

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento Mecânico de Rejeito de Minério de Ferro  
Filtrado e Compactado com Uso de Cimento e Fibra**

**João Pedro Camelo Guedes**

Porto Alegre  
2024

JOÃO PEDRO CAMELO GUEDES

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE  
MINÉRIO DE FERRO FILTRADO E COMPACTADO COM  
USO DE CIMENTO E FIBRA**

Dissertação de mestrado apresentado 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 Mestre em Engenharia.

Porto Alegre  
2024

**JOÃO PEDRO CAMELO GUEDES**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITO DE  
MINÉRIO DE FERRO FILTRADO E COMPACTADO COM  
USO DE CIMENTO E FIBRA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, 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, 06 de março de 2024

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
Ph.D. pela Concordia University  
Orientador

**Prof. Carina Silvani**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Coorientador

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Dr. Beatrice Anne Baudet (University College London – UK)**  
Ph.D. pela University London City

**Professor Erdin Ibraim (University of Bristol – UK)**  
Ph.D. pela Institut National des Sciences Appliquées

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

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Professor Matthew Richard Coop (University College London – UK)**  
Ph.D. pela University of Oxford

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, primeiramente, por me permitir chegar até aqui e permanecer comigo em todos os momentos, me guiando com serenidade e discernimento.

À minha mãe, Samara Martins Camelo, por todo amor, incentivo, dedicação e por sempre acreditar no meu potencial e permitir viver esta experiência. À minha irmã, Maria Teresa de Jesus Camelo Guedes, por sempre estar do meu lado me apoiando e torcendo por mim, por todos os momentos vividos e compartilhados juntos em Porto Alegre. Amo muito vocês.

Ao meu pai, Flaviano Xavier Guedes (*in memoriam*). Sei que torce diariamente por mim e que estaria orgulhoso com a conclusão desta etapa tão importante na minha vida. Aos meus avós, tios, tias e primos, em especial minha avó, Maria do Socorro Martins Colaço, por ser a fortaleza da nossa família.

Agradeço ao meu orientador, Nilo Cesar Consoli, por todos os ensinamentos e pela confiança depositada em mim para o desenvolvimento do trabalho. Igualmente, agradeço a minha coorientadora, Carina Silvani, pelo apoio, amizade e por me apresentar a área da geotecnia.

Às amigas feitas no PPGEC, em especial Alexia Wagner e João Vítor Carvalho, pelo dia-a-dia no laboratório, risadas, trocas de conhecimento, companheirismo, além das idas e vindas ao laboratório juntos. Vocês e suas contribuições foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho. Aos meus amigos de Campina Grande, de forma especial, Júlia Wanderley e Maria Eduarda Martins. Obrigado pela amizade, paciência e atenção ao longo desses anos.

Por fim, agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, na forma do Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, pelo ensino de alta qualidade e pela CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo concedimento da bolsa de pesquisa. Ainda, agradeço a quem, direta ou indiretamente, me ajudaram para a conclusão das disciplinas e da dissertação de mestrado.

## RESUMO

GUEDES, J. P. C. **Comportamento mecânico de Rejeito de Minério de Ferro Filtrado e Compactado com Uso de Cimento e Fibras**. 2024. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Rupturas recentes de barragens a montante de rejeitos de mineração, especialmente no Brasil, têm impulsionado a busca por estruturas alternativas para armazenagem desse material, sendo a principal delas a pilha de rejeitos filtrados e compactados. O rejeito filtrado e compactado pode ter seu desempenho mecânico melhorado através de técnicas de melhoramento de solo com o uso de materiais cimentantes (cimento Portland) e/ou inertes (fibras de polipropileno). Portanto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro considerando diferentes posições ao longo da curva compactação (ramo seco, úmido e ponto ótimo), distintos teores de cimento (1%, 3% e 5%) e a utilização de fibras (0,5%). Para isso, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples (RCS), pulso ultrassônico e ensaios triaxiais consolidados drenados (CID). Os resultados de RCS e pulso ultrassônico demonstraram que, para o material cimentado reforçado e não reforçado, quanto mais seco o material for compactado na curva de compactação, mais resistente e rígido ele será, independente do teor de cimento e fibra utilizado. Para o ensaio de RCS, o padrão de ruptura depende não apenas do teor de cimento e de fibras utilizados, mas também de quão úmido ou seco o material foi compactado em relação à curva de compactação. Além disso, a adição de fibras altera a resposta do material de frágil para dúctil, especialmente para baixos teores de cimento. Em relação aos ensaios CID, mesma tendência da RCS foi observada para o material cimentado. No entanto, para o material cimentado e reforçado, tendência diferente da RCS foi observada, indicando que o ponto ótimo é o mais resistente e rígido. Essa divergência foi atribuída ao tipo de drenagem ocorrendo em cada ensaio. Para o material puro (sem cimento e sem reforço), os ensaios CID apresentaram maior resistência e rigidez para o material compactado no ponto ótimo da curva de compactação. Para um menor grau de compactação, o aumento da umidade reduz a resistência. No caso do material reforçado, mesma tendência do material puro foi obtida. As análises tensão-dilatância e módulo de elasticidade colaboraram para o entendimento do comportamento do material nas diferentes condições de compactação, cimento e fibra. Além disso, a influência do *fabric* formado após a compactação foi considerado um fator predominante no comportamento inicial do material.

**Palavras-chave:** *curva de compactação; padrão de ruptura; strain-hardening; fabric.*

## ABSTRACT

GUEDES, J. P. C. **Mechanical Behavior of Filtered and Compacted Iron Ore Tailings Utilizing Cement and Fibers.** 2024. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre

Recent failures of upstream tailings dams, especially in Brazil, generated the search for alternative structures for storing this material. The main studied one is dry stacking filtered and compacted tailings. The filtered and compacted tailings can improve their mechanical performance through ground improvement techniques using cementing materials (Portland Cement) and/or inert materials (polypropylene fibers). Therefore, the present work aims to evaluate the mechanical behavior of iron ore tailings under different compaction conditions, cement and fiber contents through unconfined compressive strength tests (UCS), ultrasonic pulse and consolidated drained (CID) triaxial tests. The results of UCS and ultrasonic pulse showed that, for the reinforced and unreinforced cemented material, the drier the material is compacted on the compaction curve, the stronger and stiffer it will be, regardless of the cement or fiber content used. For the UCS tests, the failure pattern depends not only on the cement and fiber content, but also on how wet or dry the material was compacted on the compaction curve. In addition, adding fibers turns the brittle material into a ductile one, especially for low cement contents. Regarding the CID tests, the same trend of UCS was observed for the cemented material. However, a different trend from UCS was observed, for the cemented and reinforced material, indicating that the optimum point is the strongest and stiffest. This divergency was attributed to the type of drainage conditions occurring in each test. For the uncemented and unreinforced material, the CID tests showed higher strength and stiffness for the compacted material at the optimum point of the compaction curve. In a low compaction degree, the higher the moisture content, the lower the strength. The same pattern was obtained for the reinforced uncemented material. The stress-dilatancy and Young's modulus collaborated to understand the behavior under the different compaction, cement and fiber conditions. Furthermore, the influence of the fabric formed after the compaction procedure was found to be a predominant factor on the initial behavior of the material. However, further detailing through microstructural analysis is still required.

**Key-words:** *Compaction curve; failure pattern; strain-hardening; fabric.*

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS .....	3
1.1.1	Objetivo Geral.....	3
1.1.2	Objetivos Específicos .....	3
1.2	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	MINERAÇÃO .....	6
2.2	REJEITO DE MINERAÇÃO .....	7
2.2.1	Pilhas de rejeito de mineração filtrado .....	10
2.3	MELHORAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS.....	12
2.3.1	Melhoramento de solos por compactação.....	13
2.3.1.1	Comportamento geotécnico de solos granulares e não coesivos.....	14
2.3.1.2	Comportamento geotécnico de solos finos e coesivos à luz da curva de compactação	16
2.3.2	Melhoramento de solos com cimento .....	21
2.3.2.1	Teor de cimento.....	23
2.3.2.2	Porosidade .....	25
2.3.2.3	Umidade de moldagem.....	26
2.3.2.4	Tempo de cura.....	28
2.3.2.5	Temperatura de cura.....	28
2.3.3	Comportamento mecânico solo-cimento .....	29
2.3.3.1	Microestrutura de solo-cimento.....	32
2.3.4	Melhoramento de solos com fibras .....	33
2.3.4.1	Tipo da fibra .....	33
2.3.4.2	Teor e orientação da fibra.....	34
2.3.4.3	Comprimento da fibra .....	35
2.3.4.4	Características gerais da fibra e do solo .....	36
2.3.5	Comportamento mecânico solo-fibra.....	37
2.3.6	Melhoramento de solos com cimento e fibra.....	40
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>44</b>
3.1	MATERIAIS.....	44
3.1.1	Caracterização dos materiais .....	44
3.2	MÉTODOS .....	50
3.2.1	Planejamento experimental.....	50
3.2.2	Preparação das amostras .....	51
3.2.3	Ensaios de compressão simples e pulso ultrassônico .....	52
3.2.4	Ensaios triaxiais .....	55

3.2.5	Resumo dos ensaios .....	57
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>59</b>
4.1	ENSAIOS DE RCS E PULSO ULTRASSÔNICO .....	59
4.1.1	Análise da resistência.....	59
4.1.2	Módulo cisalhante inicial.....	88
4.1.3	Comparação entre o rejeito cimentado reforçado e não reforçado .....	89
4.2	ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS DRENADOS.....	92
4.2.1	Rejeito puro.....	93
4.2.2	Rejeito cimentado .....	99
4.2.3	Rejeito reforçado.....	106
4.2.4	Rejeito cimentado e reforçado .....	111
4.2.5	Comparação do rejeito em diferentes condições de cimentação e reforço .....	117
4.2.5.1	Análise mecânica.....	117
4.2.5.2	Análise da absorção de energia .....	122
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>127</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>130</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tendência do uso de rejeitos com maiores concentrações de sólidos (adaptado de (Davies <i>et al.</i> , 2011).....	9
Figura 2: Tipos de geometrias de empilhamento de rejeitos (CARVALHO, 2023).....	11
Figura 3: Influência da energia de compactação nas curvas de compactação do solo .....	14
Figura 4: Comportamento tensão-deformação (a) e volumétrico (b) de materiais granulares em diferentes compacidades (CRISPIM, 2010) .....	15
Figura 5: Curvas de compactação de solos finos e coesivos e a estrutura formada em cada ponto das curvas (Adaptado de Lambe, 1958a).....	17
Figura 6: Tendência da variação da resistência não drenada em função de $w$ e $\gamma_d$ a partir de ensaios UU (CRISPIM, 2010) .....	18
Figura 7: Tendência da variação da resistência em tensão efetiva em função da $w$ e $\gamma_d$ a partir de ensaios CID ou CIU (CRISPIM, 2010) .....	19
Figura 8: Representação esquemática da curva tensão deformação de solos finos e coesivos na curva de compactação para ensaios UU (a) e CID ou CIU (b) (CRISPIM, 2010) .....	20
Figura 9: Efeito da compressão oedométrica em baixas tensões na estrutura de solos coesivos (Adaptado de Lambe, 1958a).....	20
Figura 10: Efeito da compressão oedométrica em altas tensões na estrutura de solos coesivos (Adaptado de Lambe, 1958a).....	21
Figura 11: Variação da resistência à compressão dos compostos puros do cimento em função do tempo de cura (Adaptado de (Bogue, 1955) .....	23
Figura 12: Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento para diferentes pesos específicos aparentes secos (FOPPA, 2005) .....	24
Figura 13: Variação da resistência à não confinada em função do teor de cimento e suas zonas (Adaptado de (Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2010) .....	25
Figura 14: Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade para cada teor de cimento (FOPPA, 2005) .....	26
Figura 15: Pontos de moldagem (a) e (b) e variação da resistência à compressão simples em função da umidade para diferentes teores de cimento (c) e (d) (CONSOLI <i>et al.</i> , 2007a, 2011) .....	27
Figura 16: Variação da resistência à compressão simples (a) e rigidez (b) em função do tempo de cura (MAFESSOLI, 2022).....	28
Figura 17: Variação da resistência em função do tempo em dias para cada temperatura de cura (TAN <i>et al.</i> , 2011).....	29

Figura 18: Influência da cimentação na compressão isotrópica (Adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999) .....	30
Figura 19: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica de solos cimentados (Adaptado de Clough <i>et al.</i> , 1981).....	31
Figura 20: Efeito da cimentação na estrutura de solos argilosos (a) após a compactação (b) após pequeno período de cura (c) após longo período de cura (Adaptado de Mitchell e El-Jack (1966)) .....	32
Figura 21: Efeito da cimentação na estrutura de solos granulares (Adaptado de Chang e Woods (1992)) .....	33
Figura 22: Diferentes condições de carregamento triaxial em solo reforçado com diferentes teores de fibra (DIAMBRA <i>et al.</i> , 2013) .....	35
Figura 23: Tensão-deformação e comportamento volumétrico em função do comprimento das fibras (CONSOLI <i>et al.</i> , 2009) .....	36
Figura 24: Mecanismo de deformação da fibra em solos reforçados (Adaptado de Gray e Maher (1990) .....	38
Figura 25: Envoltórias de resistência para o solo não reforçado e solo reforçado com fibras (Adaptado de Consoli <i>et al.</i> (2007b)) .....	39
Figura 26: Efeito da adição de fibras no material não cimentado (a) e cimentado (b) (CONSOLI <i>et al.</i> , 1999) .....	40
Figura 27: O "bridge effect" devido à adição de fibras no solo.....	41
Figura 28: Compressão isotrópica de areia, areia com cimento, areia com fibras e areia com cimento e fibras (Adaptado de Santos <i>et al.</i> 2010) .....	42
Figura 29: Curvas granulométricas dos rejeitos de minério de ferro estudados.....	46
Figura 30: Curvas de compactação da mistura 80/20 do rejeito de minério de ferro na energia normal e modificada .....	46
Figura 31: Imagens da MEV do rejeito de flotação (FL) .....	47
Figura 32: Imagens da MEV do rejeito ultrafino (UF).....	48
Figura 33: Imagens da MEV do rejeito 80/20 .....	48
Figura 34: Difração dos raios-X do rejeito da flotação (FL).....	49
Figura 35: Difração dos raios-X do rejeito ultrafino (UF) .....	49
Figura 36: Difração dos raios-X do rejeito 80/20.....	50
Figura 37: Curvas de compactação do rejeito puro e do rejeito reforçado com fibra para os ensaios de compressão simples.....	53

Figura 38: Curvas de compactação do rejeito puro e do rejeito reforçado com fibra para os ensaios triaxiais do tipo CID.....	55
Figura 39: $q_u$ em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento para amostras não reforçadas (a) e reforçadas (b) .....	84
Figura 40: Padrões de ruptura após o ensaio dos corpos de prova não reforçados (a), reforçado com 1% de cimento (b), 3% de cimento (c), 5% de cimento (d) e ponto mais úmido dos rejeitos reforçados com maiores teores de cimento .....	85
Figura 41: Módulo cisalhante à pequenas deformações ( $G_0$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento para amostras não reforçadas .....	88
Figura 42: Índice de fragilidade ( $I_B$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento.....	90
Figura 43: Índice fibra/cimento ( $I_{fc}$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento.....	91
Figura 44: Comportamento tensão-deformação do rejeito puro para todos os pontos da compactação.....	93
Figura 45: Comportamento volumétrico do rejeito puro para todos os pontos da compactação .....	94
Figura 46: Variação do módulo tangente do rejeito puro para todos os pontos da compactação .....	95
Figura 47: Comportamento tensão-dilatância do rejeito puro para todos os pontos da compactação.....	96
Figura 48: Representação esquemática do <i>fabric</i> ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro .....	99
Figura 49: Comportamento tensão-deformação do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação.....	100
Figura 50: Comportamento volumétrico do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação.....	101
Figura 51: Variação do módulo tangente do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação.....	102
Figura 52: Comportamento tensão-dilatância do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação.....	105
Figura 53: Representação esquemática da estrutura ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro cimentado.....	106
Figura 54: Comportamento tensão-deformação do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação.....	107

Figura 55: Comportamento volumétrico do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação.....	107
Figura 56: Variação do módulo tangente do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação.....	108
Figura 57: Comportamento tensão-dilatância do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação.....	109
Figura 58: Representação esquemática do <i>fabric</i> ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro reforçado .....	111
Figura 59: Comportamento tensão-deformação do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação .....	112
Figura 60: Comportamento volumétrico do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação.....	113
Figura 61: Variação do módulo tangente do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação .....	114
Figura 62: Comportamento tensão-dilatância do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação .....	115
Figura 63: Representação esquemática da estrutura ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro cimentado e reforçado.....	116
Figura 64: Comparação das curvas tensão-deformação com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação.....	117
Figura 65: Comparação do comportamento volumétrico ao longo do cisalhamento com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação .....	118
Figura 66: Comparação da variação do $E_{tan}$ com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação.....	119
Figura 67: Comparação das curvas tensão-dilatância com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação.....	120
Figura 68: Ângulo de dilatância ( $\psi$ ) em função do teor de cimento e o teor de fibras .....	121
Figura 69: Índice de fragilidade ( $I_B$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra.....	123
Figura 70: Índice fibra cimento ( $I_{fc}$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra.....	124
Figura 71: Módulo de tenacidade para 15% da deformação axial ( $E_{D15\%}$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra .....	125

Figura 72: Módulo de tenacidade normalizado para 15% da deformação axial ( $E_D/E_{D15\%}$ ) para o ponto ótimo das curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra ..... 126

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação dos rejeitos com base na concentração típica de sólidos (Adaptado de Ulrich, 2019).....	8
Tabela 2: Classificação do solo com base no teor de cimento adicionado (adaptado de Clough <i>et al.</i> , 1981).....	22
Tabela 3: Caracterização física dos rejeitos de minério de ferro.....	45
Tabela 4: Resultados da Fluorescência dos Raios-X (FRX).....	48
Tabela 5: Especificação dos pontos para os ensaios de $q_u$ e $G_0$ .....	53
Tabela 6: Níveis das variáveis para os ensaios de $q_u$ e $G_0$ .....	54
Tabela 7: Densidade relativa e índice de vazios inicial para os pontos do rejeito puro e reforçado.....	54
Tabela 8: Especificação dos pontos para os ensaios triaxiais CID.....	56
Tabela 9: Níveis das variáveis para o ensaio triaxial CID.....	56
Tabela 10: Densidade relativa e índice de vazios inicial para os pontos do rejeito puro e reforçado nos ensaios triaxiais.....	57
Tabela 11: Nomenclatura dos corpos de prova e os ensaios realizados.....	58

## LISTA DE SÍMBOLOS

$w$	Umidade
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$e_0$	Índice de vazios
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
$C_{iv}$	Teor volumétrico de cimento
$D_R$	Densidade relativa
$E$	Módulo de Young / Módulo de Elasticidade
$E_{tan}$	Módulo de Young / Módulo de Elasticidade tangente
$E_{50}$	Módulo de Young / Módulo de Elasticidade referente a 50% do pico
$I_B$	índice de fragilidade
$I_{fc}$	Índice fibra-cimento
$l/d$	Índice aspecto
$S$	Grau de saturação
$\eta$	Porosidade
$c'$	Intercepto coesivo efetivo
$\sigma$	Tensão total
$\sigma'$	Tensão efetiva
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo
$u_w$	Poropressão da água
$q_u$	Resistência à compressão simples
$\chi$	Parâmetro de saturação do solo
$G_0$	Módulo cisalhante do solo em pequenas deformações

## LISTA DE SIGLAS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial condolidade isotropicamente não drenado
C-A-H	Aluminato de cálcio hidratado
CH	Argila de alta plasticidade
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
DRX	Difração dos Raios-X
EAR	Estruturas de Armazenamento de Rejeito
FRX	Fluorescência dos Raios-X
IP	Índice de Plasticidade
FL	Rejeito da flotação
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LIC	Linha istrópica de Compressão
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
ML	Silte de baixa plasticidade
pH	Potencial hidrogeniônico
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
SM	Areia siltosa
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)
UF	Rejeito ultrafino
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UU	Ensaio triaxial não consolidade não drenado

# 1 INTRODUÇÃO

O setor da mineração é de extrema importância para a economia brasileira. Em 2021, a produção mineral atingiu o valor de 49 bilhões de dólares, além de empregar mais de 700.000 trabalhadores. Somado a esses fatores, o minério de ferro foi o produto mais exportado pelo Brasil em 2021, sendo o produto crucial para manter o saldo da balança comercial brasileira positivo. Cerca de 37 bilhões de dólares do mineral foi exportado no período entre janeiro e novembro do mesmo ano (IBRAM, 2022). No entanto, por mais que a produção mineral seja importante na economia brasileira, esse processo é responsável pela geração de rejeitos de mineração, os quais necessitam ser dispostos em estruturas seguras.

A discussão sobre a disposição de rejeitos provenientes do processo da mineração é um assunto de extrema importância mundialmente, de forma especial no Brasil devido às recentes rupturas desastrosas de barragens à montante. Os dois maiores desastres brasileiros mais recentes noticiados foram no estado de Minas Gerais, nas cidades de Mariana (mina de Fundão) e Brumadinho (mina Córrego do Feijão), em 2015 e 2019, respectivamente. Juntos, esses desastres resultaram em aproximadamente 300 mortes, além dos danos ambientais decorrentes dos mais de 10 milhões de m<sup>3</sup> de rejeito espalhado (MORGENSTERN *et al.*, 2015; ROBERTSON *et al.*, 2019).

