posiciona próximo à curva ajustada da LEC ou apresenta trajetória convergente em sua direção, particularmente nas amostras com comportamento dilatante (p'< 1000 kPa). Entretanto, como não houve estabilização completa das deformações volumétricas durante os ensaios, entende-se que a condição de estado crítico não foi integralmente atingida. Ainda assim, a evolução das trajetórias indica que maiores níveis de deformação cisalhante tenderiam a conduzir as amostras à LEC.

De maneira geral, observa-se que a LEC apresenta comportamento não linear ao longo da faixa de tensões investigadas, evidenciando uma curvatura característica associada à evolução dos mecanismos de deformação do material.

Em baixos níveis de tensão, observa-se um trecho de menor inclinação (λ), no qual predominam mecanismos associados ao rearranjo estrutural e ao intertravamento entre partículas, sendo a quebra de grãos desprezível. Na medida que a tensão efetiva aumenta, verifica-se uma mudança gradual na inclinação da LEC, passando a apresentar um trecho mais inclinado. Já para os ensaios conduzidos sob elevadas tensões confinantes (12 e 40

MPa), observa-se a redução mais pronunciada do volume específico (v), evidenciando maior compressibilidade do material em função do rearranjo estrutural dos grãos, bem como da intensificação da quebra de partículas para 40 MPa. Nessas condições, observa-se maior deslocamento das trajetórias em direção à região inferior da LEC, comportamento compatível com a região 3 proposta por CONSOLI et al., (2024a), apresentada na Figura 2.14.

O comportamento curvo observado mostra-se compatível com resultados reportados na literatura para rejeitos de mineração submetidos a elevados níveis de tensão, nos quais a mudança de inclinação da LEC é frequentemente associada ao aumento da quebra de partículas (BEDIN et al., 2012; LI et al., 2018).

4.4 AVALIAÇÃO DE MUDANÇAS NAS PARTÍCULAS

Conforme discutido no capítulo 2.3.5, as partículas do solo podem sofrer modificações em seu tamanho e forma durante o processo de consolidação e/ou cisalhamento, sobretudo quando submetidas a elevados níveis de tensão. A quebra de grãos constitui um dos principais mecanismos responsáveis por essas alterações, promovendo o aumento do teor de finos e a consequente modificação da distribuição granulométrica do material. Essas mudanças refletem diretamente no comportamento geotécnico, influenciando em parâmetros. Adicionalmente, o aumento da tensão efetiva também pode acarretar alterações na morfologia das partículas, com destaque para a redução da angularidade em decorrência de processos de fragmentação e abrasão. Esse comportamento é particularmente relevante em materiais com partículas angulares, como no caso de rejeitos de mineração.

4.4.1 Avaliação da quebra de grãos

Para a análise de quebra de grãos, os dados foram divididos conforme o ensaio realizado, ou seja, sob condições oedométricas e condições de compressão triaxial.

4.4.1.1 Compressão oedométrica

Os ensaios edométricos diferem-se dos triaxiais em termos de restrições dos corpos de prova, os quais são lateralmente confinados e drenados na direção axial, submetidos a incrementos de carga controlada, de modo a reproduzir um processo de adensamento unidimensional, no

qual novos incrementos de carga são aplicados após a completa dissipação das pressões neutras. Os ensaios foram realizados sob as condições de compactação iniciais, e levados a estágios de carregamento até 6,4 MPa, conforme apresentado os resultados no capítulo 4.2. Após o término do ensaio, as amostras foram submetidas a análise de quebra dos grãos através da sedimentação e peneiramento. Os resultados das curvas de distribuição granulométrica para os rejeitos de minério de ferro não cimentado são apresentados na Figura 4.26.

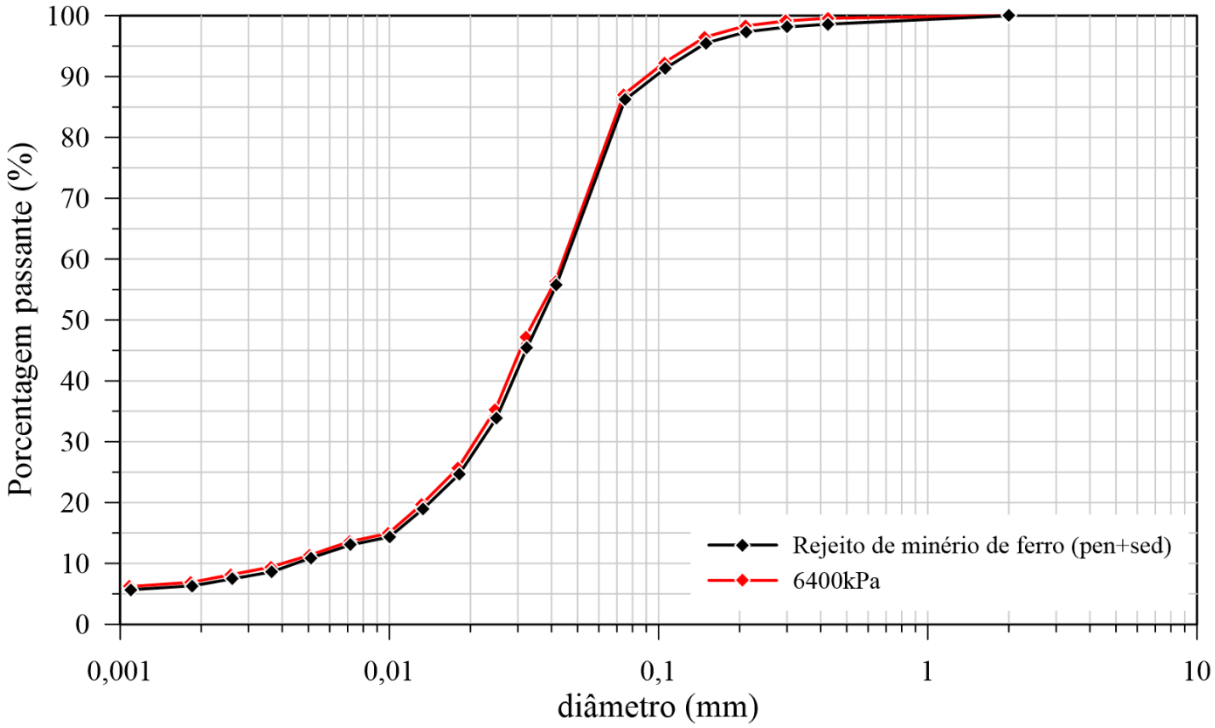


Figura 4.26 – Distribuição granulométrica após o ensaio de compressão oedométrica.

Observa-se que as distribuições granulométricas finais se mostram muito semelhante ao do rejeito natural. Isto indica que para o confinamento unidimensional de até 6,4 MPa e as deformações impostas, não promovem alterações significativas na distribuição granulométrica do rejeito de minério de ferro, independentemente da condição inicial de moldagem. Esse comportamento também é observado em solos convencionais, nos quais pouca ou nenhuma quebra ocorre durante a fase de adensamento, enquanto níveis mais expressivos de quebra são verificados durante a fase de cisalhamento (YU, 2017; YU; SU, 2016).

4.4.1.2 Compressão triaxial

A Figura 4.27 apresenta as curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação para o rejeito de minério de ferro após o cisalhamento sob tensões efetivas de p' = 1000 kPa e 2000 kPa, além das amostras avaliadas pelo método de Análise Dinâmica de Imagens (DIA), através do analisador de partículas QICPIC/L06 da Sympatec, de propriedade do LGV, sob as tensões de 12 MPa, 40 MPa e 120 MPa. Apesar da análise tensão-deformação do rejeito ultrafino não ter sido possível para a tensão de 120 MPa, o material foi submetido a esta tensão durante o cisalhamento, o que permitiu avaliar a ocorrência de quebra de grãos. Ainda, apresenta-se as curvas do material original, obtidas tanto pelo método DIA quanto por sedimentação e peneiramento.

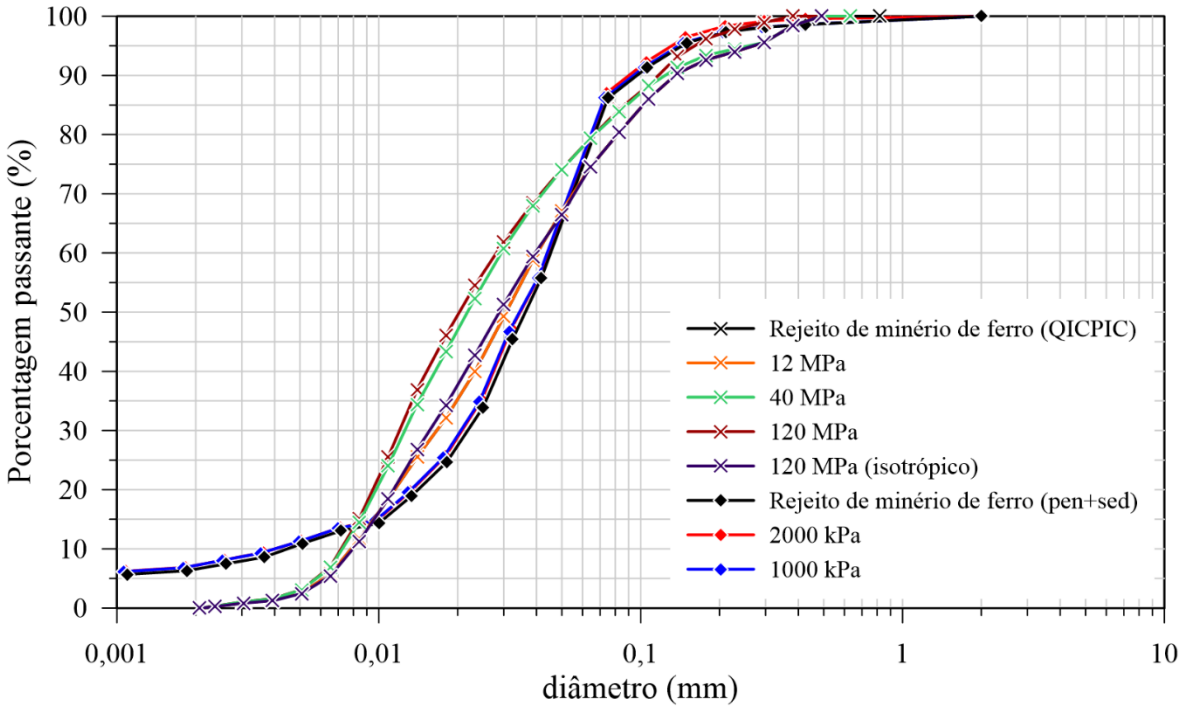


Figura 4.27 – Distribuição granulométrica antes a após o cisalhamento.

Observa-se que as curvas correspondentes às tensões de 1000 kPa e 2000 kPa são bastante semelhantes ao material antes do cisalhamento, indicando que esses níveis de tensões não foram suficientes para alterar de maneira significativa o tamanho das partículas. Já para as amostras do método DIA, observa-se uma alteração mais expressiva nas curvas granulométricas, especialmente para as tensões de 40 MPa e 120 MPa, principalmente para as partículas maiores que 0,006 mm, evidenciando geração de finos devido à quebra de grãos. Destaca-se ainda que, para a amostra consolidada isotropicamente até 120 MPa, a pequena

quebra de grãos observada se dá em virtude das deformações predominantemente volumétricas, enquanto no cisalhamento ocorre uma combinação de deformações volumétricas e cisalhantes. Dessa maneira, o carregamento isotrópico promove uma distribuição de tensões mais uniforme, o que minimiza a concentração de tensões que pode induzir à quebra de partículas (WAGNER, 2025). O mesma comportamento foi observado por CONSOLI et al.(2024b), indicando que cisalhamento é responsável pela maior parte da quebra de grãos, uma vez que a energia aplicada nessa etapa promove a fragmentação dos grãos de forma mais eficiente do que a energia imposta durante a compressão isotrópica.

Estudos anteriores com rejeitos também avaliaram a ocorrência de quebra de grãos após ensaios triaxiais. Nesse contexto, BRUSCHI et al. (2023) observaram a ocorrência de quebra de partículas para tensões confinantes de p’ = 3000 kPa, em um rejeito de minério de ferro composto por aproximadamente 57% de quartzo. Esse resultado evidencia que, mesmo em materiais com elevada fração de minerais mais resistentes, como o quartzo, a fragmentação das partículas pode ocorrer, devendo-se considerar que a resistência das partículas depende diretamente da mineralogia constituinte do material, da distribuição granulométrica e da forma das partículas (ZHANG et al., 2019), uma vez que para o presente rejeito de minério ferro estudado apresenta composição mineralógica majoritariamente de hematita (50,6% conforme apresentado no capitulo 3.1.1.1).

Para contabilizar a quebra de partículas através das curvas granulométricas, foi utilizado o índice de quebra relativa (Br) proposto por HARDIN (1985). Devido as tendências observadas, optou-se por considerar toda a faixa granulométrica no cálculo do Br e não só as partículas com tamanhos superiores a 0,075 mm (como originalmente proposto pelo método). A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos, enquanto a Figura 4.28 apresenta o índice Br em função da tensão confinante, o qual aumenta com o incremento da tensão confinante. Isso sugere que a fragmentação das partículas passa a ser significativa para altíssimas tensões confinantes, superiores a 12 MPa (Br = 0) passando para 0,39 a 120 MPa. Esse comportamento indica intensificação progressiva da fragmentação de partículas à medida que aumentam as tensões de contato entre os grãos.

Tabela 4.5 – Índice de quebra relativa após o cisalhamento.

Tensão	Índice de quebra relativa (Br)
1.000 kPa	0
2.000 kPa	0
12 MPa	0
40 MPa	0,15
120 MPa	0,39
120 MPa (isotrópico)	0,01

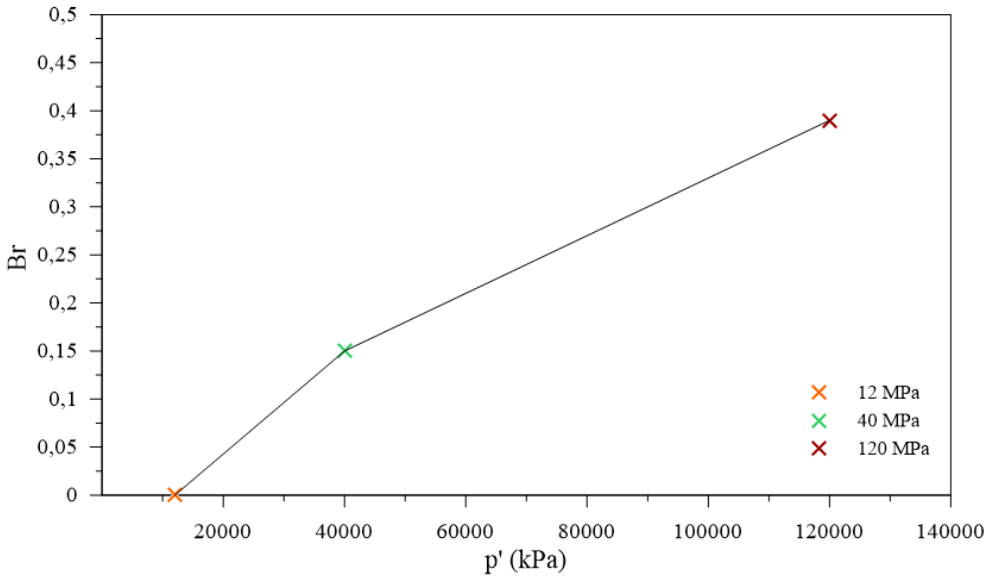


Figura 4.28 – Relação entre a quebra relativa (Br) e a tensão efetiva p’.

Resultados de quebra relativa expostos por SILVA et al. (2024a) apontam para um Br de 0,12 a 0,40 para tensões de 6 MPa e 120 MPa, para um rejeito de minério de ferro composto por 76,2 % de quartzo. Já no estudo de CONSOLI et al.(2024b) para o rejeito de minério de ferro composto por 79,4% de quartzo, a quebra começou a ser quantificada em tensões acima de 1200 kPa (Br = 0,13), chegando a 120 MPa com o Br de 0,31. Embora os valores de Br se mostrem na mesma faixa de valores, é importante mencionar que o cálculo é feito com base na distribuição granulométrica original, conforme metodologia proposta por HARDIN (1985) e apresentada no capítulo 2.3.5.