Devido a esses acontecimentos, a necessidade de formas alternativas de disposição de rejeito de mineração ampliou os estudos nessa área (CONSOLI *et al.*, 2022; WAGNER *et al.*, 2022). Dessa forma, surgem diferentes opções de Estruturas de Armazenamento de Rejeito (EAR). Um método alternativo e mais seguro seria a disposição do rejeito de mineração filtrado e compactado em pilhas. Portanto, entender o comportamento do rejeito de mineração nessas condições é de fundamental importância para o desenvolvimento do conhecimento e novas perspectivas para projetos.

O sistema de rejeitos de mineração filtrados consiste em construir pilhas de rejeito compactado que podem atingir centenas de metros. O rejeito nesse sistema tem sua umidade reduzida até próximo da umidade ótima da curva de compactação e é então compactado. Para melhorar o

desempenho mecânico dessas EAR, alguns materiais químicos (cimento) e inertes (fibras) podem ser aplicados.

O cimento altera quimicamente os solos e os rejeitos formando compostos cimentantes, como silicato de cálcio hidratado (C-S-H), através das reações pozolânicas que geram aumento na resistência mecânica do material, assim como redução da permeabilidade e da compressibilidade (ZHANG *et al.*, 2022). Além disso, as reações de hidratação do cimento geram a cal que reage com materiais amorfos e contribui com o aumento de resistência a longo prazo e também forma a etringita pela reação com o gesso. As fibras, por sua vez, alteram o solo fisicamente, tornando o meio mais poroso e modificando as características do comportamento mecânico. Quando associada ao cimento, a fibra tem a capacidade de transformar a característica frágil do material em dúctil (CONSOLI *et al.*, 1999).

Em relação ao comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro cimentados, Consoli *et al.* (2022) apresentaram o comportamento tensão-deformação do rejeito cimentado e compactado na umidade ótima da curva de compactação com diferentes pesos específicos aparentes secos ( $\gamma_d$ ): o  $\gamma_d$  máximo e outros dois abaixo ( $\gamma_{dm\acute{a}x} - 1\text{kN/m}^3$  e  $\gamma_{dm\acute{a}x} - 2\text{kN/m}^3$ ). Os resultados apresentados pelos autores mostraram um forte comportamento frágil (*strain-softening*) e tendência dilatante independente da tensão confinante estudada, similar ao que ocorre para misturas solo-cimento convencionais (CLOUGH *et al.*, 1981; SCHNAID *et al.*, 2001).

Já para análise de rejeitos de mineração cimentados reforçados com fibras, Festugato *et al.* (2013) estudaram o comportamento cíclico e monotônico de rejeito de minério de ouro e observaram que o material atingia uma mesma envoltória de ruptura para os dois tipos de carregamento. Os autores também evidenciaram o comportamento de endurecimento (*strain-hardening*) devido à ação das fibras durante a solicitação dos esforços. No entanto, não existem trabalhos que avaliem a utilização do cimento em rejeitos de minério de ferro reforçados com fibras para aplicação em pilhas de rejeito filtrado e compactado.

As pilhas, em geral, são compactadas nas condições ótimas de umidade e grau de compactação como é o caso de aterros convencionais (KUMOR & KUMOR, 2016). Entretanto, a variabilidade em campo devido a condições adversas como períodos de chuvas prolongados e problemas de operação podem interferir na resposta do material e, por isso, é importante considerar a variação da umidade e da compactação.

O comportamento de solos argiloso com base na curva de compactação é bem estabelecido: quando compactados no ramo seco, a estrutura do solo é floclada & e dispersa, quando compactados no ramo úmido (LAMBE, 1958b; MITCHELL, 1956; SEED & CHAN, 1959). No entanto, o conhecimento sobre a influência da estrutura inicial no comportamento tensão-deformação de solos argilosos foi desenvolvido, principalmente, a partir de ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU). Além disso, enquanto o solo é composto por rochas submetidas a processo de intemperismo físico, químico, transporte e deposição, os rejeitos de mineração são formados por rochas moídas/trituradas mecanicamente. Portanto, as partículas que constituem os rejeitos tendem a apresentar características distintas, como por exemplo: os grãos de tamanho argila não representam necessariamente argilominerais como em solos naturais e, conseqüentemente, o processo de interação química entre tais grãos não é o mesmo (SCHNAID, 2022). Assim, as diferentes origens podem interferir de forma significativa no arranjo dos grãos formado pela compactação com diferentes condições e precisam ser avaliadas frente aos desafios de campo.

Com base no exposto, o presente trabalho procura avaliar pela primeira vez o comportamento tensão-deformação de rejeitos de mineração de ferro cimentado e reforçado com fibras para disposição em pilhas. Para isso, serão avaliadas, através de ensaios triaxiais, pulso ultrassônico e resistência à compressão simples, diferentes condições de moldagem considerando diferentes pontos ao longo da curva de compactação, a fim de simular a variabilidade em campo.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro compactado em diferentes posições ao longo da curva de compactação, considerando diferentes condições de cimentação e reforço.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos que foram estabelecidos para o desenvolvimento do trabalho são:

- Analisar o comportamento tensão-deformação do rejeito de minério de ferro compactado ao longo da curva de compactação com diferentes teores de cimento e inclusão de fibras;
- Observar a dependência dos padrões de ruptura com o teor de cimento, fibras e posição na curva de compactação;
- Verificar os principais fatores que controlam o comportamento do rejeito nas diferentes condições de compactação, cimentação e reforço;
- Avaliar a eficiência da fibra e sua capacidade de absorção de energia do rejeito de ferro dependendo do teor de cimento;
- Propor, esquematicamente, os arranjos dos grãos após a compactação do material, considerando a influência das condições de moldagem, de cimentação e de reforço.

## 1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, os quais são apresentados a seguir.

- **Capítulo 1:** apresenta uma breve introdução ao tema abordado na dissertação, contemplando a relevância e justificativa da pesquisa, o objetivo geral e os objetivos específicos para o trabalho, além da presente definição da organização do trabalho.
- **Capítulo 2:** contém a revisão bibliográfica de tópicos importantes para contextualização e entendimento da pesquisa desenvolvida, incluindo processos de beneficiamento da mineração, rejeitos da mineração, pilhas de rejeito filtrado e compactado, comportamentos de solos granulares e finos, solos cimentados e reforçados com fibra.
- **Capítulo 3:** contempla a caracterização do rejeito de minério de ferro utilizado, assim como o tipo e teores de cimento e de fibra utilizados ao longo da pesquisa. Além de apresentar os ensaios realizados e os métodos adotados para execução de cada um.
- **Capítulo 4:** apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios de resistência à compressão simples, pulso ultrassônico e dos ensaios triaxiais realizados.

- **Capítulo 5:** abrange as conclusões obtidas ao longo do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados conceitos principais sobre a mineração e os processos de beneficiamento dos minérios, assim como a disposição dos rejeitos gerados. Também serão apresentados estudos acerca do comportamento de geomateriais cimentados e reforçados com fibra e os fatores que o influenciam.

### 2.1 MINERAÇÃO

A mineração é considerada uma das principais fornecedoras de matérias primas para uso antrópico (LUZ & LINS, 2010). No Brasil, a produção mineral atingiu 49 bilhões de dólares em 2021 e a exportação no setor mineral de ferro tem valor de 37 bilhões de dólares para o mesmo ano (IBRAM, 2022).

Em relação ao conceito da mineração, o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBRAM) a define como o conjunto de atividades destinadas a pesquisar, extrair, beneficiar e transformar recursos minerais de maneira a convertê-los em benefícios sociais ou econômicos, com objetivo de torná-los comercializáveis, sem causar alterações na sua condição primária (IBRAM, 2022; MESQUITA *et al.*, 2016). O processo de mineração está relacionado com as seguintes etapas: prospecção, para detectar anomalias minerais, seguido da pesquisa mineral da lavra, do beneficiamento e do descomissionamento da mina (Carvalho, 2018).

Para os fins econômicos da mineração, a etapa do beneficiamento é a mais importante, pois através dela são obtidos os minérios para uso industrial. Nesse processo, é feita a adequação da granulometria do material para aumentar a concentração de minérios, sem alteração da composição química dos minerais, a fim de obter um produto final com maior teor em mineral-minério (LUZ & LINS, 2010). Devido às grandes melhorias na tecnologia da mineração, maior quantidade de minério pode ser extraída, com consequente diminuição do tamanho médio das partículas dos rejeitos de mineração (YAO *et al.*, 2021).

O beneficiamento do minério puro pode ser realizado de duas maneiras: a úmido e a seco. O beneficiamento a úmido tem como resíduo o rejeito da mineração úmido tradicionalmente

disposto em barragens. No beneficiamento a seco, há economia de água no processo e dispensa o uso de barragens (CACCIUTTOLO & VALENZUELA, 2022).

## 2.2 REJEITO DE MINERAÇÃO

O principal subproduto gerado pela mineração são os rejeitos provenientes do beneficiamento do minério. O volume de rejeito gerado é dependente da concentração do metal no minério: menores concentrações do minério implicam em maior a quantidade de rejeito gerado (SOUZA *et al.*, 2021). Diferentemente do processo de formação dos solos, que são submetidos à ação do intemperismo físico e químico, transporte e sedimentação, o rejeito é decorrente de um processo antropológico (SCHNAID, 2022).

O comportamento dos rejeitos é decorrente do seu processo de obtenção. Diferentes produtos em relação à granulometria, formato das partículas e minerais podem ser obtidos. Como consequência, pode-se obter rejeitos com ampla faixa de granulometria, com tamanhos predominantes de siltes e argilas, porém sem apresentar argilominerais em sua composição. Portanto, diferentemente de solos arenosos e argilosos que apresentam relação direta entre o tamanho da partícula e sua composição mineralógica (MITCHELL & SOGA, 2005), os rejeitos de mineração não apresentam essa relação (FOURIE *et al.*, 2022).

De forma geral, os rejeitos são armazenados pelas companhias de mineração da maneira mais conveniente possível, do ponto de vista técnico e econômico. Assim, podem ser armazenados em diferentes tipos de estruturas como pilhas, cavas, barragens, entre outros (ISLAM & MURAKAMI, 2021; SCHNAID, 2022). Para o método de disposição em barragens, existem 3 configurações de alteamento: à montante, à jusante e em linha de centro.

O problema do armazenamento em barragens de alteamento à montante está ligado à instabilidade da estrutura, uma vez que seu alteamento é realizado sobre o rejeito disposto. O fator predominante para os riscos da instabilidade dessas estruturas é o assentamento da barragem sobre o material em estado fofo e saturado (ISLAM & MURAKAMI, 2021). Nessas condições, a estrutura está sujeita a ruptura do rejeito por liquefação, provocando inúmeras catástrofes ambientais, econômicas e sociais (SCHNAID, 2022; SERVI *et al.*, 2022)

Exemplos desastrosos foram os eventos que ocorreram nos últimos anos, em 2015 (Mariana) e 2019 (Brumadinho), os quais, juntos, resultaram em aproximadamente 300 mortes, além dos

danos ambientais decorrentes dos mais de 10 milhões de m<sup>3</sup> de rejeito espalhado (MORGENSTERN *et al.*, 2015; ROBERTSON *et al.*, 2019). A lacuna do conhecimento do comportamento dos rejeitos de mineração é um dos principais fatores relacionados à ruptura de barragens, além de questões econômicas e operacionais de gestão (ARMSTRONG *et al.*, 2019).

Para a disposição em barragens, os rejeitos se encontram na condição saturada e, antes de serem dispostos na Estrutura de Armazenamento de Rejeito (EAR), são classificados em relação à concentração de sólidos. A Tabela 1 apresenta essa classificação. Os rejeitos em lama estão associados ao baixo custo, uma vez que processos de filtragem de rejeito são onerosos e, conseqüentemente sua disposição (CARNEIRO & FOURIE, 2020). No entanto, a água originada desse processo pode ser reutilizada nas próprias atividades da mineração e, considerando períodos de crise hídrica, esse método pode ser considerado como uma alternativa para práticas mais sustentáveis (GUNSON *et al.*, 2012; MONTANI *et al.*, 2013). Além disso, Gunson *et al.* (2012) também sugerem algumas formas de reduzir a perda de água durante o processo da mineração: instalação de drenos internos nas estruturas de disposição de rejeitos, uso de hidrociclones para separação dos rejeitos durante a disposição e coberturas flutuantes para evitar evaporação.

Tabela 1: Classificação dos rejeitos com base na concentração típica de sólidos (Adaptado de Ulrich, 2019)

<b>Classificação dos rejeitos</b>	<b>Concentração típica de sólidos (%)</b>
Rejeito em lama convencional	< 50%
Rejeito espesso	50-70%
Rejeito em pasta	70-85%
Rejeito filtrado	> 85%

Após inúmeros acidentes de barragens a montante de rejeitos, a EAR alternativa mais estudada atualmente é a disposição em pilhas de rejeito filtrado. Para esse caso, o material deve encontrar-se com a maior concentração de sólidos possível. Em relação às tecnologias de redução da umidade do rejeito, grande avanço foi obtido nos últimos anos, sendo elas: sedimentação, filtragem e secagem térmica. A principal é a filtragem, processo pelo qual os sólidos são separados do líquido por meio de um filtro, seguido da aplicação de pressão. Para o método de filtragem, existem diferentes tecnologias como filtros de malha, de vácuo, de banda e de pressão (ULRICH & COFFIN, 2013). A escolha do método é dependente das

características física e mineralógicas do rejeito e também da umidade final desejada para o material (MONTANI *et al.*, 2013).

Com o avanço da tecnologia, a tendência do uso de rejeitos com menores concentrações de água entrou bastante em uso. A Figura 1 apresenta a quantidade acumulada de EAR utilizando os respectivos tipos de rejeitos (em relação à concentração de sólidos) e sua evolução ao longo dos anos. Percebe-se uma boa aceitação dos processos de redução do teor de água nos compostos. Porém, os rejeitos espessos (menos concentração de sólidos) ainda apresentam grande preferência em relação aos rejeitos filtrados e em pasta. Destaca-se que uma solução com rejeitos filtrados precisa de, aproximadamente, 10 anos para se tornar competitiva e compensar o investimento inicial nos transportes e processos de filtração, o que desmotiva a adesão de empresas a essa técnica (LEONIDA, 2020). No entanto, as restrições legais e proibição de barragens a montante pressionam as mineradoras a usar estruturas com rejeitos filtrados e realizar os investimentos.

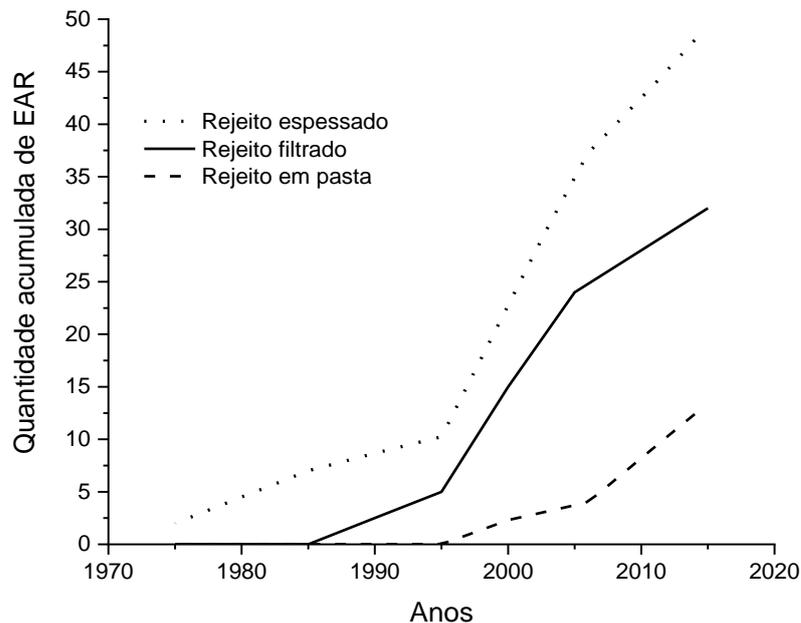


Figura 1: Tendência do uso de rejeitos com maiores concentrações de sólidos (adaptado de (Davies *et al.*, 2011))

A filtragem de rejeitos é fundamental para a disposição final do material em pilhas compactadas. Porém, é necessário um bom conhecimento do processo de filtragem desses materiais e como eles se comportam em uma condição filtrada e compactada (CARVALHO, 2023).

### 2.2.1 Pilhas de rejeito de mineração filtrado

Os materiais com altas concentrações de sólidos (rejeito filtrado) podem ser compactados em aterros estáveis (LUPO & HALL, 2011). A proposta do uso de pilhas de rejeito filtrado é datada desde a década de 1980 pela empresa *Hecla Mining* para a disposição de rejeito de prata. As pilhas são usualmente aplicadas em regiões secas com crises hídricas que ocorrem de forma ocasional (CALDWELL & CRYSTAL, 2015; ULRICH & COFFIN, 2013) e em regiões que apresentam área limitada para as disposições em barragens e que a topografia e condições geotécnicas sejam inapropriadas (GOMES *et al.*, 2016). O transporte dos rejeitos é feito por caminhões até o local de disposição para serem compactados.

As pilhas de rejeito filtrado são um métodos de deposição mais seguro comparadas com a disposição em barragens de rejeito (RICO *et al.*, 2008). No entanto, a caracterização de cada rejeito utilizado é de extrema importância devido à grande variação do processo de beneficiamento e filtragem aplicados aos diferentes tipos de minério (ouro, ferro, prata, cobre, entre outros), que geram materiais com diferente granulometria, resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade (LUPO & HALL, 2011).

As geometrias das estruturas das pilhas podem ser variáveis e dependem primordialmente do relevo do local da disposição. A Figura 2 apresenta as diferentes geometrias referentes aos tipos de relevo: *side hill*, *cross-valley* e pirâmide (ULRICH & COFFIN, 2013).

As estruturas de *side hill* (Figura 2 (a)) e *cross-valley* (Figura 2 (b)) apresentam maior capacidade de armazenamento de material, quando comparadas com a autoportante (CALDWELL & CRYSTAL, 2015). Maiores angulações dos taludes permitiriam maior capacidade para armazenagem e, para isso, o uso de agentes cimentantes seria uma alternativa, além de minimizar riscos de liquefação em zonas susceptíveis (CARVALHO *et al.*, 2023).

As estruturas autoportantes (Figura 2 (c)), por sua vez, são mais estáveis e, quando associada a um bom projeto de drenagem, minimizam ainda mais os riscos e impactos decorrentes de alguma falha (EDRAKI *et al.*, 2014; MUDD & BOGER, 2013). A construção de aterros ao redor do perímetro da estrutura é fundamental, para facilitar o acesso às novas disposições e operações da pilha utilizando caminhões, visto que a disposição não pode ser por bombeamento pela alta concentração de sólidos do material (SPITZ & TRUDINGER, 2019).

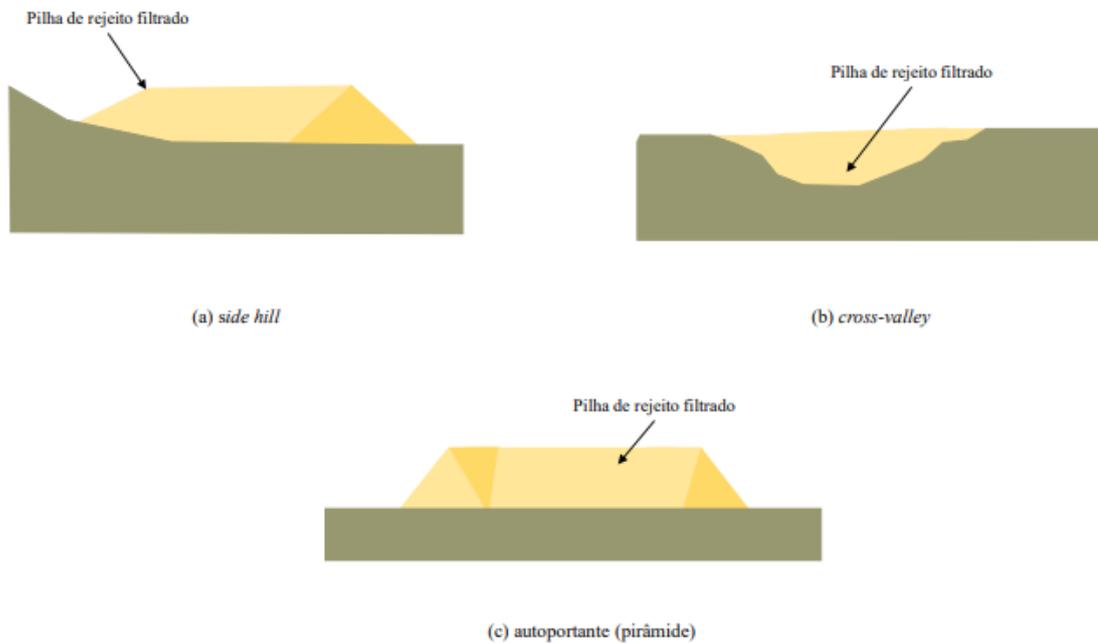


Figura 2: Tipos de geometrias de empilhamento de rejeitos (CARVALHO, 2023)

A disposição do rejeito filtrado em pilhas é feita em duas zonas: a estrutural e não-estrutural. A primeira é referente ao material compactado em uma determinada energia de compactação, a outra refere ao material com baixo grau de compactação ou até em condições fofas (DAVIES, 2011; LUPO & HALL, 2011). De acordo com Davies (2011), o zoneamento é essencial para uma pilha de rejeitos eficiente.