4.4.2 Morfologia

As mudanças morfológicas das partículas foram avaliadas para as condições de maiores quebras, ou seja, após o cisalhamento sob níveis de tensão confinante de p’ = 12 MPa, 40 MPa e 120 MPa.

Para essa análise, foram consideradas os descritores de forma índice de aspecto (AR), esfericidade (S), convexidade (Cx) e o arredondamento (R), conforme definições apresentadas no capítulo 2.3.5.1. Os resultados foram obtidos por meio da Análise Dinâmica de Imagens (DIA), através do analisador de partículas QICPIC/L06 da Sympatec, de propriedade do LGV, e são apresentados na Figura 4.29.

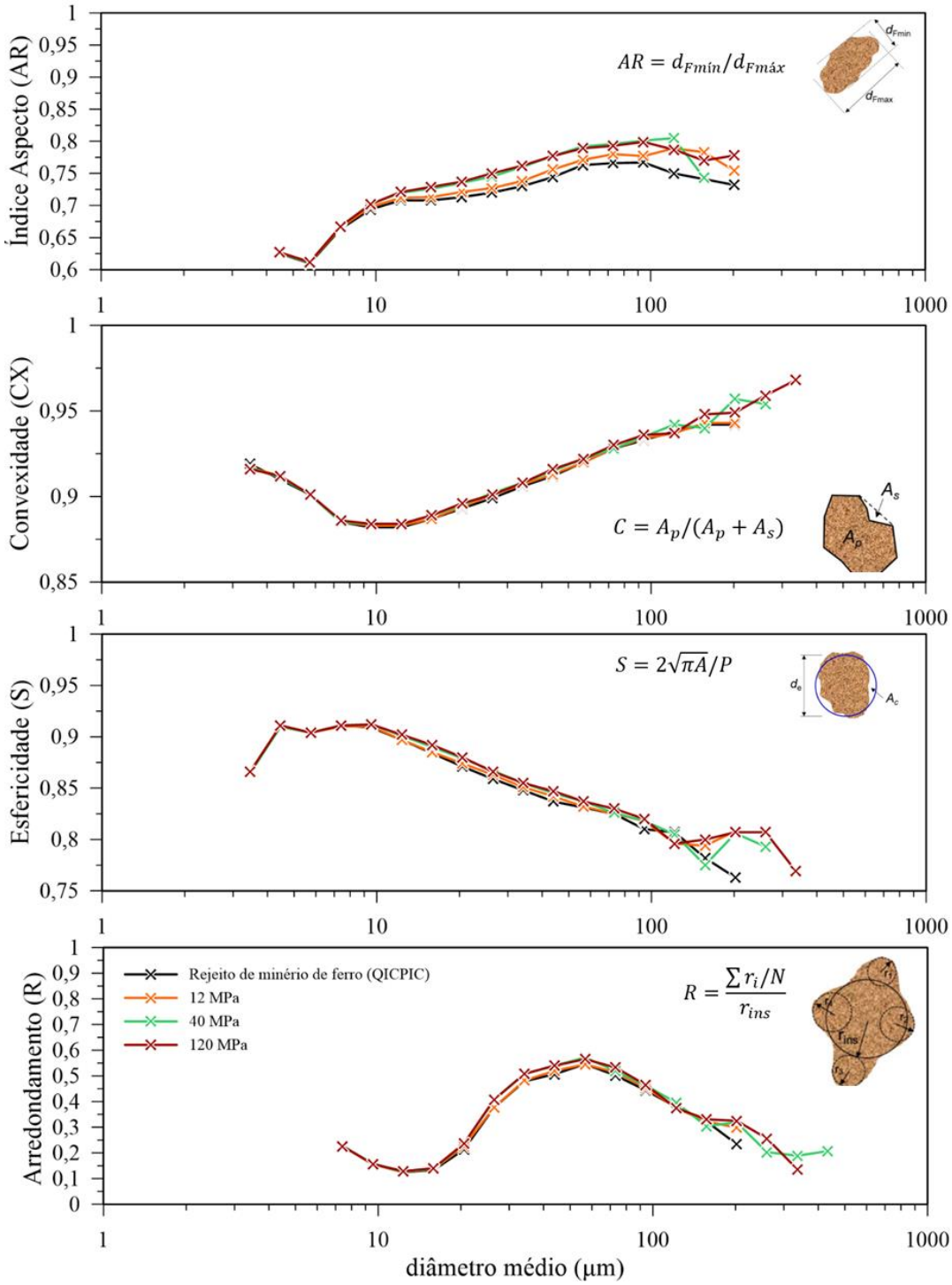


Figura 4.29 – Mudanças morfológicas após o cisalhamento.

A análise da morfologia das partículas evidencia alterações sutis, em função do aumento do nível de tensão aplicado durante o cisalhamento. De modo geral, observa-se que as curvas correspondentes às amostras cisalhadas tendem a se deslocar em relação à condição inicial (sem ensaio). No que se refere ao índice de aspecto (AR), verifica-se um aumento progressivo desse parâmetro com o incremento da tensão confinante, sendo essa tendência mais pronunciada para o ensaio conduzido sob p’ = 120 MPa. Esse comportamento sugere que as partículas tendem a apresentar formas menos alongadas e mais equidimensionais após o cisalhamento, o que pode ser associado a processos de fragmentação e abrasão que promovem a redução de irregularidades geométricas.

Em relação à convexidade (Cx), observa-se também uma leve tendência de aumento com o incremento da tensão aplicada, especialmente para partículas de maior tamanho. Esse resultado indica uma redução da rugosidade superficial e das irregularidades nas bordas das partículas, sugerindo que os mecanismos de quebra e abrasão contribuem para a formação de superfícies mais regulares. Entretanto, embora ocorra modificação na morfologia das partículas, o processo não promove alterações drásticas na forma global dos grãos.

Já para a esfericidade (S), as partículas mais finas os valores de S permanecem relativamente próximos entre si para todas as tensões analisadas. Entretanto, para partículas de maior diâmetro, observa-se uma ligeira dispersão dos resultados, indicando maior sensibilidade dessas frações à fragmentação. De maneira geral, a ausência de variações expressivas na esfericidade sugere que a quebra tende a gerar partículas que mantêm proporções geométricas semelhantes às originais. Além disso, a esfericidade mostra-se menos sensível às mudanças induzidas pelo carregamento, refletindo a preservação da geometria relativa dos fragmentos gerados.

Quanto ao arredondamento, o processo de fragmentação e abrasão promovidos durante o cisalhamento contribuem para a suavização das bordas e arestas das partículas, resultando em grãos com contornos mais arredondados. O efeito é particularmente evidente nas faixas de tamanho intermediárias, nas quais se observa um aumento mais pronunciado do arredondamento com o incremento da tensão aplicada. Por outro lado, para partículas de maior diâmetro, os resultados apresentam maior dispersão, possivelmente associada à quebra progressiva dessas partículas, indo de acordo com o observado na distribuição granulométrica

da Figura 4.27, associado com a geração de fragmentos com diferentes características morfológicas.

De modo geral, os resultados indicam que o cisalhamento promove modificações sutis na morfologia das partículas, tornando-as mais esféricas, menos angulares, mais arredondadas e com maior índice de aspecto em relação à condição inicial. Esses efeitos evidenciam que os mecanismos atuantes durante o cisalhamento, como fragmentação das partículas e a abrasão, contribuem para a redução da rugosidade e o arredondamento dos grãos. As alterações mais pronunciadas concentram-se em frações de tamanho intermediário (entre 0,01 mm e 0,1 mm), indicando que essas partículas estão mais suscetíveis à concentração de tensões nos contatos intergranulares e, consequentemente, à quebra e ao desgaste durante o cisalhamento.

Com os resultados obtidos para os descritores de forma, foi possível correlacionar com o parâmetros SAGI proposto por ALTUHAFI; O'SULLIVAN; CAVARRETTA (2013), o qual combina os três descritores de forma: Índice de Aspecto (AR), convexidade (Cx) e esfericidade (S), conforme Equação 2.12 apresentada no capitulo 2.3.5.1, sendo os valores apresentados na Tabela 4.6, e correlacionados com o índice de quebra relativa (Br) conforme a Figura 4.30.

Tabela 4.6 – Parâmetro SAGI.

Tensão	SAGI	Índice de quebra relativa (Br)
Condição inicial (sem ensaio)	15,56	-
12 MPa	15,27	0
40 MPa	14,47	0,15
120 MPa	14,17	0,39
120 MPa (isotrópico)	15,29	0,01

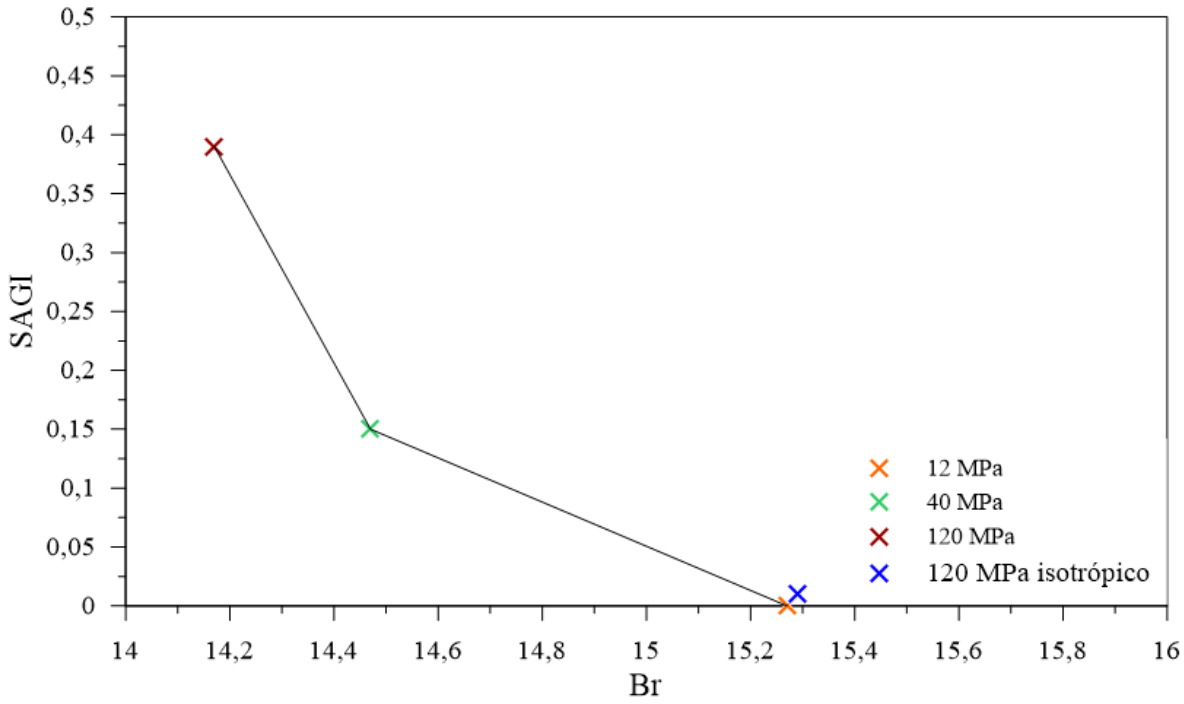


Figura 4.30 – Relação entre o SAGI e Br.

De acordo com a classificçaão definidas pelo SAGI, todas as condições analisadas apresentaram partículas classificadas como angulares (SAGI ≥ 12,0), inclusive a amostra na condição inicial (sem ensaio). Observa-se, entretanto, uma redução progressiva dos valores de SAGI com o aumento do nível de tensão aplicado e do índice de quebra relativa. Adicionalmente, o ensaio realizado apenas sob compressão isotrópica a 120MPa apresentou valor de SAGI próximo ao da condição inicial, evidenciando que as maiores alterações morfológicas estão associadas à fase de cisalhamento, e não apenas ao aumento da tensão confinante.

De modo geral, os resultados indicam que o cisalhamento promove modificações na morfologia das partículas, tornando-as mais esféricas, menos angulares, mais arredondadas e com maior índice de aspecto em relação à condição inicial. Esses efeitos evidenciam que os mecanismos atuantes durante o cisalhamento, como fragmentação das partículas e a abrasão, contribuem para a redução da rugosidade e o arredondamento dos grãos. As alterações mais pronunciadas concentram-se em frações de tamanho intermediário (entre 0,01 mm e 0,1 mm), indicando que essas partículas estão mais suscetíveis à concentração de tensões nos contatos intergranulares e, consequentemente, à quebra e ao desgaste durante o cisalhamento.

A tendência de aumento do arredondamento das partículas após os processos de compressão e cisalhamento difere dos resultados reportados por ALTUHAFI; COOP (2011), que observaram em areias uniformes, a formação de fragmentos mais angulares do que as partículas originais. Essa discrepância pode ser atribuída às características particulares dos rejeitos de mineração, que no geral, apresentam partículas inicialmente mais angulares e menos esféricas do que aquelas encontradas em solos naturais (YANG et al., 2019). Nesse contexto, os mecanismos de quebra em rejeitos tendem a envolver a fragmentação, a abrasão e o desgaste superficial, resultando em partículas com contornos mais suavizados. Destaca-se também que os distintos mecanismos de quebra observados em rejeitos, podem estar relacionados às características intrínsecas de suas partículas, as quais decorrem de um processo antropogênico.

Adicionalmente, conforme discutido por WAGNER (2025), o aumento na circularidade das partículas tende a aumentar a suscetibilidade a liquefação dos rejeitos, em função da formação de arranjos granulares menos estáveis. Nesse contexto, torna-se fundamental considerar a evolução da morfologia das partículas ao longo da vida útil das estruturas de disposição, especialmente em função do incremento das tensões efetivas. Outro aspecto relevante refere-se à quebra de partículas sob elevados níveis de tensão, a qual tem sido associada a alterações na posição da Linha de Estado Crítico (LEC) (BANDINI; COOP, 2012; LI; COOP, 2018).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve como objetivo avaliar a influência das condições de compactação e da cimentação no comportamento geomecânico de um rejeito de minério de ferro ultrafino, submetido a baixos e elevados níveis de tensão confinante. Para isso, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples, compressão oedométrica, compressão triaxial drenada e análises de quebra de grãos e morfologia das partículas, buscando compreender de forma integrada os mecanismos que controlam o comportamento do material.

5.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados verificados estabeleceram-se, os seguintes comentários:

a) **Em relação à caracterização do rejeito de minério de ferro**: o rejeito de minério de ferro estudado apresenta comportamento não plástico e com base na distribuição granulométrica foi classificado como silte arenoso. A partir da análise da composição mineralógica, foi possível observar que o material é composto principalmente de hematita, quartzo e caulinita. Ressalta-se o elevado peso específico das partículas do rejeito de minério de ferro ultrafino, 3,92g/cm³ está relacionado ao alto teor de óxido de ferro em sua composição mineralógica, cerca de 50%.

b) **Em relação aos ensaios de Resistência à Compressão Simples:** O aumento do teor de cimento e a redução da porosidade resultaram em valores mais elevados de resistência à compressão não confinada. A redução da porosidade induz a uma maior área de contato entre as partículas do rejeito, intensificando o intertravamento e mobilizando o atrito, o que aumenta a resistência, enquanto o aumento no teor de cimento está relacionado ao aumento nas reações cimentícias, contribuindo também para o desenvolvimento da resistência. Em relação ao efeito das condições de moldagem, foi evidenciada a resistência mais alta para as amostras moldadas nas condições ótimas, seguida pelas amostras do ramo seco e do ramo úmido, respectivamente. Isto indica que a estrutura conferida pela compactação é fundamental e pode ser explicado considerando o efeito combinado dos dois principais fatores

contribuintes para a resistência ao cisalhamento dos materiais geotécnicos estabilizados: a estrutura conferida pela compactação, principalmente a densidade e a formação de uma matriz cimentícia, que predomina a longo prazo. Ao analisar as amostras desprezando-se a influência do índice de vazios inicial, ou seja, para o ramo seco e para o ramo úmido, o ramo seco apresentou valores levemente superiores devido ao fato que o teor de umidade está relacionado diretamente o desenvolvimento das reações cimentícias, uma vez que mudanças na quantidade de água tem grande efeito no desenvolvimento da cinética das reações e na precipitação dos produtos formados. Por fim, foram evidenciadas correlações adequadas entre a resistência à compressão simples e o índice η/C_{iv}, indicando a possibilidade de escolher a melhor combinação de porosidade e teor de cimento.