Como ressaltado por Carvalho (2023), a literatura se baseia fortemente nas zonas estruturais para o caso de empilhamento a seco de rejeitos, porém regiões com baixo grau de compactação podem impactar na segurança global dessas estruturas. Outro fator ressaltado pelo autor, é o fato dos casos bem sucedidos de pilhas de rejeito serem em regiões de clima seco/árido. No caso do Brasil, o clima tropical influencia fortemente nas etapas de construção da pilha devido ao aumento na umidade do material em campo e também após a disposição nas zonas não-estrutural (condição fofa) induzindo os riscos à liquefação.

Davies e Veillette (2006) apresentam uma solução bem sucedida adotada em um estudo de caso de pilhas de rejeito no Alaska, onde o inverno é bastante rigoroso e o clima, a neve e o gelo impediam a compactação do material. Por conta disso, foi utilizada a prática do zoneamento no local, dispondo e compactando o material durante o verão (zona estrutural) e durante o inverno era feita a disposição do material para a zona não estrutural, onde não há compactação. Os

autores ainda relataram que o sistema de drenagem foi superdimensionado para evitar acúmulo de água na zona não estrutural. Porém, acredita-se que os riscos relacionados à liquefação ainda sejam fatores preocupantes para esse caso devido ao ciclo de gelo degelo e a gatilhos que podem ser acionados gerando acúmulo de poropressão.

Um dos primeiros casos de pilha de rejeito filtrado no Brasil ocorreu na mina do Pau Branco, Minas Gerais (GOMES *et al.*, 2016). Os autores demonstraram a possibilidade de reduzir a umidade final dos rejeitos através dos processos tecnológicos, resultando em 15% a umidade final das amostras de rejeito ultrafino de minério de ferro. Esse valor está dentro do proposto para o material a ser disposto em pilhas, que deve ser no máximo 25%, considerando a variabilidade da umidade do material de saída da planta (BOWKER & CHAMBERS, 2015). A análise numérica de compactação e estabilidade feita por Gomes *et al.* (2016) mostrou a viabilidade do uso de pilhas, podendo substituir a disposição em barragens de rejeito. Nesse caso, o projeto seguiu com uma co-disposição do material seco e do material espessado.

## 2.3 MELHORAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS

A necessidade de soluções alternativas na engenharia geotécnica é bastante comum devido à falta de adequação do solo da região aos parâmetros geotécnicos necessários de projeto (INGLES & METCALF, 1972). Mitchell e Jardine (2002) apresentam algumas alternativas para o problema: uso de fundações profundas, remoção do material superficial para substituir por outro adequado às necessidades, projetar a estrutura superdimensionada para limitar condições adversas inesperadas, abandonar o projeto ou utilizar das técnicas de melhoramento de solo.

A última alternativa é baseada na alteração das propriedades do solo para atingir às necessidades geotécnicas. O aumento da resistência e da durabilidade e a redução da permeabilidade e da compressibilidade são fatores resultantes do processo. Entre as técnicas de melhoramento de solos encontram-se a estabilização física, mecânica e química, sendo as três bastante estudadas e aplicadas na engenharia geotécnica (AFRIN, 2017).

A estabilização física está relacionada à mudança da textura do solo, sem alterar sua composição química. Duas técnicas se destacam dentro da estabilização química: a primeira é alterar a granulometria do solo com materiais de tamanhos complementares, tornando a curva

granulométrica mais contínua e suave (Santiago, 2001). A segunda técnica é pela adição de fibras naturais ou sintéticas que vão influenciar predominantemente no comportamento de resistência mecânica do solo (FESTUGATO, 2011).

A estabilização mecânica consiste na compactação para aumentar o peso específico e reduzir o índice de vazios através da energia mecânica com o uso de rolos compactadores, técnicas de vibração e compactação dinâmica. A compactação é considerada a técnica mais antiga e, em geral, econômica (INGLES & METCALF, 1972; OLANIYAN *et al.*, 2011).

A estabilização química, em geral, é acompanhada da compactação, sendo realizada através do uso de agentes cimentantes (e.g. cimento, cal) que mudam as características físicas e químicas do solo (SCHEUERMANN FILHO, 2022). Nessa seção serão abordadas as técnicas de estabilização de solos através da compactação, do uso de agentes cimentantes e do uso de fibras.

### 2.3.1 Melhoramento de solos por compactação

Como mencionado anteriormente, os solos são compactados para melhorar as propriedades geotécnicas do material. Usualmente, na prática da engenharia, são utilizados três tipos de compactação: estática, por vibração e dinâmica (por impacto). Em geral, solos granulares e não coesivos são eficientemente compactados por vibração em laboratório. Em campo, as técnicas de vibração são aplicadas com uso de placas vibratórias manuais e rolos vibratórios motorizados. No caso de solos finos e coesivos, a compactação no laboratório pode ser feita pela queda de pesos (*kneading compaction*) ou estaticamente. No campo, equipamentos como rolo pé de carneiro e rolos pneumáticos podem ser utilizados para a compactação (HOLTZ, 1990).

Na década de 30, iniciou-se a busca por um procedimento técnico adequado para o projeto e construção de barragens. O ensaio de compactação em laboratório foi estabelecido por Ralph Proctor (PROCTOR, 1933) e permite obter a massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ) do solo para cada teor de umidade ( $w$ ), em função de uma dada energia de compactação e seus pontos máximos ( $\gamma_{d\text{máx}}$  e  $w_{\text{otm}}$ ), como representado na Figura 3 para diferentes energias de compactação. A reprodução desse processo em campo permite garantir ao aterro as condições de permeabilidade, compressibilidade e resistência mecânica de projeto.

Quanto maior a energia de compactação, menor será a umidade para um mesmo  $\gamma_d$  comparado com menores energias, fazendo a curva de compactação se deslocar para cima e para esquerda no plano da compactação ( $\gamma_d \times w$ ) representado pela Figura 3, onde  $E3 > E2 > E1$ . A partir disso, define-se a linha dos ótimos, relacionada aos pontos máximos de cada curva, que é paralela à curva de saturação do solo (Figura 3).

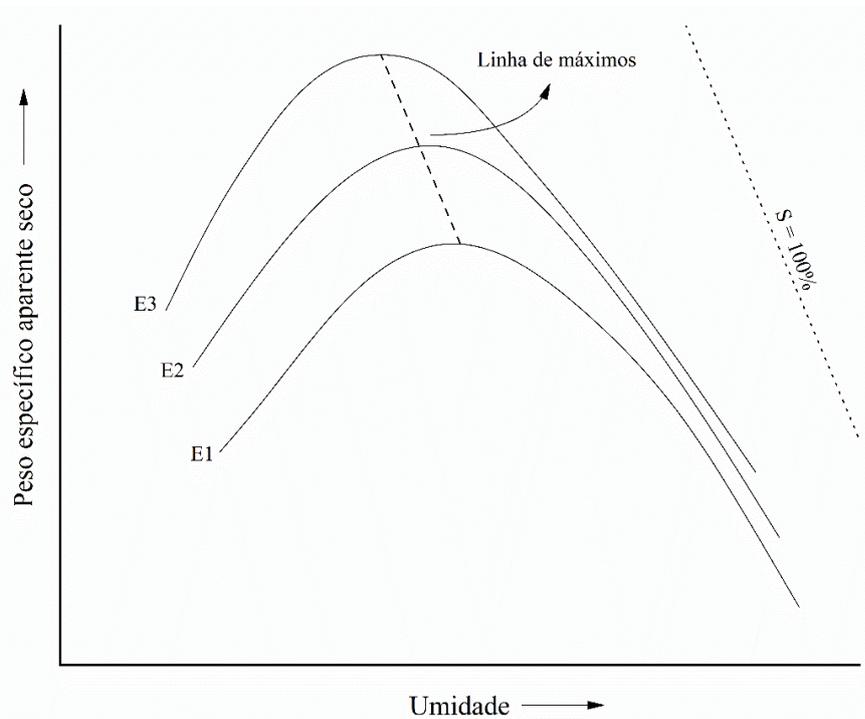


Figura 3: Influência da energia de compactação nas curvas de compactação do solo

Ao longo da curva de compactação, são formados diferentes arranjos de partículas. Em relação à nomenclatura, Mitchell e Soga (2005) diferenciam o termo estrutura do solo e *fabric*. O primeiro é referente ao conjunto de características e interações entre as partículas, combinando efeitos morfológicos, mineralógicos e de cimentação, mais apropriados para solos argilosos, solos cimentados e solos residuais. O segundo é referente apenas ao arranjo formado pelas partículas. Esses são os principais fatores que vão influenciar no comportamento tensão-deformação de solos, além da tensão de confinamento e do histórico de tensões.

#### 2.3.1.1 Comportamento geotécnico de solos granulares e não coesivos

A curva de compactação de solos granulares e não coesivos é achatada e não consegue ser bem representada como o caso da Figura 3. Para esses solos, utiliza-se o termo densidade relativa

( $D_R$ ) que se refere à compactidade do solo (fofo ou denso) podendo variar entre 0-100%, a  $D_R$  é calculada de acordo com a Eq. (2.1). Onde,  $e_0$  é o índice de vazios inicial da amostra,  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$  são os índices de vazios máximo e mínimo do solo, respectivamente. Os principais fatores impostos que controlam o comportamento de solos granulares é o índice de vazios (relacionado com a  $D_R$ ) e a tensão de confinamento do solo ( $\sigma_3$ ). Também aspectos relacionados à natureza do material (formato, mineralogia, granulometria) influenciam na resposta cisalhante, porém de forma menos predominante (LAMBE & WHITMANN, 1979).

$$D_R = \frac{e_0 - e_{máx}}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (2.1)$$

O comportamento tensão-deformação e volumétrico de materiais granulares em diferentes compactidades está apresentado na Figura 4 para uma mesma tensão confinante. Os principais mecanismos de deformação em areias são a distorção, referente às pequenas distorções entre as partículas, e os movimentos relativos. O material denso é entendido como dilatante (aumento de volume) e o fofo como compressivo (redução de volume). Ao longo do carregamento, as areias fofas aumentam o contato entre as partículas e mobilizam maior atrito e resistência até o limite em que não há mais variação de resistência ou de volume. No caso das areias densas, tem-se um pico de resistência devido ao maior atrito inicial e ao intertravamento entre as partículas até o momento que é formada a banda de cisalhamento, gerando queda da resistência e aumento de volume (LAMBE & WHITMANN, 1979).

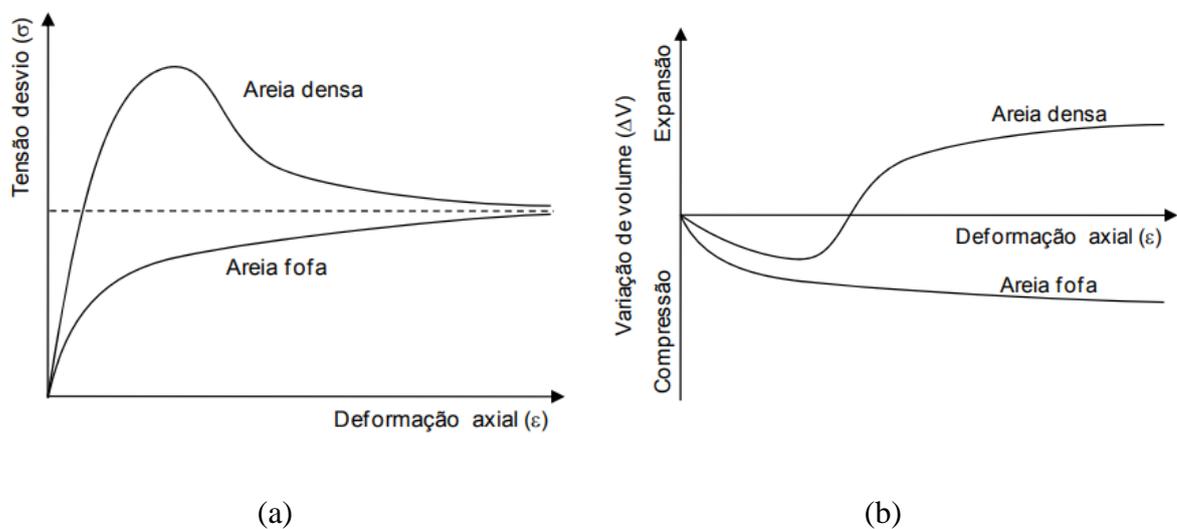


Figura 4: Comportamento tensão-deformação (a) e volumétrico (b) de materiais granulares em diferentes compactidades (CRISPIM, 2010)

Em relação à compressibilidade de solos granulares, se a amostra é confinada lateralmente e a carga axial aumenta (compressão oedométrica), o volume da amostra reduz. Os mecanismos que ocorrem são devido à deformação e/ou quebra e rotação das partículas do solo (BOLT, 1956).

### 2.3.1.2 Comportamento geotécnico de solos finos e coesivos à luz da curva de compactação

No caso de solos finos e coesivos, as curvas de compactação conseguem ser bem representadas no plano da compactação  $\gamma_d \times w$  (Figura 3). Dentre várias teorias para explicar o formato da curva de compactação do solo, a mais conhecida é a de Lambe (1958a), em que utiliza do princípio da dupla camada difusa das argilas para explicar o mecanismo e a estrutura do solo formada após a compactação. No entanto, a teoria foi baseada em solos puramente argilosos (i.e., presença de argilominerais). No caso dos rejeitos de mineração, por mais que apresentem partículas de tamanho argila, não têm em sua composição argilominerais e, portanto, o princípio da dupla camada difusa não é válido.

Barden e Sides (1970), por sua vez, apresentam uma teoria mais geral para solos finos. Os autores afirmam que para baixos teores de umidade (ramo seco), há a formação de flocos (mais poroso) preenchido por ar. Com a compactação e o acréscimo de água, os arranjos floculados se tornam mais frágeis e mais facilmente quebráveis e, conseqüentemente, os vazios tendem a desaparecer, permitindo o solo alcançar massas específicas secas maiores até chegar na máxima (ponto ótimo). Para maiores teores de água (ramo úmido), a massa específica seca diminuirá, pelo fato de as camadas de água entre as partículas do solo encontrarem-se mais espessas, dificultando a saída de ar.

Por mais que existam diferentes explicações teóricas para o formato da curva de compactação dos solos finos e coesivos, é bem consolidado o conhecimento do formato e da estrutura do solo formada após a compactação de solos finos e coesivos: no ramo seco tem-se uma estrutura floculada (ponto A da Figura 5), no ponto ótimo uma estrutura com menor quantidade de vazios (ponto B da Figura 5), e no ramo úmido encontra-se uma estrutura dispersa, com partículas mais alinhadas na horizontal (ponto C da Figura 5). Ao aumentar a energia de compactação, a estrutura tende a ficar mais compacta com maior tendência de alinhamento na horizontal no ramo seco e no ramo úmido (pontos D e E da Figura 5, respectivamente).

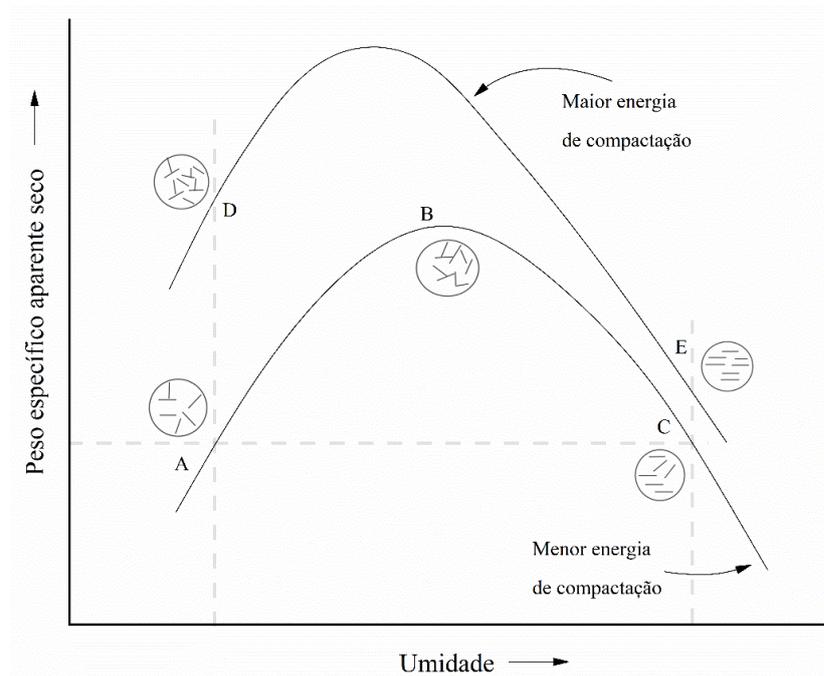


Figura 5: Curvas de compactação de solos finos e coesivos e a estrutura formada em cada ponto das curvas (Adaptado de Lambe, 1958a)

Em relação ao comportamento tensão-deformação dos solos finos e coesivos compactados, têm-se grande diferença ao comparar resistência drenada e não drenada. No caso da resistência não drenada, ensaios triaxiais do tipo não consolidado não drenado (UU) são executados. Nesse caso, encontra-se que quanto mais seco o material estiver, mais rígido e mais resistente ele será, tratando de tensões totais (SEED & CHAN, 1959). A Figura 6 apresenta o efeito da  $w$  e do  $\gamma_d$  na resistência não drenada das argilas.

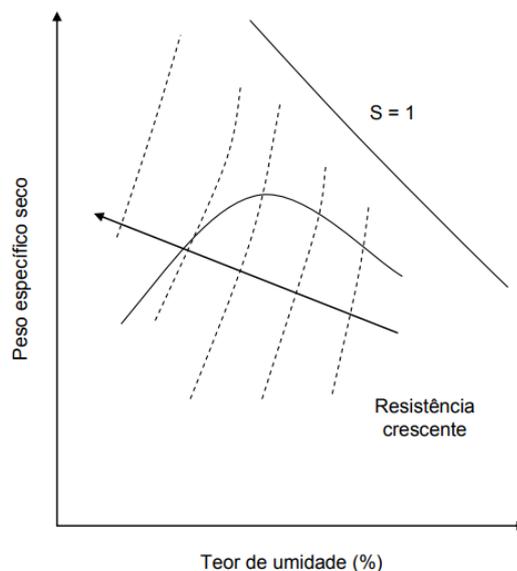


Figura 6: Tendência da variação da resistência não drenada em função de  $w$  e  $\gamma_d$  a partir de ensaios UU (CRISPIM, 2010)

A explicação para essa tendência em triaxiais UU (solos não saturados) é dada por Hilf (1991). Toda a análise de resistência não drenada no ensaio UU é feita por tensões totais. Nesse caso, a Eq. (4.1) proposta por Bishop (1959) apresenta a formulação, onde  $\sigma$  é a tensão total,  $\sigma'$  é a tensão efetiva,  $u_a$  é a poropressão do ar,  $u_w$  é a poropressão da água e  $\chi$  é um parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo.

$$\sigma = \sigma' + u_a - \chi(u_a - u_w) \quad (2.2)$$

Hilf (1991) informa que no ramo seco os incrementos de tensão total (tensão de confinamento) são convertidos grande parte em tensão efetiva pelo baixo teor de água, além de maior contribuição da parcela de sucção (maior poropressão negativa) em menores tensões de confinamento. Ao aumentar o teor de umidade do solo, grande parte do acréscimo de tensão total se transforma em excesso de poropressão e a parcela da sucção começa a ter menor participação (reduz a tensão efetiva), passando pelo ponto ótimo e chegando no ramo úmido. Além disso, as estruturas formadas da compactação apresentadas na Figura 5 mostram que o ramo úmido tem maior tendência de gerar acúmulo de poropressão comparado com o ramo seco, onde há maior permeabilidade pela estrutura floculada.

Para o caso de resistência em solos saturados, a tensão efetiva é governada pela Eq. (2.3), em que  $\chi$  da Eq. (2.2) é igual a 1. Ensaios consolidados isotropicamente drenados e não drenados (CID e CIU, respectivamente) fornecem resultados em tensão efetiva, desprezando efeito da

sucção e controlando a poropressão durante o carregamento. Portanto, a resistência é comandada puramente pela tensão efetiva, que será maior quanto maior o atrito entre as partículas (maior densidade e melhor arranjo dos grãos), sendo o maior valor referente ao ponto máximo da curva de compactação. A Figura 7 apresenta de forma esquemática a tendência de aumento de resistência no plano  $\gamma_d \times w$ .