c) **Em relação aos ensaios de Compressão Oedométrica:** Para todas as amostras analisadas, evidenciou-se um comportamento semelhante, no qual o aumento da tensão vertical (até níveis de 6,4 MPa) levou a uma diminuição no índice de vazios. O comportamento observado está associado ao rearranjo das partículas do rejeito, criando uma configuração mais densa que resulta em uma redução de volume e, em seguida, um pequeno aumento do índice de vazios dado os estágios de descarregamento. Para as amostras não cimentadas compactadas no teor ótimo, resultaram em adensamento menores quando comparados as amostras compactadas no ramo seco e no ramo úmido da curva de compactação. Esse resultado pode ser correlacionado com o menor índice de vazios inicial, que propicia menos espaço para o rearranjo das partículas do rejeito. Quanto às outras combinações, as amostras moldadas no ramo úmido resultaram em uma maior redução do índice de vazios, do que as amostras do ramo seco. A adição de cimento teve um efeito positivo nas amostras moldadas tanto no ramo seco quanto no ramo úmido, entretanto, com o aumento da tensão vertical efetiva, a amostra compactada nas condições ótima apresentou uma redução significativa do índice de vazios, associada a mudança de comportamento da curva, o que se pode concluir que ocorre uma possível quebra da cimentação, visto que este arranjo é o mais denso. Para todas as amostras, percebe-se também que não ocorreu quebra dos grãos, uma vez que as amostras não apresentaram tendência para um índice de vazios final único.

d) **Em relação aos ensaios triaxiais de compressão axial drenados**:

i. Amostras não cimentadas:

Foi evidenciado um comportamento clássico de endurecimento (*strain-hardening*) até o pico de resistência, seguido pela queda de resistência (*strain-softening*) após o pico com o aumento das deformações, geralmente atingindo valores constantes. Até as deformações axiais de 20%. No comportamento volumétrico, as amostras em baixos níveis de confinamento, apresentaram comportamento contrátil inicial, seguido de dilatante, uma vez que esse é o comportamento típico de solo convencionais no estado denso, como é o caso desta pesquisa. O comportamento compressivo inicial se dá pela acomodação das partículas do material, seguido do comportamento dilatante que se dá em função do intertravamento dos grãos. Já para tensões mais elevadas, o comportamento volumétrico contrátil é observado durante todo o cisalhamento.

O maior valor de tensão desvio foi evidenciado para as amostras de compactação ótima, seguida pelas amostras do ramo seco e ramo úmido, respectivamente, de forma que o teor de umidade se mostra significativo dentro das condições estudadas. Descartando-se a influência do índice de vazios, é possível observar que a resistência é diretamente afetada pelo teor de umidade.

Com relação a influência das condições de compactação na variação volumétrica, as amostras sob baixos níveis de confinante, o ramo úmido apresentou a maior magnitude de expansão, uma vez que os valores de resistência são os menores. Entretanto, para as amostras do ramo seco e da compactação ótima, a variação volumétrica mantém-se em um nível constante após atingir o pico de cisalhamento.

No que tange à rigidez das amostras, a maior rigidez é observada nas amostras do ramo seco, seguida pelas amostras moldados na condição ótima e por fim, no ramo úmido. Essa observação sugere que a rigidez não pode ser simples e diretamente correlacionada com resistência e o índice de vazios inicial. Isto é, uma amostra mais resistente não é necessariamente mais rígida.

ii. Amostras cimentadas

Os efeitos da cimentação ficam evidentes quanto ao comportamento do rejeito minério cimentado, o qual induz o aumento expressivo da resistência de pico e da rigidez inicial, além de modificar o comportamento volumétrico do material. De maneira geral, o comportamento é inicialmente rígido, o pico de resistência é bem definido e desenvolvido entre 0,2% a 2,5% de deformações axiais e, a queda de resistência após o pico é significativa, evidenciando o comportamento frágil. Essa constatação indica que, após atingir o pico de resistência, as tensões de cisalhamento diminuem de maneira significativa, principalmente se comparadas com as amostras não cimentadas. Após o pico, a curva tensão-deformação tende a diminuir para um valor residual de resistência, sendo que para até p' = 300 kPa, as amostras do ramo úmido se mostram menos frágeis.

Assim como no caso das amostras não cimentadas, o valor mais alto de tensão desviadora foi observado na amostra de compactação ótima, para todas as tensões analisadas, indicando maior efeito da cimentação. Esse comportamento pode ser associado ao fabric inicial, em que a menor porosidade induz uma área de contato maior entre as partículas do rejeito, intensificando o encaixe e mobilizando o atrito, o que, por sua vez, aumenta a resistência. Ao remover a influência do índice de vazios e considerar o teor de umidade, para as amostras do ramo seco e do ramo úmido, percebe-se que a magnitude atingida para a resistência de pico é muito semelhante, indicando que a cimentação predomina em relação ao teor de umidade do fabric inicial.

Com relação ao comportamento volumétrico, apenas para a tensão confinante de p' = 50 kPa as amostras apresentaram comportamento puramente dilatante. Neste caso, o intertravamento entre os grãos não é superado pelas tensões de consolidação e a amostra apresenta um comportamento dilatante durante todo o cisalhamento, ao contrário do que aconteceu para tensões mais elevadas. Observa-se também a influência da cimentação no comportamento volumétrico, onde as de comportamento contrátil apresentam menores magnitudes de compressão volumétrica em comparação às amostras não cimentadas.

e) **Envoltória de resistência**: Para as amostras não cimentadas, observou-se que as amostras compactadas na condição ótima apresentaram os maiores valores de ângulo de atrito efetivo, seguidas pelas amostras moldadas no ramo seco e no ramo úmido, respectivamente. Esse comportamento está associado ao *fabric* inicial conferido pela compactação, uma vez que a condição ótima promove maior empacotamento e intertravamento entre as partículas.

   Para as amostras cimentadas, observou-se que a cimentação promove a introdução de um intercepto coesivo associado às ligações cimentícias formadas entre as partículas. Entretanto, o ângulo de atrito apresentou valores semelhantes aos observados nas amostras não cimentadas, indicando que o mecanismo friccional permanece predominante. Além disto, ao remover a influência do índice de vazios e considerar o teor de umidade, para as amostras do ramo seco e do ramo úmido, percebe-se que a magnitude atingida para a resistência de pico é muito semelhante, indicando que a cimentação predomina em relação ao teor de umidade do *fabric* inicial. Isto indica que a envoltória de ruptura pode ser ajustada por uma única equação para o ramo seco e para o ramo úmido, diferindo-se da condição sem cimentação.

f) **Com relação a LEC**: De maneira geral, foi possível se aproximar de uma Linha de Estado Crítico para todas as condições analisadas, principalmente por conta dos ensaios de 12 MPa e 40 MPa, sendo que o comportamento curvo observado se mostra compatível. Ressalta-se que apesar das amostras não terem alcançado plenamente o estado crítico conforme os critérios clássicos, as trajetórias se mostram convergente em sua direção. Ainda, para uma melhor assertividade da LEC, ensaios não drenados e amostras fofas devem ser conduzidos para este material.

g) **Quebra de grãos**: Os resultados obtidos indicaram que a ocorrência de quebra de partículas está diretamente associada ao aumento do nível de tensão aplicado e ao tipo de carregamento imposto ao material. Para tensões até 12 MPa, não foram observadas alterações significativas na distribuição granulométrica do rejeito, indicando que as tensões aplicadas não foram suficientes para promover fragmentação relevante das partículas.

Entretanto, para elevados níveis de tensão (40 MPa e 120 MPa), especialmente nas amostras submetidas ao cisalhamento, verificou-se alteração da distribuição granulométrica, evidenciando a ocorrência de quebra de grãos. Os resultados mostraram que o cisalhamento promove maior fragmentação das partículas quando comparado à compressão isotrópica, indicando que a energia aplicada durante o cisalhamento é mais eficiente na indução da quebra. Além disso, verificou-se que as alterações granulométricas ocorreram principalmente nas partículas de tamanho intermediário, indicando maior suscetibilidade dessas partículas à concentração de tensões nos contatos intergranulares.

h) **Morfologia das partículas**: As análises morfológicas realizadas através da técnica de Análise Dinâmica de Imagens (DIA) permitiram avaliar as alterações na forma das partículas após os processos de compressão e cisalhamento. Os resultados evidenciaram redução progressiva do parâmetro SAGI com o aumento da tensão aplicada e do índice de quebra relativa, indicando alterações sutis na morfologia das partículas do rejeito.

   De forma geral, o cisalhamento promove partículas mais arredondadas, menos angulares e mais esféricas em comparação à condição inicial. Essas alterações estão associadas aos mecanismos de fragmentação e abrasão induzidos pelo carregamento, os quais promovem redução da rugosidade superficial e arredondamento das partículas. Entretanto, de acordo com a classificação definida pelo SAGI, todas as condições analisadas apresentaram partículas classificadas como angulares (SAGI $\geq$ 12,0), inclusive a amostra na condição inicial (sem ensaio), evidenciando que o cisalhamento mesmo em elevadas tensões promove alterações sutis na morfologia.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados obtidos e ao programa experimental desenvolvido nesta pesquisa, apresentam-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

a) Realizar ensaios triaxiais não drenados (CID) e com amostras fofas, buscando-se avaliar o comportamento em estado crítico do rejeito de minério de ferro;

b) Investigar as condições de compactação na condutividade hidráulica, a fim de avaliar seu impacto nas características de drenagem das estruturas geotécnicas;

c) Desenvolver análises microestruturais complementares, utilizando técnicas como microscopia eletrônica de varredura (MEV), buscando correlacionar as ligações cimentícias com o comportamento geomecânico observado;

d) Investigar a aplicabilidade de agentes cimentantes alternativos ao cimento Portland, visando avaliar soluções mais sustentáveis para estabilização de rejeitos de mineração.

6 REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Report Trimestral - descaracterização de barragens a montante - Fevereiro de 2023**. , 2023. Disponível em: <https://app.dnpm.gov.br/Sigbm/publico.>

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **INFORME MINERAL 03TRI2025**. , 2025a.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Anuário Mineral Brasileiro: principais substâncias metálicas**. , 2025b.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Report mensal Barragens de Mineração - Fevereiro 2026**. , 2026.

ALTUHAFI, F. N.; COOP, M. R. Changes to particle characteristics associated with the compression of sands. **Geotechnique**, v. 61, n. 6, p. 459–471, 2011.

ALTUHAFI, F. N.; COOP, M. R.; GEORGIANNOU, V. N. Effect of Particle Shape on the Mechanical Behavior of Natural Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 12, p. 1–65, 2016.

ALTUHAFI, F.; O'SULLIVAN, C.; CAVARRETTA, I. Analysis of an Image-Based Method to Quantify the Size and Shape of Sand Particles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 8, p. 1290–1307, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D 2487 -17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. , 2020a.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D 2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. , 2020b. Disponível em: <www.astm.org>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D 7181-20: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. , 2020c.

ARAÚJO, C. B. **Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro**. [s.l.] Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRAILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7182: Solo - Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025: Solo**

Cimento: Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16697: Cimento Portlad - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13028-1: Mineração - Elaboração, apresentação de projeto e avaliação de segurança de estruturas para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água Parte 1: Terminologia**. Rio de Janeiro, 2025a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 2025b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez**. , 2025c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2025d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2025e.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The mechanics of soils An introduction to critical state soil mechanicas**. [s.l.] McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1982.

BANDINI, V.; COOP, M. R. THE INFLUENCE OF PARTICLE BREAKAGE ON THE LOCATION OF THE CRITICAL STATE LINE OF SANDS. **Soils and Foundations**, v. 51, n. 4, p. 591–600, 2012.

BARATI, S. et al. Stabilization of iron ore tailings with cement and bentonite: a case study on Golgohar mine. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 79, n. 8, p. 4151–4166, 2020.

BARRETT, P. J. **Barrett-1980-The shape of rock particles, a critical review.pdf**. **Sedimentology**, 1980.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

BEDIN, J. et al. Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. **Geotechnique**, v. 62, n. 3, p. 263–267, 2012.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. A state parameter for sand. **Geotechnique**, 1985.

BEZERRA, C. G. **Caracterização do rejeito de minério de ferro (IOT) e avaliação da sua influência no comportamento físico-químico e mecânico de pastas de cimento**. [s.l: s.n.].

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test / A. W. Bishop and D. J. Henkel**. 2nd. ed. London: Edward Arnold Publishers Ltda, 1962.

BRUSCHI, G. J. et al. Green Stabilization of Bauxite Tailings: Mechanical Study on Alkali-Activated Materials. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 33, n. 11, p. 1–10, 2021.

BRUSCHI, G. J. **Molding conditions effect on the geomechanical behavior of uncemented and cemented iron ore tailings under low and high confining stresses**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2023.

BRUSCHI, G. J. et al. Mechanical and Microstructural Response of Iron Ore Tailings under Low and High Pressures Considering a Wide Range of Molding Characteristics. **Mining**, v. 3, n. 4, p. 712–730, 2023.

BRUSCHI, G. J. et al. Hydromechanical Behavior of Cement-Stabilized Iron Ore Tailings. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 43, n. 6, 2025.

CALDWELL, J. A.; COLLEN, C. Filter-pressed tailings facility design, construction, and operation guidelines. **Proceedings Tailings and Mine Waste**, p. 164, 2015.

CARMO, F. F.; KAMINO, L. H. Y. **Geossistemas Ferruginosos do Brasil - Áreas prioritárias para conservação da diversidade geológica e biológica, patrimônio cultural e serviços ambientais**. Belo Horizonte: [s.n.].

CARNEIRO, A.; FOURIE, A. A conceptual cost comparison of alternative tailings disposal strategies in Western Australia. **Proceedings of the 21st International Seminar on Paste and Thickened Tailings**, p. 439–454, 2018.

CAVARRETTA, I.; COOP, M.; O'SULLIVAN, C. The influence of particle characteristics on the behaviour of coarse grained soils. **Geotechnique**, v. 60, n. 6, p. 413–423, 2010.

CGEE - CENTRO DE GESTÃO E ESTUDOS ESTRATÉGICOS. **Siderurgia no Brasil 2010-2025; Subsídio para tomada de decisão**. Brasília, 2010.

CHAKRABORTY, D.; CHOUDHURY, D. Investigation of the Behavior of Tailings Earthen Dam Under Seismic Conditions Debarghya Chakraborty and Deepankar Choudhury Department of Civil Engineering , Indian Institute of Technology Bombay ,. **American Journal of Engineering and Applied Sciences**, v. 2, n. 3, p. 559–564, 2009.

CHANG, B. T.; WOODS, R. D. Effect of partciple contact bond on shear modulus. **Journal**

of Geotechnical Engineering, v. 118, n. 26667, p. 1216–1233, 1992.

CHAVES, H. M. Estudo Geotécnico de uma Pilha Experimental de Misturas Compactadas de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado - Cimento Portland. p. 226, 2023.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands Under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 6, p. 799–817, 1981.

CONSOLI, N. C. et al. BEHAVIOR OF COMPACTED SOIL-FLY ASH-CARBIDE LIME MIXTURES. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. July, p. 15–16, 2001.

CONSOLI, N. C. et al. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.

CONSOLI, N. C. et al. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 5, p. 759–763, 2010.

CONSOLI, N. C. et al. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Geotechnique**, v. 62, n. 2, p. 177–183, 2012a.

CONSOLI, N. C. et al. Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. n. JANUARY, p. 100–109, 2012b.