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.3)$$

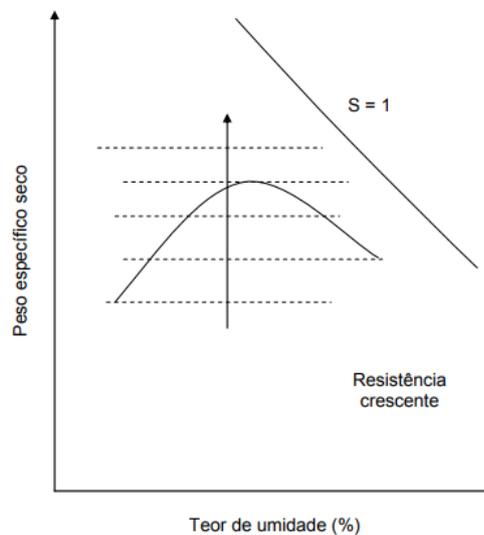


Figura 7: Tendência da variação da resistência em tensão efetiva em função da  $w$  e  $\gamma_d$  a partir de ensaios CID ou CIU (CRISPIM, 2010)

As Figuras 8 (a) e (b) apresentam as curvas tensão-deformação de forma esquemática para os ramos seco e úmido e ponto ótimo, na análise UU e CID ou CIU, respectivamente. Observa-se que para ambos os casos, o ramo úmido apresenta menor resistência.

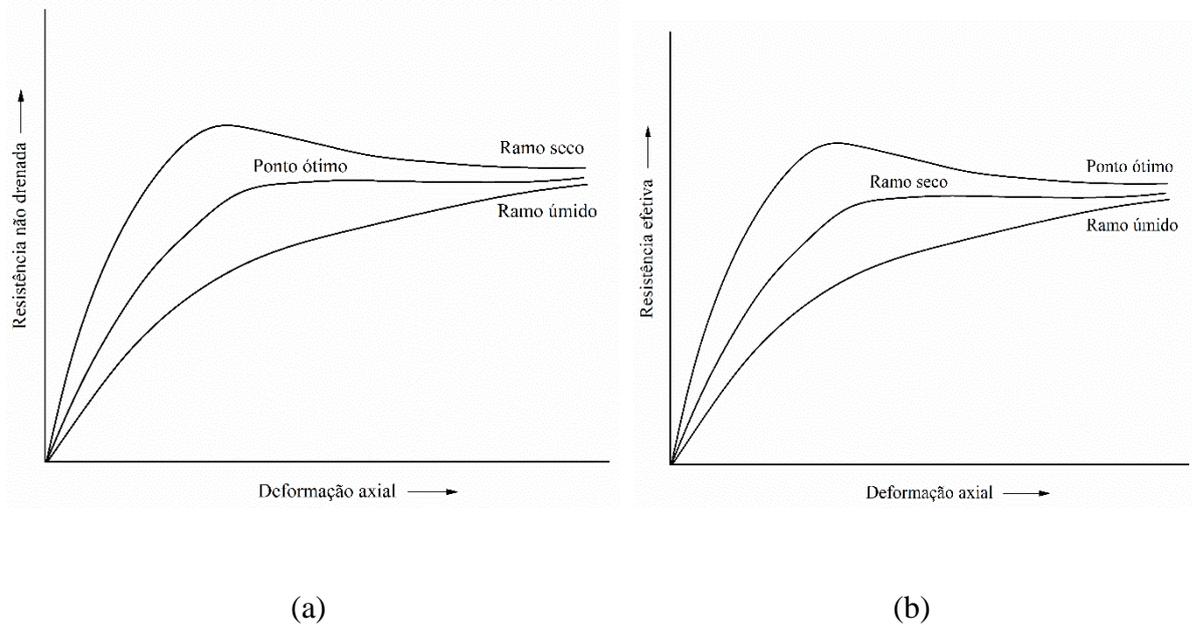


Figura 8: Representação esquemática da curva tensão deformação de solos finos e coesivos na curva de compactação para ensaios UU (a) e CID ou CIU (b) (CRISPIM, 2010)

Em relação à permeabilidade e orientação das partículas após ensaio de compressão oedométrica, Lambe (1958b) apresenta esses resultados para solos finos e coesivos (argilas) apresentados na Figura 9.

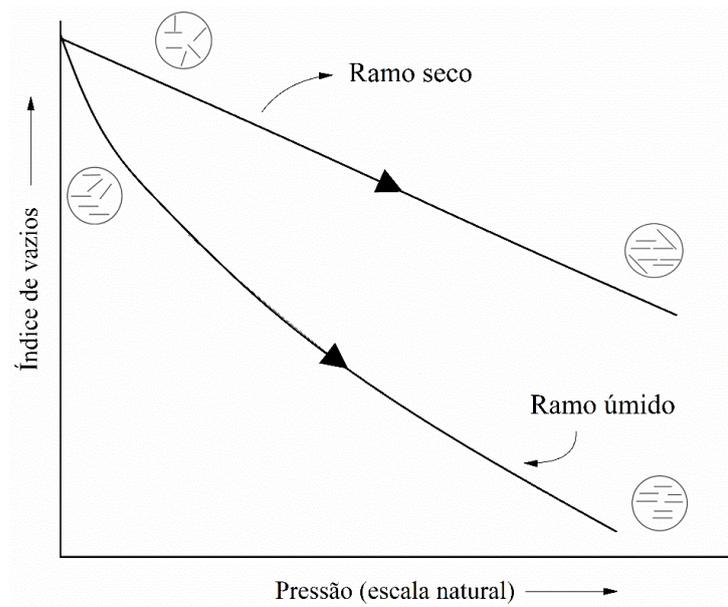


Figura 9: Efeito da compressão oedométrica em baixas tensões na estrutura de solos coesivos (Adaptado de Lambe, 1958a)

Em ensaios de permeabilidade, o autor mostrou que o ramo seco é muito mais permeável quando comparado com o ramo úmido, devido ao fator da estrutura pós compactação. Para a compressão oedométrica, o autor ainda sugere uma teoria para a reorientação das partículas após o ensaio, tanto em baixas tensões (Figura 9) quando em altas tensões (Figura 10).

Em baixas tensões, as partículas nos dois ramos tendem a ficar completamente na horizontal, porém devido ao baixo esforço, não é realizado por completa a orientação das partículas para o ramo seco. Esse comportamento está apresentado esquematicamente na Figura 9. Na teoria, em tensões suficientemente altas (Figura 10), os dois ramos tendem a ficar iguais com uma estrutura bastante semelhante, com as partículas predominantemente orientadas na direção do esforço de compressão (horizontal). Após aplicar um ciclo de descarga, as duas amostras iriam se comportar igualmente, com a orientação das partículas nos dois ramos se mantendo na horizontal e seu estado inicial é minimamente recuperado ao sofrer descarregamento (LAMBE, 1958a).

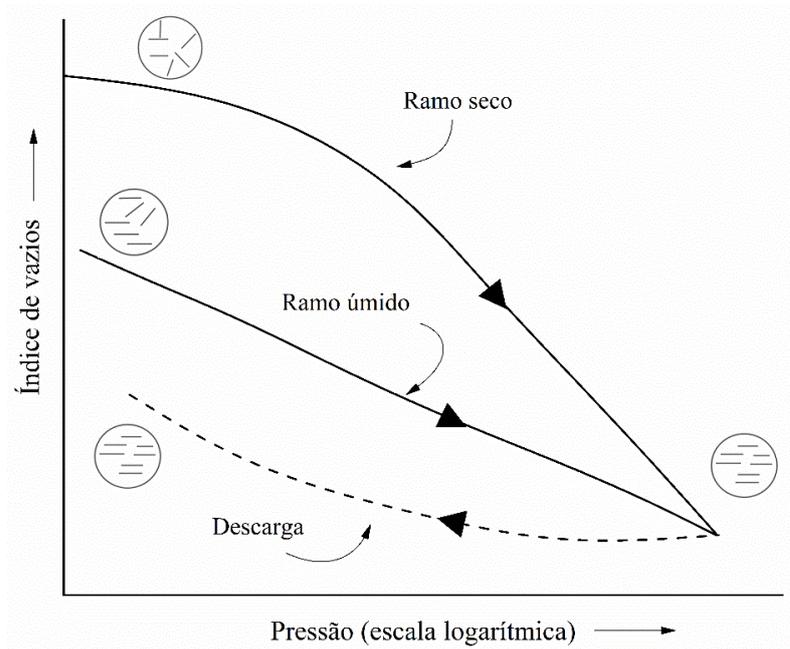


Figura 10: Efeito da compressão oedométrica em altas tensões na estrutura de solos coesivos (Adaptado de Lambe, 1958a)

### 2.3.2 Melhoramento de solos com cimento

Além da compactação, Ingles e Metcalf (1972) abordam o uso de agentes cimentantes para o melhoramento das propriedades do solo. Diversos materiais ou resíduos industriais e

construtivos podem ser utilizados na estabilização de solos, como por exemplo a cinza do bagaço de cana-de-açúcar, a cinza da casca de arroz, a cinza volante, a escória de alto forno, o resíduo de mármore, a cal da casca de ovo, entre outros (BROOKS, 2009; CONSOLI *et al.*, 2020; SILVANI *et al.*, 2022, 2023; TENÓRIO, 2019).

Mesmo com todos os materiais alternativos, o cimento Portland ainda é bastante utilizado devido a sua praticidade e confiabilidade (SCHEUERMANN FILHO, 2022). Na prática geotécnica, é amplamente aplicado na estabilização de camadas para fundações superficiais, barragens de terra, evitar liquefação em rejeitos de mineração, aterros, entre outros (CONSOLI *et al.*, 2019, 2023; INGLES & METCALF, 1972).

Os teores usuais de cimento utilizados são menores que 12% e ficam entre o intervalo de 2% e 7% (CONSOLI *et al.*, 2007a). Clough *et al.* (1981) propõem uma classificação em relação à porcentagem de cimento adicionada ao solo, apresentada na Tabela 2.

Tabela 2: Classificação do solo com base no teor de cimento adicionado (adaptado de Clough *et al.*, 1981)

<b>Classificação</b>	<b>Teor de cimento</b>
Levemente cimentado	< 3%
Moderadamente cimentado	3 – 8%
Fortemente cimentado	8 – 12%
Argamassa	> 12%

O cimento Portland é constituído de 4 principais fases minerais que estão presentes no clínquer: a Alita ( $C_3S$ ), Belita ( $C_2S$ ), Aluminato ( $C_2A$ ) e Ferrita ( $C_4AF$ ), sendo os dois primeiros presentes em maior concentração (50-70% e 15-30%, respectivamente). A Alita é responsável pelo desenvolvimento rápido da resistência aos 28 dias, enquanto o segundo contribui para a resistência a longo prazo. A hidratação dessas duas fases minerais é responsável pela formação dos géis C-S-H (Silicato de cálcio hidratado) responsáveis pela resistência e endurecimento da mistura, enquanto a hidratação do Aluminato e Ferrita formam os géis C-A-H (Aluminato de cálcio hidratado) para, futuramente reagir com o gesso e formar a etringita ( $C_6AS_3H_{32}$ ) (TAYLOR, 1997). Além disso, a cal gerada nas reações de hidratação do cimento pode reagir com materiais amorfos, se existentes, através das reações pozolânicas. A Figura 11 apresenta como cada composto puro se comporta em relação à resistência à compressão.

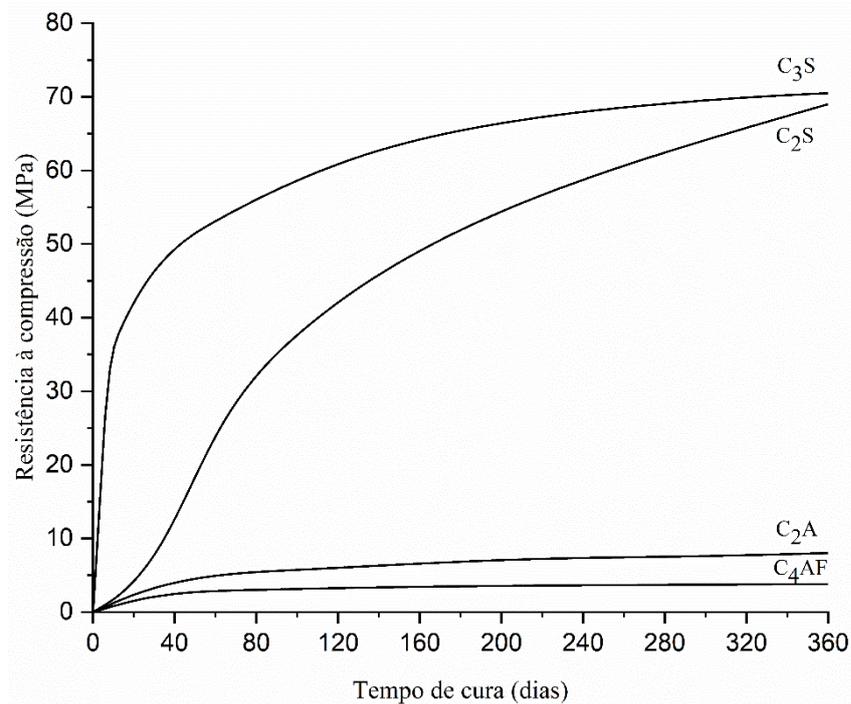


Figura 11: Variação da resistência à compressão dos compostos puros do cimento em função do tempo de cura (Adaptado de (Bogue, 1955))

Dessa forma, ao ser adicionado ao solo, o cimento modifica diferentes propriedades do solo. Em menor escala, tem-se como exemplo das propriedades modificadas a granulometria, os limites de consistência e a curva de compactação, enquanto em maior escala a permeabilidade, resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento são fortemente afetados (CONSOLI *et al.*, 2012a; HERRIN & MITCHELL, 1961; INGLES & METCALF, 1972; SCHNAID *et al.*, 2001).

Diversos fatores influenciam na resistência de solos cimentados, entre eles a quantidade de cimento, porosidade, umidade, tempo e temperatura de cura. Essas variáveis serão detalhadas a seguir.

### 2.3.2.1 Teor de cimento

Como mostrado por diversos autores (CONSOLI *et al.*, 2007a, 2011, 2012a), o aumento do teor de cimento aumenta também a resistência mecânica do solo, mantendo-se o mesmo peso específico aparente seco (i.e., índice de vazios), como apresentado na Figura 12.

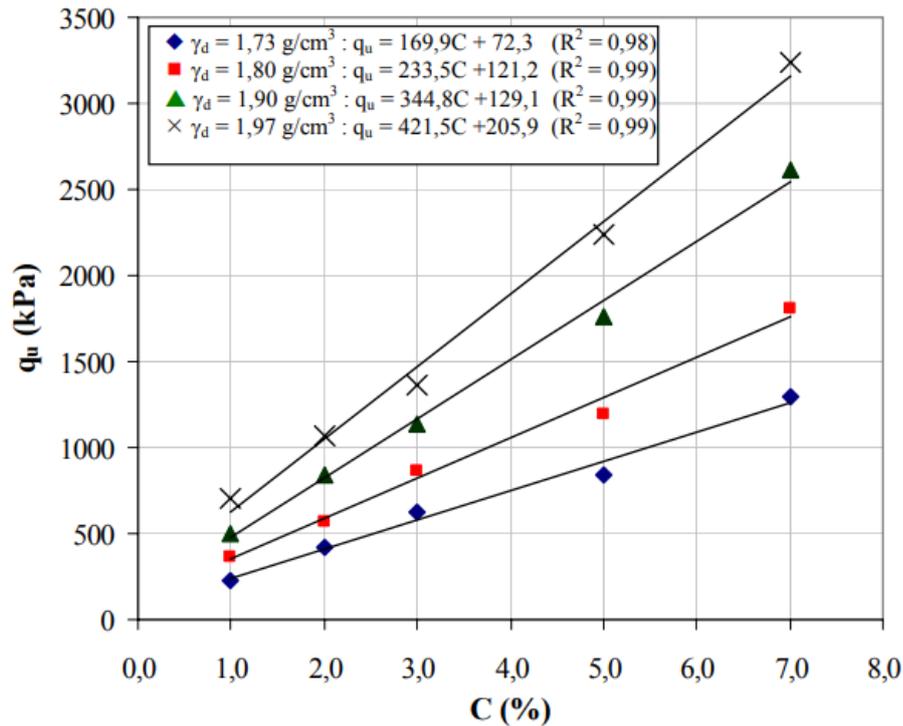


Figura 12: Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento para diferentes pesos específicos aparentes secos (FOPPA, 2005)

Entretanto, segundo Horpibulsuk *et al.* (2010), esse comportamento é dividido em três etapas (Figura 13). A primeira é referente à zona ativa com solos leve e moderadamente cimentados (1-12%), onde é observado maior ganho de resistência devido à redução dos poros e formação de produtos cimentantes. A segunda etapa é chamada de inerte (12-30%), onde observa-se pequenos acréscimos da resistência pela baixa influência da redução de novos poros e formação de novos produtos cimentantes. Por fim, a terceira etapa, chamada de deteriorada (30-50%), a umidade do solo não é suficiente para hidratar o excesso de cimento e uma redução na resistência é observada.

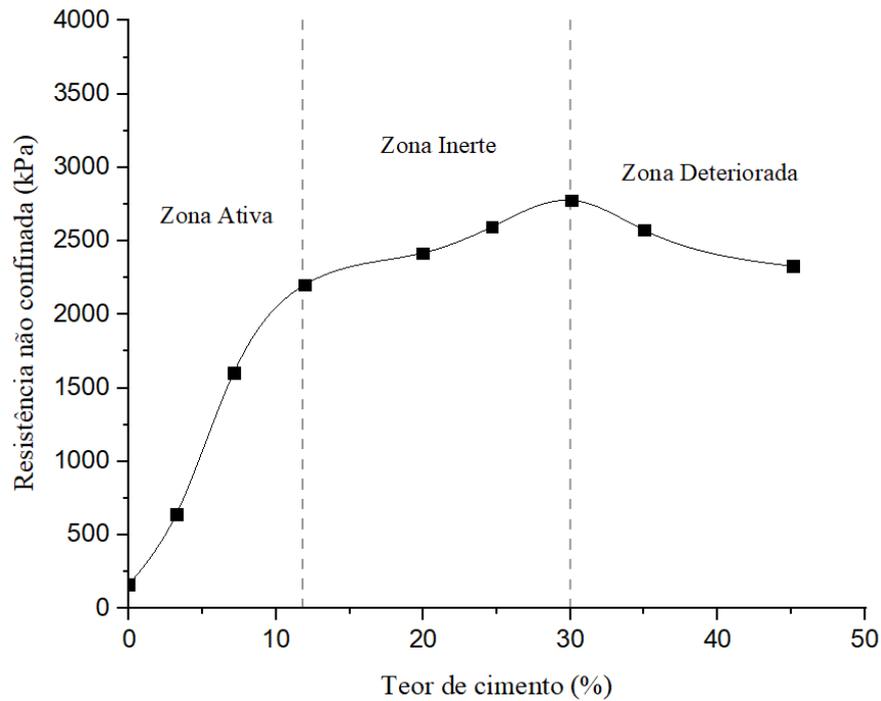


Figura 13: Variação da resistência à não confinada em função do teor de cimento e suas zonas (Adaptado de (Horpibulsuk *et al.*, 2010))

Tendência diferente foi encontrada por Mafessoli (2022), em que o autor variou de 1% a 50% de cimento em um rejeito de minério de ferro e observou um ganho linear de resistência não confinada. De qualquer forma, tem-se um consenso em relação à zona ativa nomeada por Horpibulsuk *et al.* (2010), e valores acima dessa zona são inviáveis economicamente na prática geotécnica e a aplicação de teores elevados é bastante restrita.

#### 2.3.2.2 Porosidade

Quando associado o uso de cimento com a técnica de melhoramento de solos por compactação, observa-se grande influência da porosidade na resistência mecânica e na permeabilidade do solo (INGLES & METCALF, 1972). Esse comportamento é demonstrado na Figura 14 para cada teor de cimento, onde a redução da porosidade (i.e., redução do índice de vazios e aumento do  $\gamma_d$ ), para um mesmo teor de umidade, torna a cimentação mais eficaz, aumentando a resistência.

Os resultados encontrados por diversos autores (CRISTELO, 2001; MALLMANN, 1996; MARCIALIS *et al.*, 1983) mostram que aumentar a energia de compactação (variação da

pressão de 50 MPa a 150 MPa) de solos cimentados aumenta até quatro vezes a resistência à compressão simples do material. Isto ocorre pelos efeitos da cimentação e do intertravamento serem ampliados em meios menos porosos, isto é, mais compactos (MALLMANN, 1996; SALDANHA *et al.*, 2017).