CONSOLI, N. C. et al. Durability and strength of fiber-reinforced compacted gold tailings-cement blends. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 45, n. 2, p. 98–102, 2017.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 9, p. 1–10, 2018a.

CONSOLI, N. C. et al. Durability, strength, and stiffness of compacted gold tailings - cement mixes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 55, n. 4, p. 486–494, 2018b.

CONSOLI, N. C. et al. Use of sustainable binders in soil stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 31, n. 2, p. 1–7, 2019a.

CONSOLI, N. C. et al. The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends. **Soils and Foundations**, v. 59, n. 5, p. 1428–1439, 2019b.

CONSOLI, N. C. et al. Porosity/Cement Index Controlling Flexural Tensile Strength of Artificially Cemented Soils in Brazil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 1, p. 713–722, 2020.

CONSOLI, N. C. et al. Behaviour of Compacted Filtered Iron Ore Tailings–Portland Cement Blends: New Brazilian Trend for Tailings Disposal by Stacking. **Applied Sciences (Switzerland)**, v. 12, n. 2, 2022.

CONSOLI, N. C. et al. Insights into the mechanics of uncemented and lightly cemented compacted iron ore tailings under high confining pressures. **Soils and Foundations**, v. 64, n. 6, 2024a.

CONSOLI, N. C. et al. Determination of critical state line (CSL) for silty-sandy iron ore tailings subjected to low-high confining pressures. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2024b.

CONSOLI, N. C. et al. Influence of Moisture and Cement Content on the Undrained Shear Response of Iron Ore Tailings. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 43, n. 9, p. 1–20, 2025a.

CONSOLI, N. C. et al. Mechanical Behavior of Artificially Cemented Iron Ore Tailings Under High Confining Pressures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 43, n. 5, 2025b.

CONSOLI, N. C.; CORTE, M. B.; FESTUGATO, L. Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil-lime mixtures. **Geosynthetics International**, v. 19, n. 5, p. 409–414, 2012.

COOP, M. R. et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand. **Géotechnique**, v. 54, n. 3, p. 157–163, 2004.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Geotechnique**, v. 44, n. 3, p. 533–537, 1994.

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Projeto APA Sul RMBH Estudos do meio físico**. , 2005.

CROWDER, J. J. **Deposition, consolidation, and strength of a non-plastic tailings paste for surface disposal.** [s.l: s.n.].

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Geotechnique**, v. 49, n. 6, p. 741–760, 1999.

DALIRI, F. The influence of desiccation and stress history on monotonic and cyclic shear response of thickened gold tailings. n. September, p. 442, 2013.

DAVIES, M. Filtered Dry Stacked Tailings-The Fundamentals Filtration. **Proceedings Tailings and Mine Waste**, 2011.

DAVIES, M. et al. Dewatered tailings practice - Trends and observations. **Tailings and Mine**

Waste'10 - Proceedings of the 14th International Conference on Tailings and Mine Waste, n. March 2020, p. 133–142, 2011.

DAVIES, M.; MARTIN, T.; LIGHTHALL, P. Mine Tailings Dams: When Things Go Wrong. **Tailings Dams 2000**, p. 261–274, 2000.

DUARTE, H. A. Iron - A strategic chemical element that permeates history, economy and society. **Quimica Nova**, v. 42, n. 10, p. 1146–1153, 2019.

EINAV, I. Breakage mechanics-Part I: Theory. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 55, n. 6, p. 1274–1297, 2007.

FARENZENA, H. P. **Estabilização de resíduo de mineração de ferro por meio de um sistema ligante álcali-ativado de metacaulim e silicato de sódio alternativo**. [s.l: s.n.].

FARENZENA, H. P. et al. Iron ore tailings stabilization with alternative alkali-activated cement for dry stacking: mechanical and microstructural insights. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 61, n. 4, p. 649–667, 2024.

FEAM - FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. **Inventário de Resíduos Sólidos da Mineração Ano Base 2017**. , 2018.

FITTON, T.; ROSHDIEH, A. Filtered tailings versus thickened slurry: four case studies. **Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings**, p. 275–288, 2013.

FOURIE, A. et al. Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the Art E. **Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures– Rahman and Jaksa (Eds)**, n. May, 2022.

FRANÇA, S. C. A. et al. Particle Aggregation and Dewatering of Red Mud for Dry Stacking. **5th International Seminar on Tailing Management**, p. 9, 2018.

GOMES, M. F. M. et al. Disposal of tailings and the mining industry perspective: a case study of the Cuiabá Mine. **Proceedings of the 22nd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings**, p. 219–231, 2017.

GUEDES, J. P. C. et al. Mechanical Behaviour of Fibre-Reinforced Cemented Iron Ore Tailings Across the Compaction Curve. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 42, n. 5, p. 3421–3432, 2024.

GUIMARÃES, N. C.; VALADÃO, G. E. S.; PERES, A. E. C. Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando à sua disposição em pilhas. **Revista escola de minas**, v. 65, p. 543–548, 2012.

GUIMARÃES, F. A. V. **Revisão nos métodos de dimensionamento de espessadores e comparação dos modelos industriais**. [s.l.] Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.

HARDIN, B. O. Crushing of Soil Particles. **Journal of Geotechnical EngineeringEngineering**, v. 111, p. 16, 1985.

HATEFI, M. H. et al. The role of particle shape in the mechanical behavior of granular soils: A state-of-the-art review. **Results in Engineering**, v. 24, n. September, p. 103572, 2024.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. **Manual of Soil Laboratory Testing Volume 3: Effective Stress Tests**. 3rd. ed. Scotland, UK: WHITES PUBLISHING, 2014. v. 3

HOCH, B. Z. **Comportamento Geomecânico de Rejeito de Mineração de Ouro Submetido a uma Ampla Faixa de Tensões de Confinamento sob Carregamento Monotônico e Cíclico**. [s.l: s.n.].

HU, L. et al. Geotechnical Properties of Mine Tailings. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 2, p. 1–10, 2017.

IBRAM. **Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração**. **Instituto Brasileiro de Mineração**, 2016. Disponível em: <http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf>

IBRAM. **Setor Mineral 1 trimestre de**. Disponível em: <https://ibram.org.br/dados-do-ibram/>.

ICOLD. **Tailings dam design: Technology Update Bulletin 181**. **Proceedings of the 85th Annual Meeting of International Commission on Large Dams**International Commission on Large Dams:, , 2019.

IPEA - INSTITUTO DE PESQUISAS ECONÔMICAS APLICADAS. **Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas - Relatório de Pesquisa**. , 2012.

JAHANSHAHI, F. S.; GHANIZADEH, A. R. Compressive strength, durability, and resilient modulus of cement-treated magnetite and hematite iron ore tailings as pavement material. **Construction and Building Materials**, v. 447, n. July, p. 138076, 2024.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil liquefaction A critical state framework approach**. second edi ed. University of Southampton, United Kingdom: Taylor & Francis (Applied Geotechnics Series), 2016.

JEWELL, R. J.; FOURIE, A. B. **Paste and Thickened Tailings - A guide**. 3rd. ed. Western Australia, Australia: [s.n.].

JIANG, X. et al. Stabilization of iron ore tailing with low-carbon lime/carbide slag-activated ground granulated blast-furnace slag and coal fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 413, n. January, p. 134946, 2024.

KHAMSEH, B.; SHOURIJEH, P. T.; BINESH, S. M. Strength and deformation characteristics of cement-stabilized Fe-rich fine iron ore tailings. **Construction and Building Materials**, v. 463, n. November 2024, p. 140101, 2025.

KHINDANOVA, I. Location Factors for Non-Ferrous Exploration Investments. **Journal of Applied Business and Economics**, v. 12, n. 1, p. 38–45, 2011.

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

KPMG GLOBAL MINING INSTITUTE. Brazil Country Mining Guide. p. 44, 2023.

KURANCHIE, F. A.; SHUKLA, S. K.; HABIBI, D. Utilisation of iron ore mine tailings for the production of geopolymer bricks. **International Journal of Mining, Reclamation and Environment**, v. 30, n. 2, p. 92–114, 2016.

LA ROCHELLE, P. et al. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. **Advanced triaxial testing of soil and rocks, ASTM STP 977**, v. STP 977, p. 715–731, 1988.