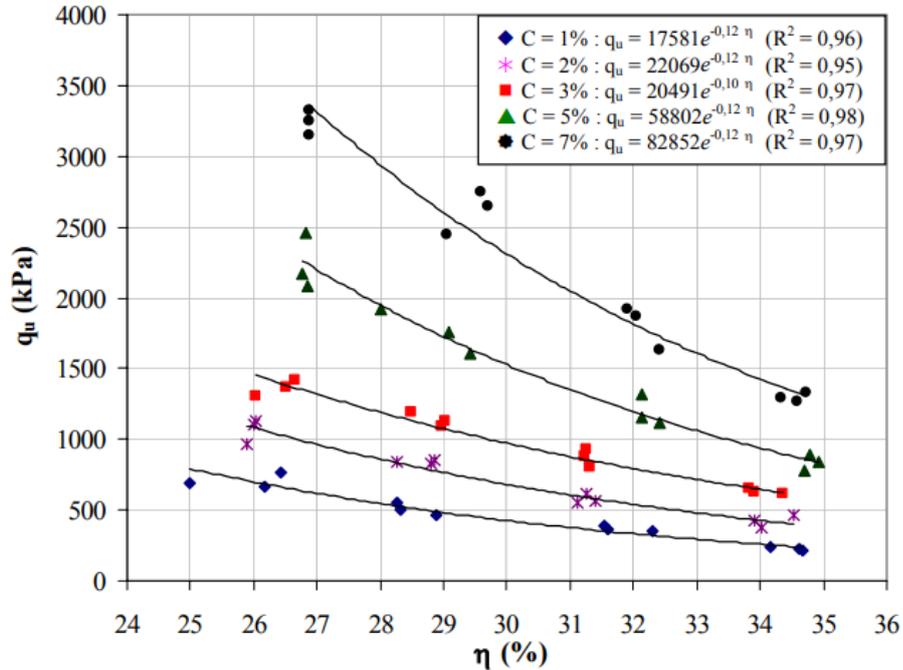
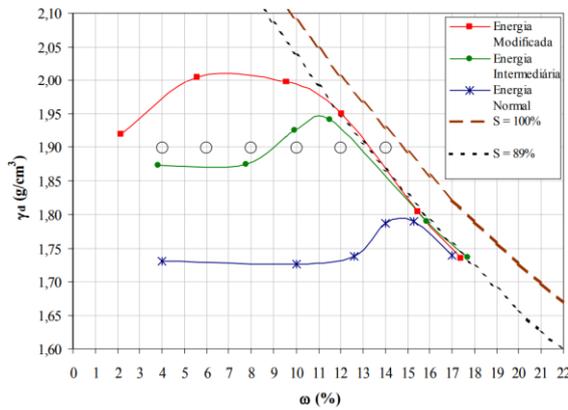


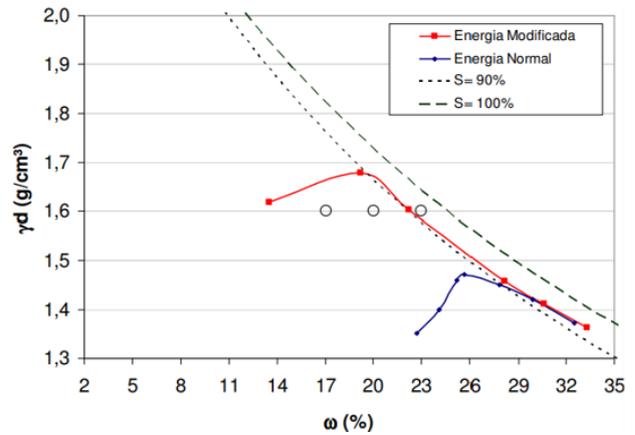
Figura 14: Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade para cada teor de cimento (FOPPA, 2005)

### 2.3.2.3 Umidade de moldagem

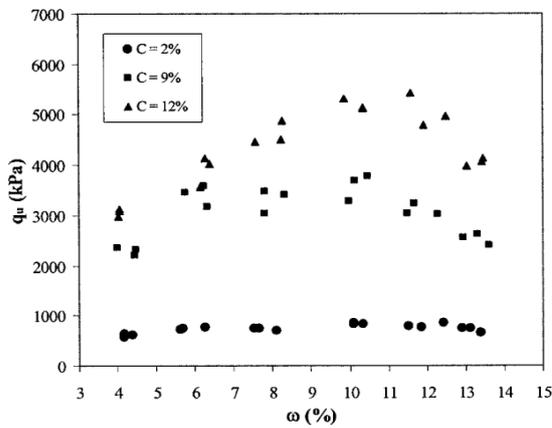
A umidade de moldagem é um fator bastante complexo ao ser analisado no comportamento mecânico de solos estabilizados. Para este tópico (2.3.2.3), a análise se limitará ao efeito exclusivo da umidade, com o mesmo peso específico aparente seco. Consoli *et al.* (2007a) analisaram uma faixa ampla de variação da umidade do arenito Botucatu (areia argilosa - SC) em relação ao  $\gamma_a$  um pouco abaixo do  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  para a curva de compactação da energia intermediária. É importante ressaltar a localização dos pontos de moldagem analisados no plano  $\gamma_a \times w$  (Figura 15 (a)). Os autores encontraram que a resistência mecânica não é afetada para baixos teores de cimento (< 2%). Porém, para teores maiores (9 e 12%), a resistência tende a aumentar até uma certa umidade (referente à umidade ótima da curva de compactação intermediária) e depois inicia a redução (Figura 15 (c)).



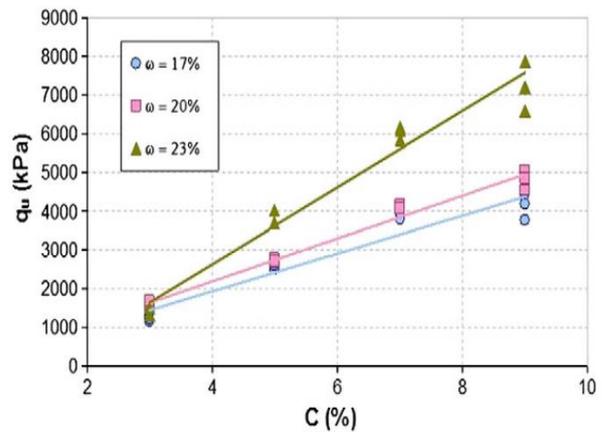
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 15: Pontos de moldagem (a) e (b) e variação da resistência à compressão simples em função da umidade para diferentes teores de cimento (c) e (d) (CONSOLI *et al.*, 2007a, 2011)

As Figuras 15 (b) e (d) apresentam os resultados encontrados por Consoli *et al.* (2011). Os autores encontraram tendência similar a Consoli *et al.* (2007a) para um caulim (silte de baixa plasticidade - ML) com baixos teores de cimento, porém, para teores de cimento mais elevados, ao aumentar a umidade, a resistência também continua a aumentar. Os dois trabalhos citados trabalharam com pontos de moldagem no plano da compactação  $\gamma_d \times w$  ( $\gamma_d$  adotados foram cerca de  $0,1 \text{ g/cm}^3$  abaixo do  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  da energia modificada, com o teor de umidade máxima analisada superior à curva de  $S = 90\%$ , nos dois casos), porém, para diferentes materiais, tendências diferentes foram encontradas. Portanto, sabe-se que a umidade influencia diretamente nas

interações entre as partículas do solo e isso depende do material, por isso também a importância do estudo desse tópico em rejeitos de mineração.

### 2.3.2.4 Tempo de cura

Diversos autores (TAYLOR, 1997; YAO *et al.*, 2019) já mostraram o comportamento de resistência mecânica de solos cimentados com a variação do tempo de cura. As reações pozolânicas responsáveis pela formação dos géis (C-S-H) que tem a função de fornecer resistência mecânica dos solos cimentados com presença de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  necessitam de tempo para a formação da matriz cimentante. No caso do cimento Portland, as reações de hidratação das fases do cimento são responsáveis pela formação desse gel. Devido a esse fator, o tempo de cura após a moldagem tem grande influência, principalmente nos primeiros dias de cura. Análise similar a solos pode ser feita para rejeitos de mineração de ferro, como observado por Mafessoli (2022) na Figura 16. O autor relacionou a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e rigidez inicial ( $G_0$ ) de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento CPV-ARI (Alta Resistência Inicial) em função do tempo de cura. Mafessoli (2022) relacionou as variáveis por meio de funções exponenciais paralelas para cada  $\gamma_d$  do material. A Figura 16 também apresenta o ganho de resistência de cada fase mineral do cimento ao longo do tempo de cura.

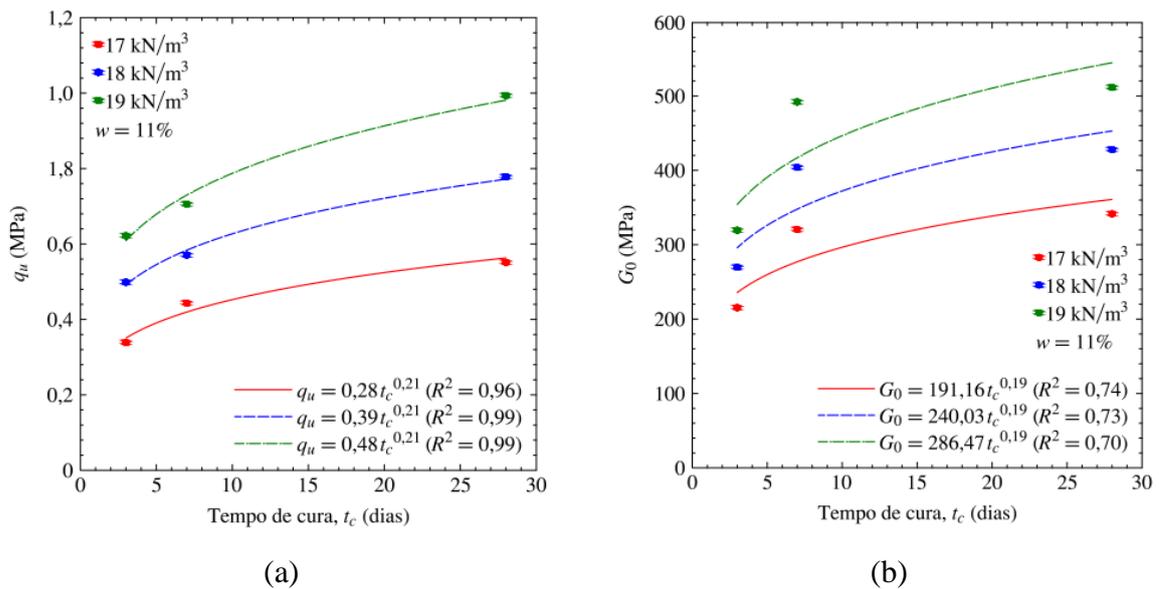


Figura 16: Variação da resistência à compressão simples (a) e rigidez (b) em função do tempo de cura (MAFESSOLI, 2022)

### 2.3.2.5 Temperatura de cura

Para ocorrer as reações de hidratação no solo devido à adição de cimento, o composto precisa de energia adquirida pela colisão entre átomos ou moléculas do sistema. Esse princípio é baseado na cinética química pela teoria das colisões (TRAUTZ, 1916), e a energia mínima para iniciar as reações é chamada de energia de ativação. Essa energia de ativação pode ser reduzida através de alguns fatores, como é o caso da temperatura de cura. No caso das reações de hidratação do cimento, elas são reações exotérmicas, e, conseqüentemente, a temperatura irá influenciar na variável resposta.

Tan *et al.* (2011) estudaram misturas de argila com alta plasticidade (CH) com cimento Portland, curadas a temperaturas de 20 °C, 35 °C e 50 °C. Os autores obtiveram a relação apresentada na Figura 17, indicando o aumento da resistência com a temperatura de cura para todos os tempos de cura analisados. No caso da temperatura mais baixa (20 °C), as reações de hidratação apresentam limitação pelo baixo calor de hidratação disponível para o cimento.

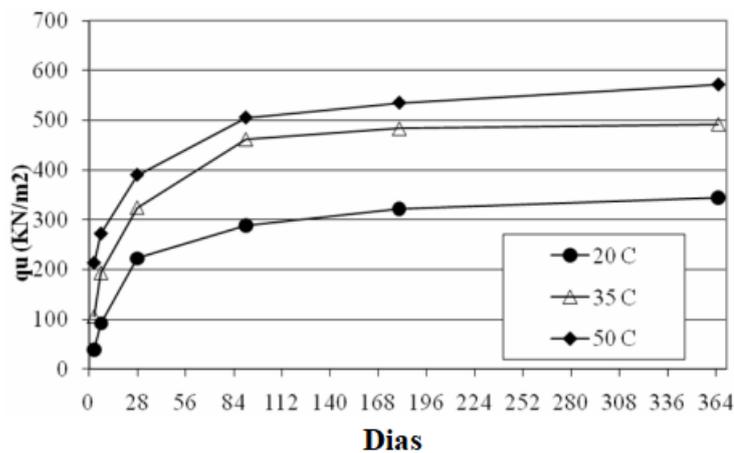


Figura 17: Variação da resistência em função do tempo em dias para cada temperatura de cura (TAN *et al.*, 2011)

### 2.3.3 Comportamento mecânico solo-cimento

Parte da resistência e rigidez de solos estabilizados com agentes cimentantes é proveniente das ligações entre as partículas, o que permite o material ter resistência sem confinamento ( $p' = 0$ ) ou por apresentar “coesão verdadeira” (CUCCOVILLO & COOP, 1999). Essas ligações exercem grande influência no comportamento mecânico do solo, seja ele argila, areia ou solo residual devido à estrutura formada pela interação da cimentação (CUCCOVILLO & COOP, 1999 & LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

Os mecanismos relacionados ao processo de tensão-deformação do material estão relacionados com a cimentação da matriz do solo que impede as distorções e movimentos entre as partículas até o momento da completa degradação das ligações cimentícias. O conjunto de fatores antes da quebra da cimentação é responsável por aumentar a resistência mecânica de pico do material e também a rigidez, no entanto, está relacionado de forma direta com um comportamento extremamente frágil pós pico e com maior tendência dilatante. Todos esses mecanismos de comportamento de solos cimentados são dependentes da tensão aplicada durante a fase da consolidação, já que tensões suficientemente grandes podem degradar a cimentação (COOP & ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1999).

No caso da compressão isotrópica, as ligações cimentantes permitem que o material atinja estados além da linha isotrópica de compressão (LIC) para material sem cimentação, como apresentado na Figura 18. 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).

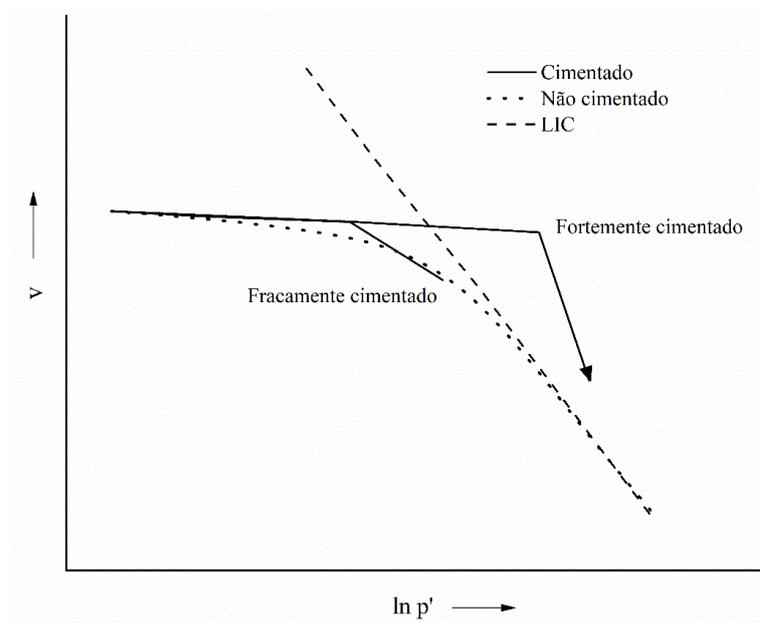


Figura 18: Influência da cimentação na compressão isotrópica (Adaptado de Cuccovillo & Coop, 1999)

Para análise tensão-deformação em ensaios triaxiais (Figura 19), 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, 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 (LADE & TRADS, 2014).

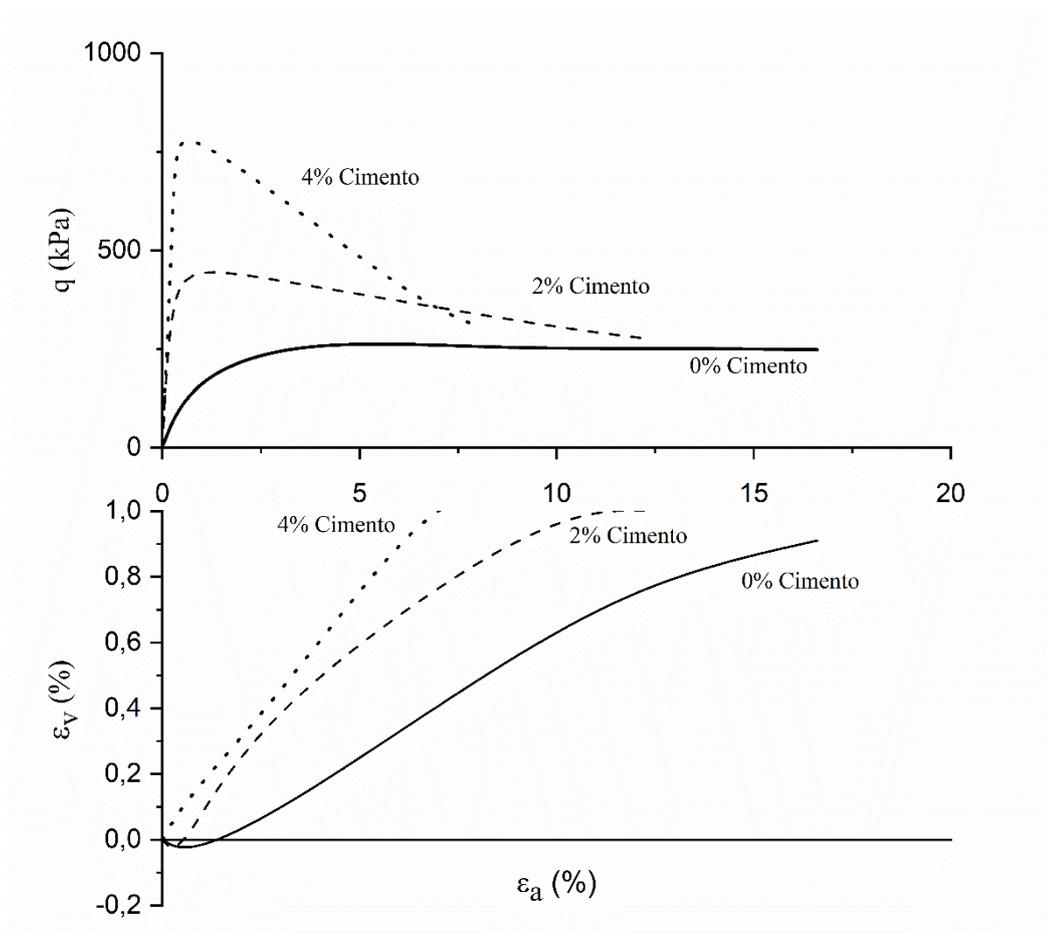


Figura 19: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica de solos cimentados (Adaptado de Clough *et al.*, 1981)

Em relação à análise da variação volumétrica em ensaios triaxiais, ela é dependente da tensão confinante e da porosidade do material. Do mesmo modo que ocorre para solos não cimentados, quanto maior a porosidade do material, maior será sua contração e pequena ou nenhuma dilatância. Quanto mais denso for o material, menor será sua compressão e maior a tendência de dilatância (CLOUGH *et al.*, 1981). A Figura 19 mostra esse comportamento.

### 2.3.3.1 Microestrutura de solo-cimento

O comportamento mecânico de geomateriais cimentados está associado diretamente com as pontes de cimentação desenvolvidas após a hidratação do cimento. A natureza da cimentação, por sua vez, depende do tipo de solo. Em solos argilosos, a sílica e a alumina dos argilominerais são dissolvidas em pH básico devido à adição do agente cimentante e se associam com os íons de cálcio presentes no solo. Esse processo gera géis cimentantes adicionais que irão ligar as partículas adjacentes de argilas (MITCHELL & EL-JACK, 1966). Posteriormente, após um longo período de cura, a mistura de solos argilosos com cimento se torna uma estrutura cimentada homogênea, como apresentado na Figura 20.

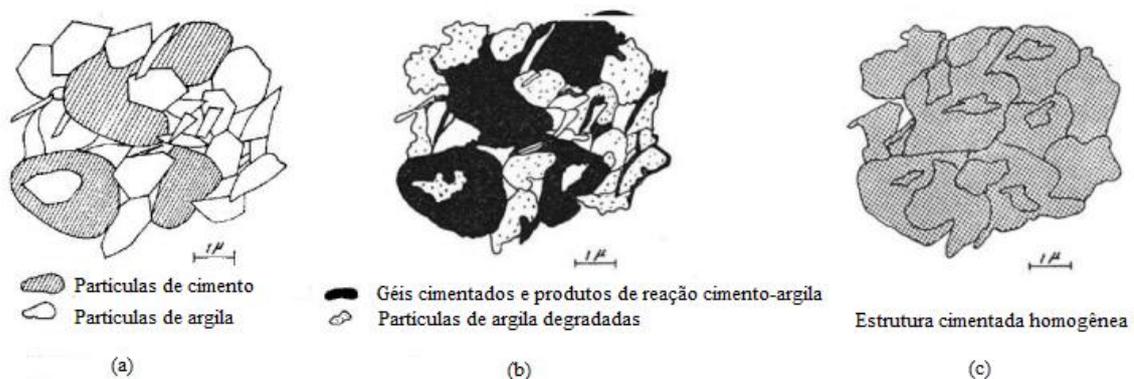


Figura 20: Efeito da cimentação na estrutura de solos argilosos (a) após a compactação (b) após pequeno período de cura (c) após longo período de cura (Adaptado de Mitchell e El-Jack (1966))

Em solos granulares, sem a presença de argilominerais, a cimentação ocorre nos contatos entre as partículas do material pela hidratação do cimento e não ocorrem reações adicionais pela dissolução de sílica e alumina. Portanto, o material cimentado irá ocupar os vazios formados entre as partículas. Em relação à estrutura formada em materiais granulares com o aumento da porcentagem de cimento, Chang e Woods (1992) esquematizaram as estruturas cimentadas em diferentes zonas para um material fracamente (Zona 1), medianamente (Zona 2) e fortemente cimentado (Zona 3) como apresentado na Figura 21. Na Zona 1, o cimento recobre parcialmente a superfície do solo e as ligações são menos expressivas. Na Zona 2, a cimentação se desenvolve rapidamente entre os contatos dos grãos e preenche parcialmente os vazios do solo. Por fim, na Zona 3, o cimento preenche maior parte dos vazios e ocorre total cimentação nos contatos das partículas.