LADE, P. V.; OVERTON, D. Cementation effects in frictional materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, p. 1373–1387, 1989.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A.; BOPP, P. A. Significance of particle crushing in granular materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, p. 309–316, 1996.

LAMBE, T. W. The Structure of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanical and Foundation**, p. 1–35, 1958.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LARA, J. L.; PORNILLOS, E.; MUNOZ, H. Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits – state-of-the-art. **Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings**, n. 1, p. 249–260, 2013.

LEAK, J. et al. Revisiting Hardin's parameters for the quantification of particle breakage – A statistical entropy approach. **Powders and Grains 2021 - 9th International Conference on Micromechanics on Granular Media**, v. 07001, p. 8–11, 2021.

LI, L.; ISKANDER, M. Evaluation of dynamic image analysis for characterizing granular soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 43, n. 5, 2019.

LI, W. et al. The mechanics of a silt-sized gold tailing. v. 241, n. May, p. 97–108, 2018.

LI, W.; COOP, M. R. Mechanical behaviour of panzhihua iron tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56, n. 3, p. 420–435, 2018.

LU, C. et al. Utilization of iron tailings to prepare high-surface area mesoporous silica materials. **Science of the Total Environment**, v. 736, p. 139483, 2020.

LUPO, J.; HALL, J. Dry stack tailings - Design considerations. **Tailings and Mine Waste'10 - Proceedings of the 14th International Conference on Tailings and Mine Waste**, p. 327–334, 2011.

MARTINATTO, C. S. **Comportamento de um solo arenoso estabilizado com álcali ativação visando a pavimentação**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021.

MCDOWELL, G. R.; BOLTON, M. D.; ROBERTSON, D. The fractal crusing of granular materials. **J. Mech. Phys. Solids**, v. 44, p. 2079–2102, 1996.

MINE ENVIRONMENTAL NEUTRAL DRAINAGE (MEND). **Study of tailings management technologies**. **Report 2.50.1**, 2017.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. [s.l: s.n.].

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. [*S. l.*]: John Wiley & Sons, 2005.

MORGENSTERN, N. et al. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundao Dam. **Fundão Tailings Dam Review Panel**, p. 88, 2016.

NAKATA, Y. et al. A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test. **Geotechnique**, v. 49, n. 5, p. 567–583, 1999.

NISHIJIMA, M.; ROCHA, F. F. An economic investigation of the dengue incidence as a result of a tailings dam accident in Brazil. **Journal of Environmental Management**, v. 253, n. October 2019, p. 109748, 2020.

OLIVEIRA, L. C. A.; FABRIS, J. D.; PEREIRA, M. C. Óxidos de ferro e suas aplicações em processos catalíticos: Uma revisão. **Quimica Nova**, v. 36, n. 1, p. 123–130, 2013.

PCA. **Soil Cement Laboratory Handbook**. [s.l: s.n.].

PEREIRA DOS SANTOS, C. et al. Stabilization of gold mining tailings with alkali-activated carbide lime and sugarcane bagasse ash. **Transportation Geotechnics**, v. 32, n. September 2021, 2022.

PORTES, A. M. C. **Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta**. [s.l.] Universidade Federal de Minas Gerais, 2013.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatância de solos cimentados: Uma abordagem teórico - experimental**. [s.l: s.n.].

ROBERTSON, A. M. **Mine closure for the sustainability of mining and enviroment: concepts, challenges, inovation.** Disponível em: <https://www.gov.br/mme/pt-br/arquivos/mine-closure-for-sustainability-dr-andrew-robertson.pdf>.

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

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Geotechnique**, v. 8, n. 1, p. 22–53, 1958.

ROSIÈRE, C. A.; CHEMALE JR., F. Itabiritos E Minérios De Ferro De Alto Teor Do Quadrilátero Ferrífero – Uma Visão Geral E Discussão. **Geonomos**, v. 8, n. 2, p. 27–43, 2000.

RUSSO, F. M. **Comportamento de Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico: Caracterização Laboratorial e Simulação Numérica do Processo Construtivo**. [s.l: s.n.].

SANTOS, R. A. DOS. **AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE EM REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO : INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA E TRAJETÓRIA DE TENSÕES**. [s.l: s.n.].

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. 1st. ed. [s.l.] McGraw-Hill Book Company, 1968.

SECCO, M. P. et al. How particle breakage affects the critical state line of silty-sand iron ore tailings. **Acta Geotechnica**, v. 7, 2025.

SERVI, S. et al. Mechanical response of filtered and compacted iron ore tailings with different cementing agents: Focus on tailings-binder mixtures disposal by stacking. **Construction and Building Materials**, v. 349, n. March, 2022.

SERVI, S. P. **Comportamentomecânicode resíduode minério de ferro estabilizado com agentes aglomerantes**. [s.l: s.n.].

SILVA, J. P. DE S. et al. On the mechanics of filtered compacted consolidated and overconsolidated iron ore tailings at high pressures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 61, n. 3, p. 575–581, 2024a.

SILVA, J. P. S. et al. Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil

mechanics. **Soils and Rocks**, v. 45, n. 2, p. 1–13, 2022.

SILVA, J. P. S. et al. **On-site characterization of compacted iron ore tailings-Portland cement blends for dry stacking systems**. Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. **Anais**...2024b.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A & B. **Geotechnique**, n. 5, p. 5, 1988.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY. **MINERAL COMMODITY SUMMARIES**. , 2025. Disponível em: <https://www.statista.com/statistics/1394487/global-titanium-sponge-production-by-country/>

ULRICH, B. Practical thoughts regarding filtered tailings. **Proceedings of the 22nd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings**, p. 71–79, 2019.

ULRICH, B.; COFFIN, J. Considerations for tailings facility design and operation using filtered tailings. **Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings**, n. 2003, p. 201–210, 2013.

VELOSO MARQUES, S. F.; CONSOLI, N. C.; ALMEIDA E SOUSA, J. Testing Cement Improved Residual Soil Layers. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 3, p. 544–550, 2014.

VICK, S. G. **Planning, design, and analysis of tailings dams.** Vancouver, Canada: Bitech Publishers ltd., 1990.

WAGNER, A. C. et al. Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 15, n. 7, p. 1883–1894, 2023a.

WAGNER, A. C. et al. Dry stacking of iron ore tailings: Possible particle breakage during compaction. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering**, v. 177, n. 6, p. 779–787, 2023b.

WAGNER, A. C. et al. Influence of grading in compacted tailings behaviour: towards resilient design. **Geotechnique**, n. 13, p. 150–163, 2024.

WAGNER, A. C. **Influência da Granulometria no Comportamento Mecânico de Rejeitos de Minério de Ferro**. [s.l: s.n.].

YAMAMURO, J. A.; LADE, P. Drained sand behaviour in axisymmetric texts at high pressures. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1996.

YANG, J.; LUO, X. D. Exploring the relationship between critical state and particle shape for granular materials. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 84, p. 196–213, 2015.

YANG, Y. et al. Particle shape analysis of tailings using digital image processing. p. 26397–26403, 2019.

YEO, J.; KIM, S.; LEE, J. Compressibility and small strain stiffness characteristics of silt-hematite mixtures. **Engineering Geology**, v. 325, n. September, p. 107282, 2023.

YU, F. Stress-dilatancy behavior of sand incorpoating particle breakage. **Acta Geotechnica**, p. 55–61, 2017.

YU, F.; SU, L. Particle breakage and the mobilized drained shear strengths of sand. **Journal of Mountain Science**, v. 13, n. 2, p. 1481–1488, 2016.

ZHANG, C. et al. Mechanical behavior and particle breakage of tailings under high confining pressure. **Engineering Geology**, v. 265, n. November 2019, p. 105419, 2019.

ZHANG, W. et al. Effects of iron ore tailings on the compressive strength and permeability of ultra-high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 260, p. 119917, 2020.

ZORZAL, R.; GOMES, M. M.; PINHEIRO, J. Tailings Geotechnical Characterization from Cuiabá Mine to Support a Dry Stacking Disposal Design in Cuiabá Dam. **23rd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings - PASTE 2020**, n. iii, p. 1–13, 2020.