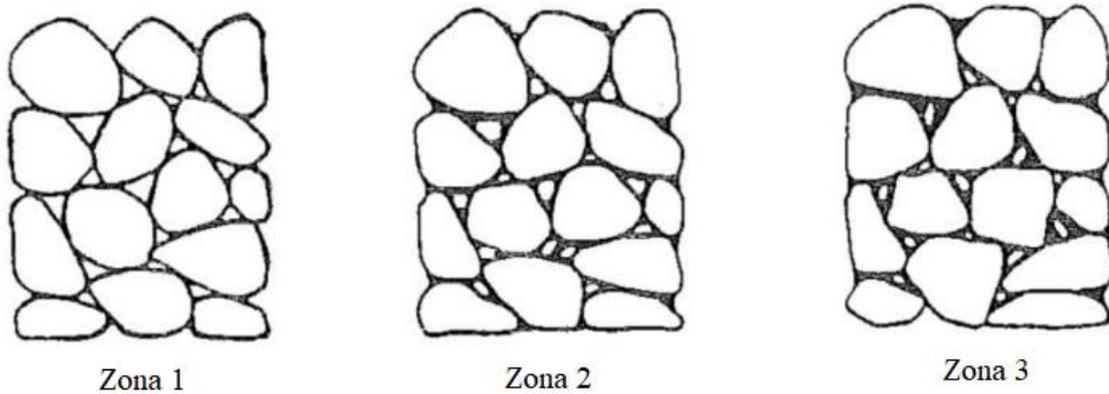


Figura 21: Efeito da cimentação na estrutura de solos granulares  
(Adaptado de Chang e Woods (1992))

### 2.3.4 Melhoramento de solos com fibras

Vidal (1969) foi um dos primeiros a apresentar o conceito de melhorar propriedades mecânicas do solo com fibras. O uso de fibras para reforço de solos está associado à necessidade de resistência pós pico após grandes deformações, como por exemplo em aterros e taludes. Os solos reforçados com fibras apresentam maior capacidade de absorção de energia ao longo do processo de deformação comparado aos solos não reforçados, controlando a propagação de fissuras devido a sua grande resistência à tração (VIDAL, 1969).

A eficácia do reforço está relacionada com propriedades da fibra incluindo o teor, comprimento, índice aspecto, módulo de elasticidade, orientação e também propriedades do solo, como granulometria, formato das partículas, densidade, e inclusive a tensão de confinamento (FESTUGATO, 2011; WEI, 2013). Alguns aspectos principais serão abordados a seguir.

#### 2.3.4.1 Tipo da fibra

Diferentes tipos de fibras podem ser utilizados no reforço de solos, como fibras naturais, poliméricas, minerais e metálicas. No entanto, algumas características em relação às características da escolha da fibra devem ser levadas em consideração. As fibras devem:

- Ser quimicamente inertes;
- Não ser susceptíveis à ataques de fungos, bactérias ou álcalis;
- Não ser prejudiciais à saúde humana;

- Apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

As fibras naturais podem ser de bambu, cana-de-açúcar, coco, entre outras, com rigidez e resistência à tração moderadas. Porém, seu maior problema é a durabilidade devido à alta degradação das fibras em ambientes alcalinos e com presença fungos. No caso das fibras poliméricas, existem as fibras de filamento e as malhas ou grelhas, que proporcionam maior intertravamento com as partículas do solo (MCGOWN *et al.*, 1978).

Dentre as fibras poliméricas, destaca-se a de polipropileno que apresenta alta resistência química aos álcalis e resistência à tração, porém possui baixa rigidez. As fibras poliméricas de poliéster apresentam alta densidade, rigidez e resistência (TAYLOR, 1994).

As fibras minerais podem ser de carbono, vidro ou amianto e as metálicas podem ser de aço. Estas apresentem alta rigidez, entretanto esse tipo de fibra apresentam desvantagem como susceptibilidade ao ataque de álcalis, problemas de corrosão e riscos à saúde, o que leva ao seu menor uso (TAYLOR, 1994).

#### 2.3.4.2 Teor e orientação da fibra

O teor da fibra é de extrema importância na análise do comportamento do solo reforçado. É sabido que, até um certo teor de fibras, o solo apresenta boa resposta mecânica e, após esse teor limite, poucas melhorias são observadas (Diambra, 2010; Wei, 2013). A Figura 22 apresenta os resultados tensão-deformação e comportamento volumétrico obtidos por Diambra *et al.* (2013) para um solo reforçado com diferentes teores de fibra. Para o caso, o aumento do teor de fibras gerou aumento na resistência do solo para uma mesma tensão confinante (100 kPa). Para tensões de confinamento altas, a resistência do solo tende a aumentar linearmente com o aumento do teor de fibras, enquanto no caso de tensões confinantes menores, o aumento atinge um limite assintótico (GRAY & AL-REFEAI, 1986).

Diambra *et al.* (2013) observaram que a rigidez inicial em pequenas deformações não é afetada pela adição de fibras. Os mesmos resultados já foram encontrados na literatura com ensaios triaxiais drenados através do uso de *bender elements* (HEINECK *et al.*, 2005).

Em relação à orientação das fibras na estrutura do solo, seu efeito pode ser observado analisando diferentes trajetórias no ensaio triaxial. Para o caso do ensaio de extensão, percebe-se que a fibra não tem grande influência no comportamento tensão-deformação (Figura 22 (a)). Nesse

caso, as amostras foram moldadas pela técnica *moist tamping* (LADD, 1978) e, como demonstrado por Diambra *et al.* (2007), a orientação das fibras proveniente dessa técnica de moldagem é preferencialmente ( $\pm 98\%$ ) orientada na horizontal. Para as condições de carregamento em ensaios de extensão, as fibras na horizontal não conseguem trabalhar à tração com a solicitação das cargas.

No caso do plano volumétrico, a adição de fibras reduz a compressibilidade do material e aumenta a tendência dilatante., assim como observado por Ibraim e Fourmont (2007) e Diambra *et al.* (2007) em areias predominantemente finas. Outros autores (CONSOLI *et al.*, 2003; MICHALOWSKI & ZHAO, 1996) encontraram tendências diferentes: a inclusão de fibras inibe a dilatância de solos arenosos em ensaios triaxiais convencionais de compressão axial.

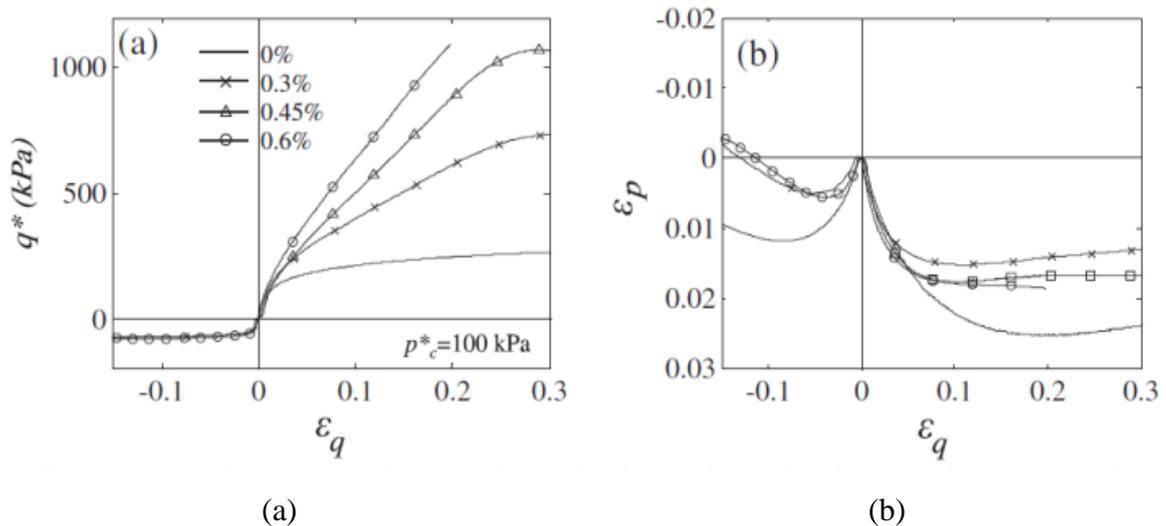


Figura 22: Diferentes condições de carregamento triaxial em solo reforçado com diferentes teores de fibra (DIAMBRA *et al.*, 2013)

#### 2.3.4.3 Comprimento da fibra

O comprimento da fibra também é uma variável importante no comportamento do composto. As fibras mais longas tendem a acumular deformações suficientes para permitir que a resistência à tração da fibra chegue ao seu limite, enquanto fibras menores deslizariam e seriam arrancadas por meio das partículas do solo antes de atingir a resistência da fibra (DIAMBRA, 2010). Além disso, o aumento do comprimento da fibra provoca aumento da resistência de pico, aumento na capacidade de absorção de energia, além de reduzir a fragilidade pós pico (CONSOLI *et al.*, 1998; MAHER & HO, 1994).

No entanto, o ganho de resistência mecânica com o aumento do comprimento da fibra é observado até um certo limite assintótico, como demonstrado por diversos autores (CONSOLI *et al.*, 2007b; GRAY & OHASHI, 1983). Michalowski e Čermák (2003) sugerem que o comprimento da fibra deve ser de no mínimo uma ordem de magnitude maior do que o tamanho das partículas do solo para obter uma boa interação solo-fibra.

Consoli *et al.* (2009) apresentaram resultados de redução da resistência ao longo da deformação (*strain-softening*) para fibras mais curtas e ganho de resistência com a deformação (*strain-hardening*) para fibras mais longas. O efeito do comprimento da fibra está apresentado na Figura 23.

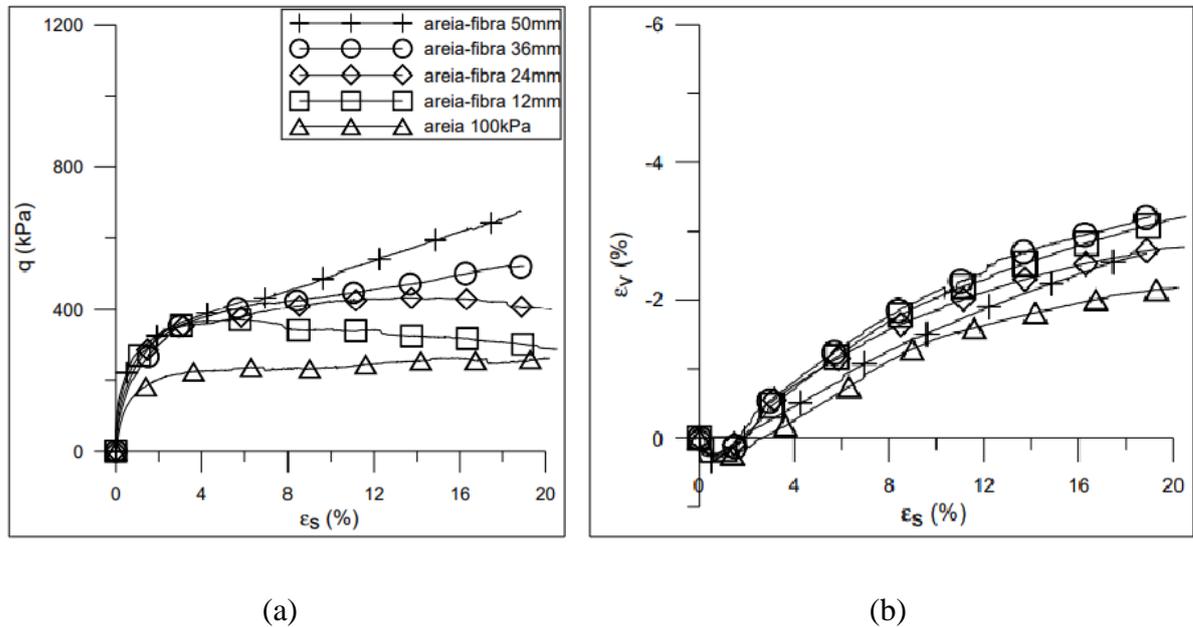


Figura 23: Tensão-deformação e comportamento volumétrico em função do comprimento das fibras (CONSOLI *et al.*, 2009)

No entanto, os mesmos autores, com evidências de resultados obtidos por Consoli *et al.* (2007b) e Heineck *et al.* (2005), observaram que, para o mesmo solo e fibra, não é o intervalo de comprimento que controla o comportamento de *strain-hardening* do solo reforçado, mas sim o índice aspecto da fibra (relação entre comprimento,  $l$ , e diâmetro,  $d$ , da fibra). Os autores sugeriram que, para areia de Osório (areia fina – SP), índices aspecto maiores que 300 ( $l/d \geq 300$ ) apresentam comportamento de *strain-hardening*.

#### 2.3.4.4 Características gerais da fibra e do solo

A rugosidade do solo é diretamente relacionada com o formato das partículas. Partículas mais arredondadas e esféricas dificultam a eficácia da fibra devido à baixa aderência dela com o solo. A mobilização da resistência à tração da fibra depende de uma boa aderência entre ela e as partículas do solo (TAYLOR, 1994).

A inclusão de fibras tende a reduzir a rigidez do composto solo-fibra, independente do módulo de elasticidade da fibra. Consoli *et al.* (2004) analisaram diferentes tipos de fibra (de vidro, poliéster e polipropileno) em um solo arenoso. Os autores observaram que as fibras mais rígidas (vidro e poliéster) permitem a mobilização da tensão de tração em baixas deformações, enquanto as mais flexíveis (polipropileno) só são mobilizadas em deformações mais altas.

No caso da resistência do composto, fibras mais rígidas provocam menor ganho da resistência de pico, enquanto fibras extensíveis provocam grande aumento na resistência de pico e mais ductilidade ao composto (CONSOLI *et al.*, 1998). Quanto maior for o módulo do composto, mais facilmente as fibras podem sofrer arrancamento (GRAY & OHASHI, 1983; SHEWBRIDGE & SITAR, 1989).

### 2.3.5 Comportamento mecânico solo-fibra

O fato do comportamento e a ação das fibras serem dependentes das deformações que ocorrem no composto solo-fibra já é consenso na literatura (CONSOLI *et al.*, 2004, 2007, 2009; GRAY & MAHER, 1989; HEINECK *et al.*, 2005; MAHER & GRAY, 1990). Como esquematizado por Maher e Gray (1990) na Figura 24, as deformações cisalhantes distorcem as fibras (MNPQ representa o estado inicial, e M'N'P'Q' representa o estado da fibra após distorção) e mobilizam a sua resistência à tração.

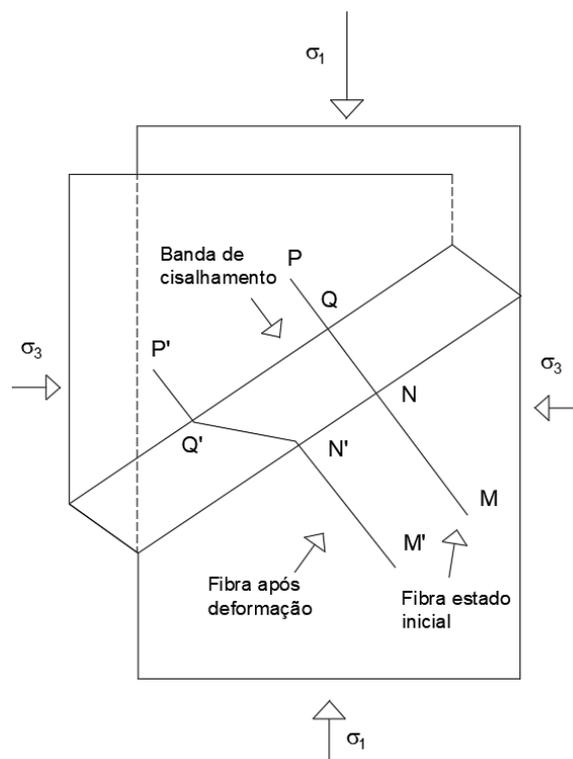


Figura 24: Mecanismo de deformação da fibra em solos reforçados  
(Adaptado de Gray e Maher (1990))

A força atuante nas fibras pode ser subdividida em dois componentes: um tangencial e outro normal. A força normal está relacionada com a mobilização de mais resistência ao cisalhamento do solo, devido ao aumento da tensão confinante na zona cisalhante. A tangencial está diretamente oposta à ação da deformação cisalhante (MAHER & GRAY, 1990). Portanto, a resistência à tração que se desenvolve na fibra na banda de cisalhamento é função principalmente da resposta da fibra à deformação cisalhante (KNODEL *et al.*, 1991). Essa resposta da fibra pode ser apresentada pelo deslizamento entre solo-fibra, por alongamento e/ou ruptura da fibra.

A diferença desses dois mecanismos de resposta está relacionada com a tensão de confinamento que o composto está submetido. Gray e Ohashi (1983) e Gray e Al-Refeai (1986) mostram que existe uma tensão de confinamento crítica ( $\sigma'_{3,crit}$ ) em que ocorre a mudança do comportamento da fibra. Se a tensão de confinamento atuante for menor do que a tensão de confinamento crítica, esse mecanismo se dá por deslizamento solo-fibra. Caso a tensão de confinamento atuante seja maior que a crítica, as fibras tendem a se alongar e romper. Esses dois mecanismos são responsáveis por gerar uma bi-linearidade na envoltória de resistência de solos reforçados com

fibra (CONSOLI *et al.*, 2007b, 2009). No entanto, esses mecanismos são função de variáveis importantes como o comprimento e o teor de fibras.

Maiores teores e comprimentos de fibra geram excesso de fibras na matriz do solo. Esses fatores proporcionam maior contato fibra-fibra e reduzem a eficiência da transmissão da tensão do solo para as fibras (CASAGRANDE *et al.*, 2006). Quanto maior o comprimento da fibra, menor é a tensão de confinamento crítica, como demonstrado por (RANJAN *et al.*, 1996). A explicação dos autores é pelo fato de fibras mais longas conseguirem ser ancoradas nas partículas de solo e o mecanismo de deslizamento da fibra entre as partículas ocorrerá apenas em tensões confinantes mais baixas.

A Figura 25 apresenta a bi-linearidade na envoltória de resistência dos solos reforçados com fibra e não reforçados encontrada por Consoli *et al.* (2007b). É possível observar todas as tendências expostas anteriormente e identificar a tensão de confinamento crítica próxima de 400 kPa, no caso estudado. Em altas tensões ( $\sigma'_3 > \sigma'_{3,crit}$ ), o ângulo de atrito das envoltórias do solo puro e solo reforçado tendem a ser iguais ou semelhante, esse comportamento é visto também na Figura 25, onde a similaridade do ângulo de atrito do solo puro com o solo reforçado em tensões acima da crítica (destacado em vermelho na Figura 25). Mesmo comportamento foi observado por Consoli *et al.* (2009).

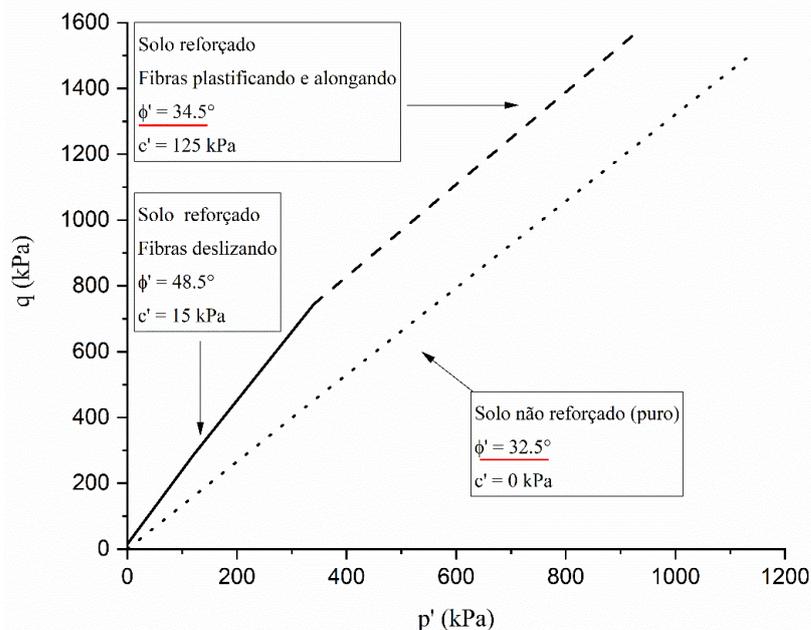


Figura 25: Envoltórias de resistência para o solo não reforçado e solo reforçado com fibras (Adaptado de Consoli *et al.* (2007b))

### 2.3.6 Melhoramento de solos com cimento e fibra

Consoli *et al.* (1998) estabilizaram um silte arenoso (SM) com 1% de cimento e 3% de fibra de vidro e analisaram o comportamento do composto por ensaios triaxiais drenados (CID). Quando comparado com o solo contendo apenas cimento, a adição de fibras reduz consideravelmente a fragilidade (*brittleness*) pós pico e aumenta a resistência última do material. Em relação à envoltória de ruptura, os autores observaram que o ângulo de atrito não alterou com a adição das fibras, porém a coesão aumentou um pouco.

Consoli *et al.* (1999) fizeram uma análise similar, porém com maiores teores de cimento. Os autores encontraram que o aumento do teor de cimento reduz a eficiência da fibra no quesito da resistência de pico e atribuíram esse efeito à baixa aderência entre a fibra e a matriz solo-cimento analisada através de ensaios de microscopia. A aderência resulta na ancoragem da fibra, responsável por mobilizar maior resistência do material reforçado. A Figura 26 apresenta a comparação da aderência do solo reforçado não cimentado (Figura 26 (a)) e cimentado (Figura 26 (b)).

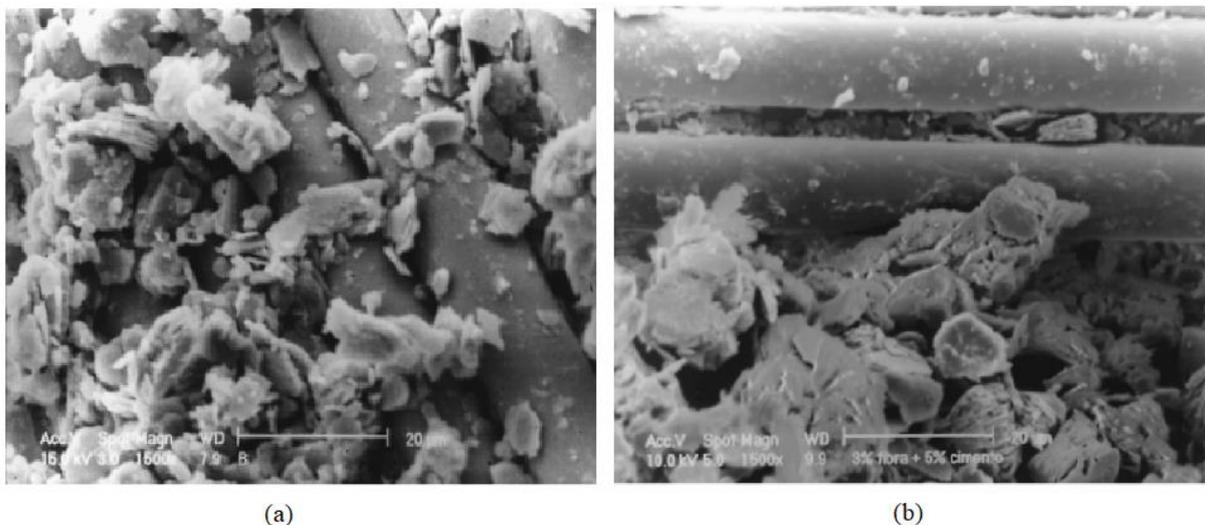


Figura 26: Efeito da adição de fibras no material não cimentado (a) e cimentado (b) (CONSOLI *et al.*, 1999)

De acordo com Consoli *et al.* (2004), a introdução de fibras extensíveis na matriz cimentada causa redução nas ligações cimentantes entre as partículas, uma vez que parte dos vazios é preenchido por fibras e não por cimento. Os autores observaram também que maiores teores de cimento aumentam a coesão, porém, para esse caso, ela reduz com a adição de fibras e com o aumento do comprimento da fibra.

A estrutura formada nos solos compactados após a adição conjunta de cimento e fibra influencia o comportamento mecânico do material. Tang *et al.* (2007) apresentaram como as fibras reduzem e impedem de forma eficiente a propagação de fissuras e a deformação lateral do solo através do “*bridge effect*” que ocorre ao longo do cisalhamento, favorecendo a mobilização total das fibras, o que auxilia preponderantemente na resistência do composto. O “*bridge effect*” está apresentado na Figura 27.

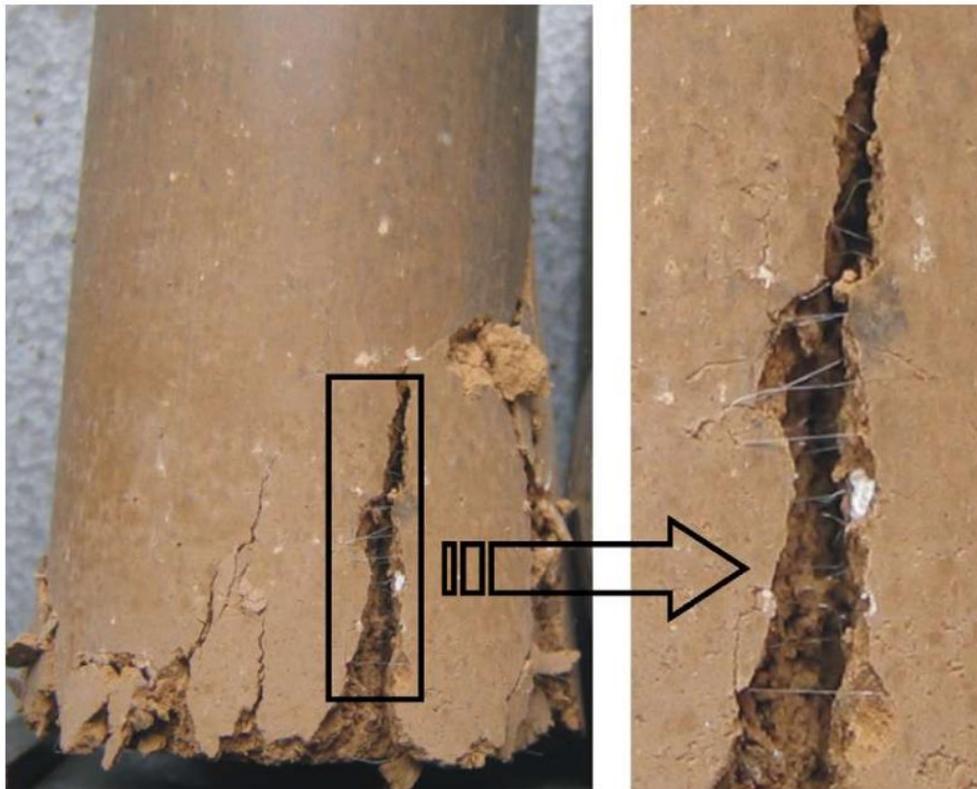


Figura 27: O “*bridge effect*” devido à adição de fibras no solo

Para análises de comportamento na compressão isotrópica de materiais cimentados e reforçados em altas tensões de confinamento (40MPa), Santos *et al.* (2010) encontraram diferentes e paralelas LIC (Linha de Compressão Isotrópica) para areia pura, areia e cimento, areia e fibra, e areia, fibra e cimento, como representado na Figura 28. Os autores observaram que as fibras alongaram e romperam após o ensaio, indicando que as fibras trabalham à tração, mobilizada pelos movimentos relativos entre as partículas, mesmo quando submetidas a esforços de compressão.

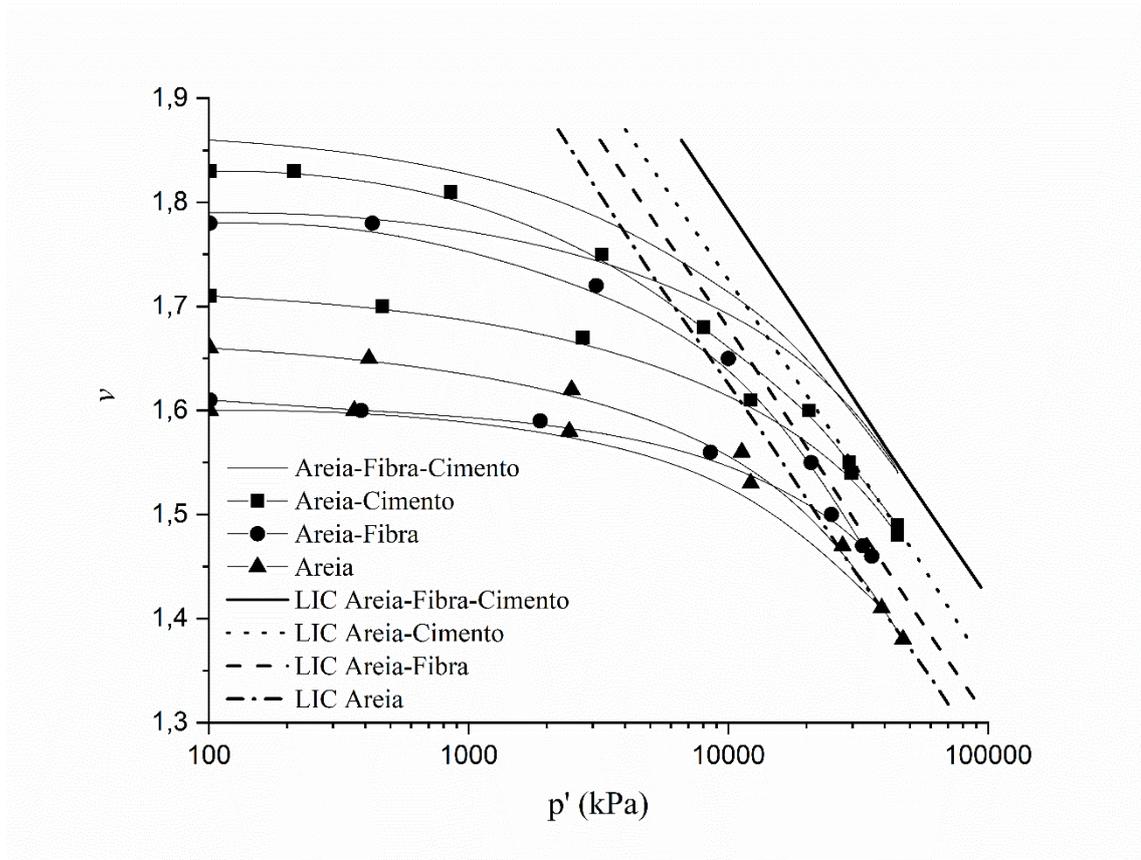


Figura 28: Compressão isotrópica de areia, areia com cimento, areia com fibras e areia com cimento e fibras (Adaptado de Santos *et al.* 2010)

Consoli *et al.* (2010) foram os primeiros a utilizar da metodologia racional de dosagem pelo índice  $\eta/C_{iv}$  (porosidade/teor volumétrico de cimento) para solos cimentados e reforçados com fibras desenvolvida por Consoli *et al.* (2007a). Consoli *et al.* (2017) aprimoraram os estudos iniciais com fibras e desenvolveram uma equação geral para estimar a resistência à compressão e à tração de solos finos, levando em conta diferentes solos (solo residual arenito Botucatu e areia de Osório com três teores de fino: 10%, 30% e 50%), teores de cimento (0,5% – 7%), teores de fibra (0,25%, 0,50% e 0,75%) e comprimentos da fibra (6, 12 e 24 mm).

Festugato *et al.* (2013) desenvolveram estudos do comportamento cíclico e monotônico de rejeito de minério de ouro cimentado e reforçado com fibras de polipropileno. Os autores observaram que, para ensaios monotônicos, a fibra proporciona um comportamento de *strain-hardening* para o material cimentado. Para ensaios cíclicos, os resultados mostraram que a fibra aumenta a resistência ao cisalhamento do composto após sucessivos ciclos. Independente do carregamento (cíclico ou monotônico), os resultados chegam na mesma envoltória de pico.

Consoli *et al.* (2017b) estudaram a durabilidade de um rejeito de ouro estabilizado com cimento e reforçado com fibras de polipropileno. Os resultados indicaram que as fibras conferem maior durabilidade ao composto do que solos apenas com cimento. Além disso, as amostras mais compactas apresentaram maior durabilidade, podendo relacionar a perda de massa com o índice  $\eta/C_{iv}$ .

Em relação aos ensaios experimentais de campo, Consoli *et al.* (2003) realizaram ensaios de placa sob camadas de solo arenoso com cimento e fibra e observaram que a fibra inibe a propagação de fissuras, permitindo uma distribuição das tensões em maior área. Nesse processo, a carga é transferida para uma maior área na interface solo cimentado reforçado-solo natural devido a formação de uma banda de cisalhamento ao redor da placa. Portanto, a capacidade de carga é amplamente melhorada. Consoli *et al.* (2012b) obtiveram diferentes modos de ruptura em ensaios de arrancamento de placa em solos cimentados e reforçados com fibra. Para solos estabilizados apenas com cimento, houve propagação de fissuras radialmente e iniciaram com 1 mm de deslocamento. No caso de solos com fibra, as fissuras iniciaram com 4 mm de deslocamento e o formato da ruptura ocorreu de forma circular e concêntrica.

### 3 METODOLOGIA

O presente item visa apresentar os materiais e os métodos utilizados de preparação das amostras e ensaios para análise do comportamento do rejeito de mineração de ferro.

#### 3.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados na pesquisa foram o rejeito de minério de ferro, cimento Portland CP-V-ARI e fibras de polipropileno.

O rejeito de minério de ferro usado foi oriundo da mistura de dois rejeitos de minério de ferro: flotação (FL) e ultrafino (UF), provenientes da mesma planta de beneficiamento na região do Quadrilátero Ferrífero no estado de Minas Gerais (MG), porém coletados em diferentes etapas de beneficiamento. Durante o beneficiamento, após seleção prévia, o material de partículas menores (entre 0,15 mm e 0,63mm), passa por um processo de hidrociclonagem e resulta no rejeito ultrafino. Após essa etapa, o material restante passa pelo processo de flotação catiônica reversa em que partículas menores de minério são isoladas e um material mais granular (flotação) é o produto resultante (SILVA *et al.*, 2022). Desse modo, o rejeito de minério de ferro usado na pesquisa foi obtido a partir da mistura dos materiais na proporção de 80% do FL e 20% do UF (80/20) em massa seca.

O cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V-ARI) foi utilizado ao longo de toda a pesquisa e apresenta densidade específica dos grãos ( $G_s$ ) de 3,15. As fibras utilizadas na pesquisa foram fibras de polipropileno com comprimento de 24 mm e diâmetro de 0,023 mm, resultando em um índice aspecto de 1.043. Sua densidade específica é de 0,91 e resistência à tração e módulo de elasticidade de 120 MPa e 3GPa, respectivamente. Os dados foram obtidos com base nas informações dos fabricantes.

##### 3.1.1 Caracterização dos materiais

A caracterização física foi realizada separadamente para o rejeito UF, rejeito FL e mistura 80% de FL e 20% de UF (80/20). A Tabela 3 apresenta os parâmetros obtidos para os três materiais e suas respectivas classificações com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Todos os três rejeitos foram classificados como ML (Silte de baixa plasticidade) e suas

curvas granulométricas estão dispostas na Figura 29. Não foi possível realizar os ensaios de limites de Atterberg para os rejeitos FL e 80/20, portanto, o rejeito de minério de ferro foi classificado como não plástico (NP). No entanto, o rejeito UF apresentou pequena plasticidade e seus resultados estão expostos na Tabela 3. Além disso, todos os ensaios de caracterização foram realizados com base na normatização americana *American Society for Testing and Materials* (ASTM). As curvas de compactação para a energia normal e modificada foram obtidas com base na ASTM D698 (ASTM, 2021a) e estão dispostas na Figura 30, somente para a mistura 80/20. A adição de cimento ao material, nos teores estudados, não alterou a curva de compactação do rejeito cimentado.

Tabela 3: Caracterização física dos rejeitos de minério de ferro

<b>Parâmetros</b>	<b>FL</b>	<b>UF</b>	<b>80/20</b>	<b>Norma</b>
Limite de Liquidez (%)	-	31	-	ASTM D4318
Limite de Plasticidade (%)	-	27	-	(ASTM, 2017)
Índice de Plasticidade (%)	NP	4	NP	
G <sub>s</sub>	3,14	3,74	3,26	ASTM D854 (ASTM, 2016b)
Areia grossa (d > 0.60 mm) (%)	0,11	0,00	0,00	
Areia média (0.20 mm < d < 0.60 mm) (%)	0,31	0,75	0,00	
Areia fina (0.06 mm < d < 0.20 mm) (%)	17,32	1,70	13,72	ASTM D7928
Silte (0.002 mm < d < 0.06 mm) (%)	78,14	82,07	75,49	(ASTM, 2021b)
Argila (d < 0.002 mm) (%)	4,11	15,49	10,79	
Diâmetro médio D <sub>50</sub> (mm)	0,045	0,012	0,042	
Coefficiente de uniformidade (C <sub>u</sub> )	3	16	10	
Classificação SUCS	ML	ML	ML	ASTM D2487 (ASTM, 2020a)
Peso específico aparente máximo (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	22,0	ASTM D698
Umidade ótima (%)	-	-	11,0	(ASTM, 2021c)

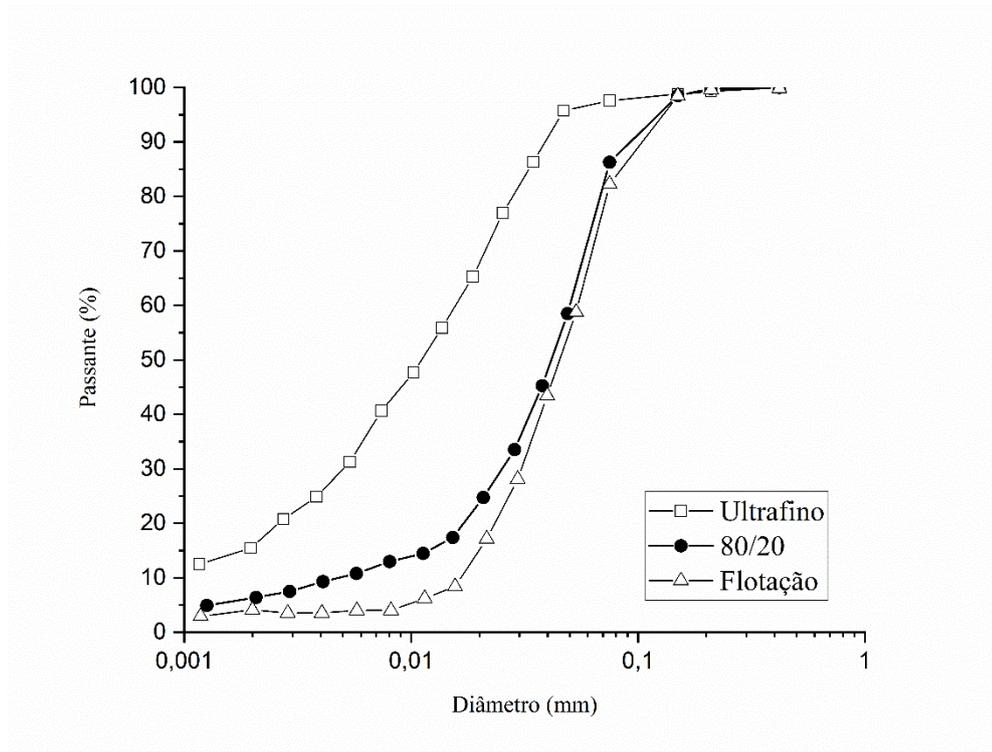


Figura 29: Curvas granulométricas dos rejeitos de minério de ferro estudados

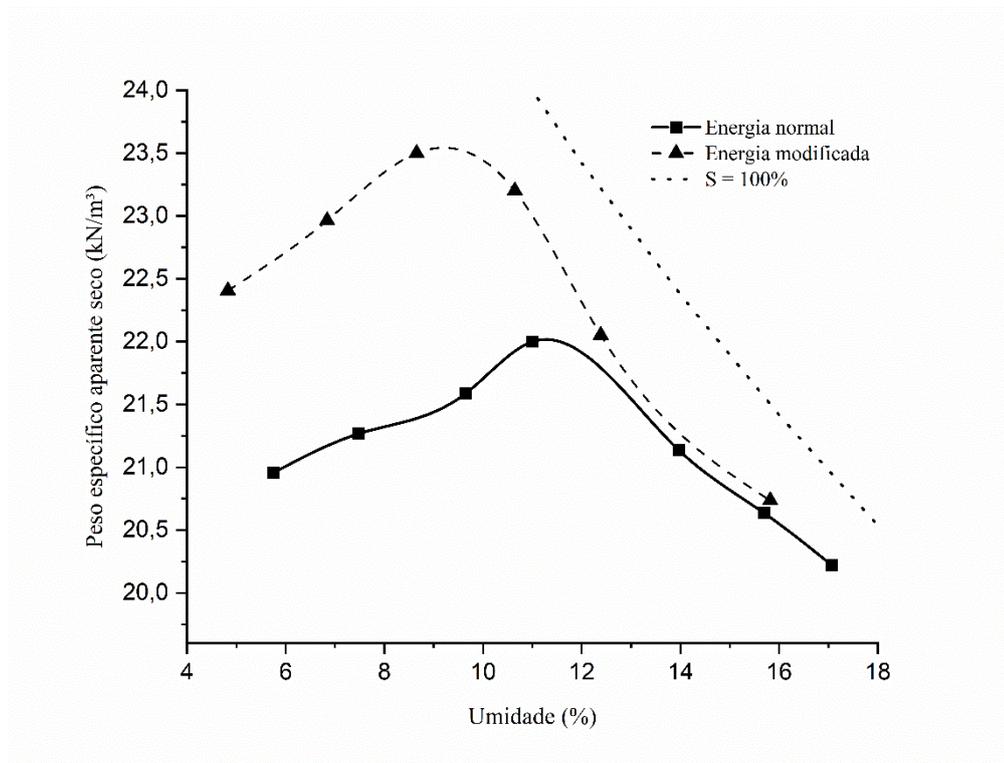


Figura 30: Curvas de compactação da mistura 80/20 do rejeito de minério de ferro na energia normal e modificada

Para complementar a caracterização física e a análise dos formatos das partículas dos rejeitos, foram realizados ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). As Figuras 31, 32 e 33 apresentam as imagens da MEV para o rejeito FL, UF e 80/20, respectivamente. Pode-se observar partículas mais grossas e partículas menores lamelares tanto no rejeito FL, quanto no UF e, conseqüentemente, no 80/20. Como representado pela curva granulométrica, o predomínio de partículas finas é destacado nas imagens do rejeito ultrafino.

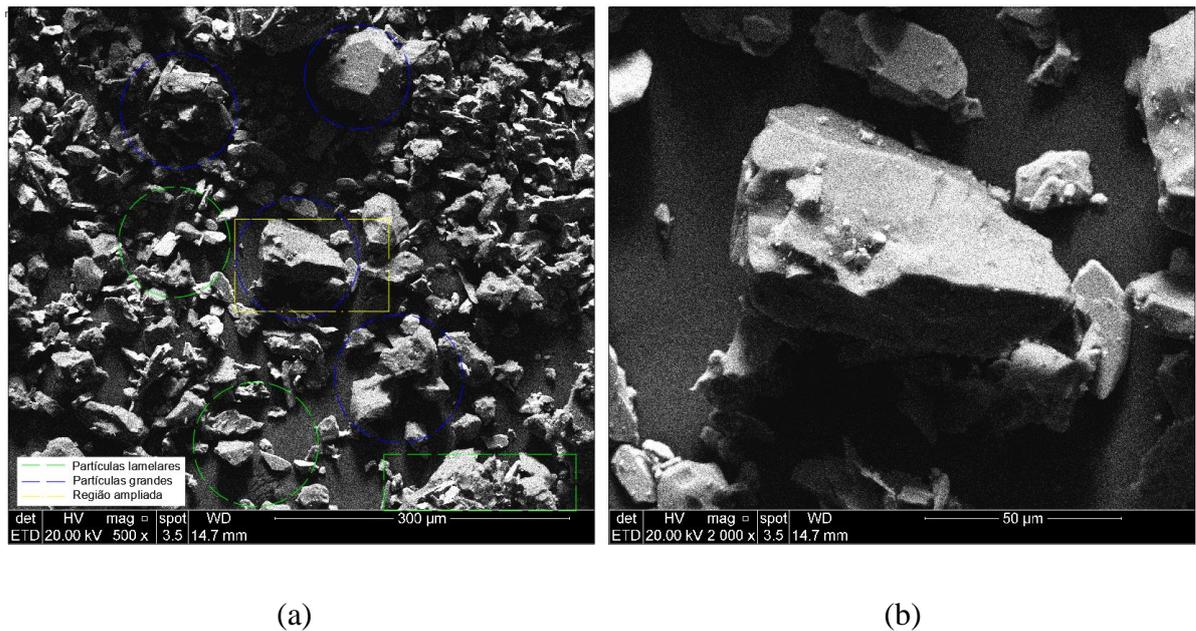


Figura 31: Imagens da MEV do rejeito de flotação (FL)

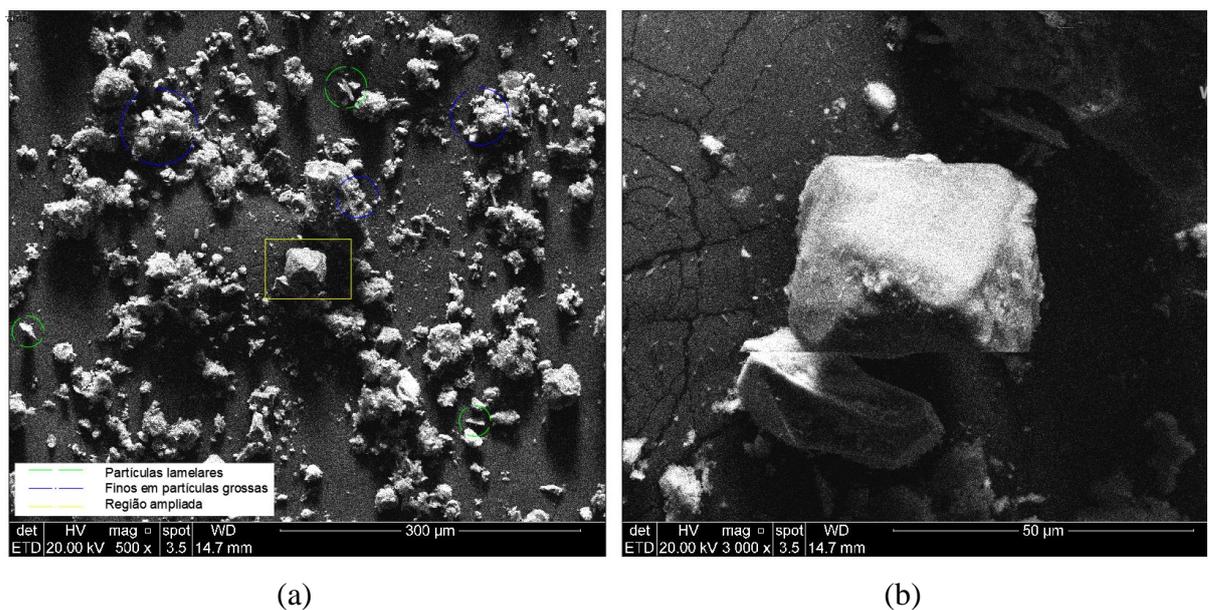
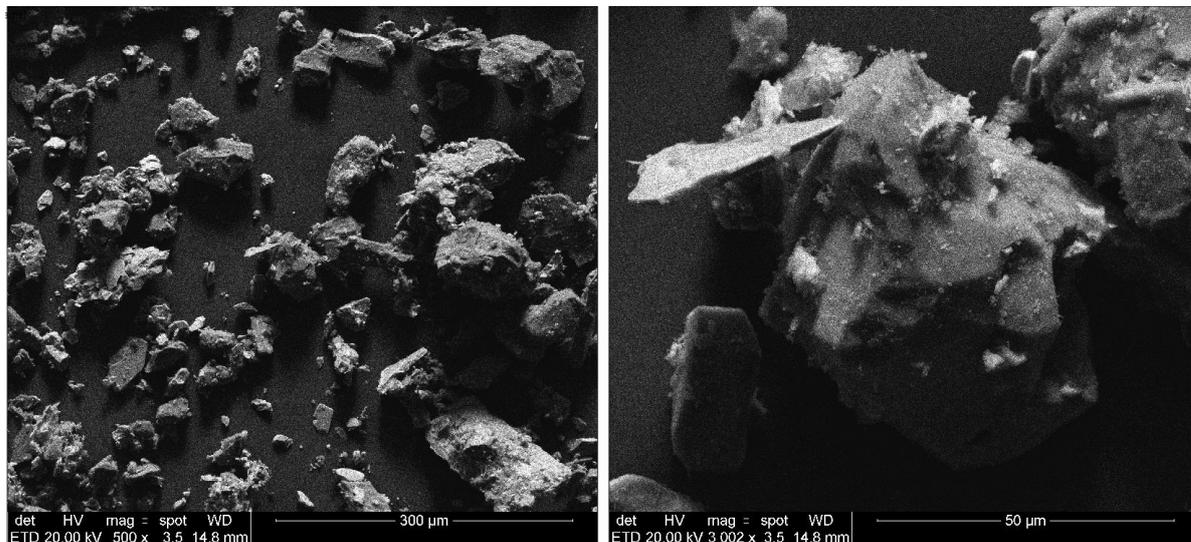


Figura 32: Imagens da MEV do rejeito ultrafino (UF)



(a)

(b)

Figura 33: Imagens da MEV do rejeito 80/20

Para a análise química e mineralógica dos rejeitos foram feitos ensaios de Fluorescência dos Raios-X (FRX) e Difração dos Raios-X (DRX), respectivamente. A Tabela 4 apresenta os resultados de FRX, indicando que o rejeito de mineração de ferro é composto majoritariamente por ferro (teores > 50%) e por silício, em especial o rejeito da flotação e o 80/20.

Tabela 4: Resultados da Fluorescência dos Raios-X (FRX)

Elemento	FL	UF	80/20
SiO <sub>2</sub>	38	-	39
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	60	82	58
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1	10	2
MgO <sub>2</sub>	0,5	1	0,5
Perdas	0,5	6	0,5

De forma a complementar os ensaios de FRX, os difratogramas dos rejeitos FL, UF e 80/20 encontram-se nas Figuras 34, 35 e 36, respectivamente. Para o caso da flotação e do 80/20, nota-se picos pronunciados de quartzo e hematita, corroborando os resultados de FRX, onde esses minerais são representados por SiO<sub>2</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. No caso do rejeito ultrafino, encontrou-se divergência entre os resultados de DRX e FRX. O primeiro apresentou picos de quartzo, hematita e caulinita, enquanto no segundo apresentou alta concentração de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, moderada

concentração de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e pouca ou nenhuma de  $\text{SiO}_2$ . Os picos de caulinita causando essa divergência entre o DRX e FRX poderia estar associada à decorrência da elevada concentração preferencial que este mineral apresenta.

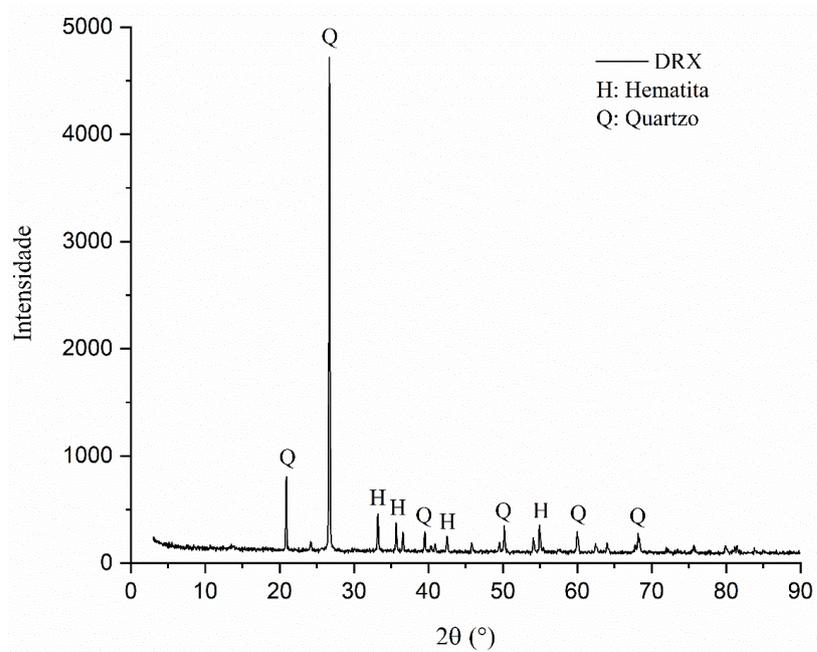


Figura 34: Difração dos raios-X do rejeito da flotação (FL)

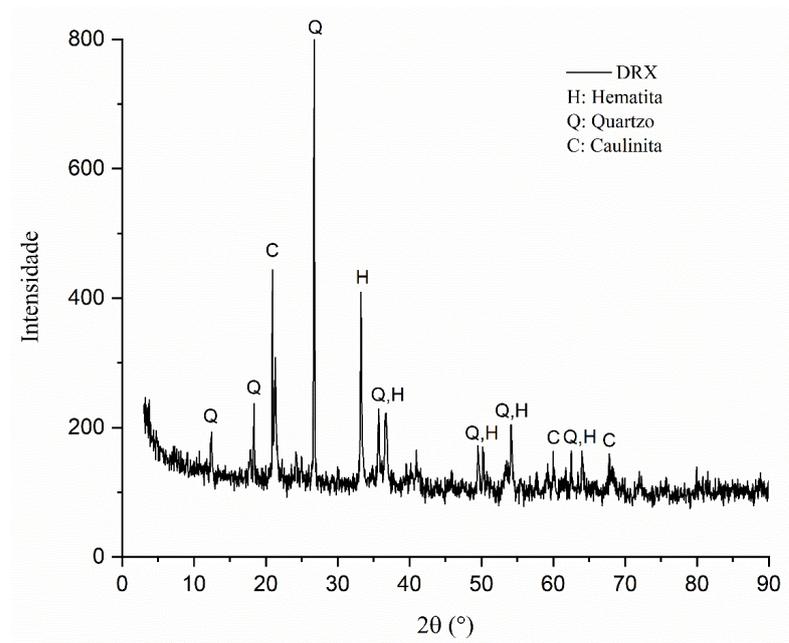


Figura 35: Difração dos raios-X do rejeito ultrafino (UF)

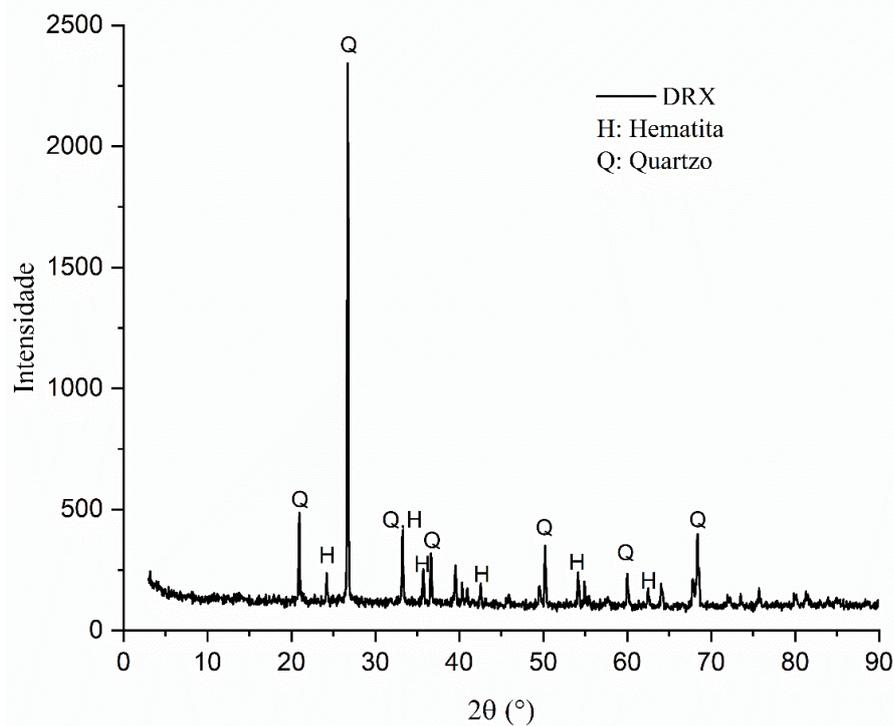


Figura 36: Difração dos raios-X do rejeito 80/20

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Planejamento experimental

Os ensaios para análise do comportamento mecânico do rejeito cimentado e reforçado foram divididos em duas etapas. Na primeira, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples ( $q_u$ ) e ensaio de pulso ultrassônico ( $G_0$ ). Na etapa seguinte, com base nos resultados obtidos na primeira etapa, foram executados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID). Os pontos ensaiados ao longo de todo o programa experimental foram definidos com base na curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro (80/20) com e sem fibras.

Quando utilizadas as fibras, o teor adotado foi de 0,5%, pela alta eficiência demonstrada em diversos trabalhos com esse teor para fibras de polipropileno (FESTUGATO *et al.*, 2015; YI *et al.*, 2015; CONSOLI *et al.*, 2017). Além disso, teores de fibra superiores a 0,5% foram encontradas dificuldades para se obter uma mistura homogênea de rejeito-fibra. Os teores de cimento e a justificativa para a escolha das porcentagens serão abordados nas seções dos ensaios. Os pontos de moldagem definidos para ambas as etapas do programa experimental

tiveram como objetivo analisar o comportamento do rejeito no ramo seco, no ramo úmido e no ponto ótimo da curva de compactação, além de um ponto médio para os ensaios triaxiais.

A fim de realizar a comparação dos mesmos pontos da compactação dos rejeitos cimentados reforçados e não reforçados, além de manter uma mesma energia de compactação, é importante analisá-los na mesma densidade relativa. Por se tratarem de materiais com características diferentes, os seus índices de vazios mínimo e máximo ( $e_{\min}$  e do  $e_{\max}$ , respectivamente) também podem ser diferentes. Por mais que não exista nenhum método específico para determinação dos  $e_{\min}$  e  $e_{\max}$  de materiais reforçados com fibras, Casagrande (2005), Santos (2008) e Santos *et al.* (2010) seguiram a mesma metodologia proposta pelas normas americanas ASTM D4254 (ASTM, 2020c) e ASTM D7382 (ASTM, 2016a) para obter esses índices para os seus respectivos materiais não reforçados. Portanto, aqui também seguirá a mesma proposta para comparar os materiais. Os índices obtidos para o rejeito puro foram  $e_{\min} = 0,40$  e  $e_{\max} = 1,20$  e para o rejeito reforçado  $e_{\min} = 0,45$  e  $e_{\max} = 1,25$ . Nas seções 3.2.3 e 3.2.4, serão apresentados os pontos de moldagem na curva de compactação, juntamente com as densidades relativas ( $D_R$ ) e o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) para o material com e sem reforço para os ensaios de RCS e pulso ultrassônico e ensaios triaxial, respectivamente.

### 3.2.2 Preparação das amostras

Corpos de prova em formato cilíndrico com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura foram utilizados para todos os ensaios ao longo da pesquisa. Para confeccionar os corpos de prova, utilizou-se a compactação estática, seguindo o método *undercompaction* proposto por Ladd (1978) com moldes cilíndricos. Inicialmente, os rejeitos FL e UF secos eram pesados separadamente para manter a proporção em massa de 80% e 20%, respectivamente. Quando utilizado, o cimento era pesado e adicionado ao rejeito. Em seguida, a água destilada era acrescentada aos poucos enquanto era feita a mistura dos materiais até adquirir consistência e aparência homogêneas. No caso dos corpos de prova com fibras, elas eram adicionadas após a inserção de água para evitar que elas flutuem (CONSOLI *et al.*, 2017b). Após esses processos, o material misturado foi dividido em três camadas de mesmo peso para moldagem. Também eram retiradas três amostras para verificação da umidade de moldagem.

Em seguida, o corpo de prova foi compactado estaticamente em três camadas para atingir o  $\gamma_d$  desejado em cada caso, sendo o topo da primeira e segunda camadas levemente escarificadas para garantir a aderência entre elas. Após o desmolde, os corpos de prova foram pesados e

medidos o diâmetro e a altura com precisão de 0,01 g e 0,01 mm, respectivamente. Por fim, para as amostras cimentadas, eram armazenados dentro de um saco plástico a 23°C até concluir seu tempo de cura de 7 dias.

### 3.2.3 Ensaios de compressão simples e pulso ultrassônico

Para a série de ensaios de resistência à compressão simples e pulso ultrassônico, os pontos adotados para o rejeito cimentado e o rejeito cimentado com fibras estão apresentados na Figura 37, juntamente com as curvas de compactação na energia Proctor normal, e na Tabela 5. Para todos os casos, os ensaios foram realizados em triplicata. Os pontos na curva de compactação, o teor de cimento e o teor de fibra variaram ao longo dessa primeira série de ensaios. Seus níveis estão representados na Tabela 6. Os teores de cimento foram escolhidos para estudar o comportamento do material fracamente, medianamente e fortemente cimentado, com base nos estudos da literatura (CLOUGH *et al.*, 1981; CONSOLI *et al.*, 1999, 2012a, 2013, 2017b; SCHNAID *et al.*, 2001).

É importante ressaltar que a adição de cimento não variou a posição da curva de compactação no plano. Em geral, sabe-se que a adição de cimento no solo aumenta o  $\gamma_d$  e diminui a umidade do material, devido ao alto  $G_s$  do cimento (3,15) comparado ao solo ( $\pm 2,65$ ) e pelas reações de hidratação do material cimentante (RAHMAN *et al.*, 2021). Porém, há casos na literatura que nenhuma mudança na umidade ótima foi percebida pela adição de 12% de cimento em solos finos (AL-AGHBARI *et al.*, 2009). No caso do rejeito, a variação não foi constatada. Por um lado, uma possível explicação seria pelo  $G_s$  do CP-V ser próximo do  $G_s$  do rejeito (3,26). Por outro, o valor similar de umidade pode ser associado a mecanismos associados à hidratação do cimento.

O ensaio de compressão simples foi realizado com base na ASTM D5102 (ASTM, 2022) em uma prensa automática com velocidade de 1,14 mm/min e célula de carga com capacidade máxima de 10 kN e resolução de 0,001 kN. No 6º dia de cura, os corpos de prova eram inundados em água por, no mínimo, 24 horas para minimizar efeitos da sucção durante o ensaio (CONSOLI *et al.*, 2017b). Após esse processo, as amostras eram secas superficialmente e submetidas à ruptura. O critério de aceitação para a triplicata adotado para a resistência individual de cada amostra foi de não desviar  $\pm 2\%$  da resistência média.

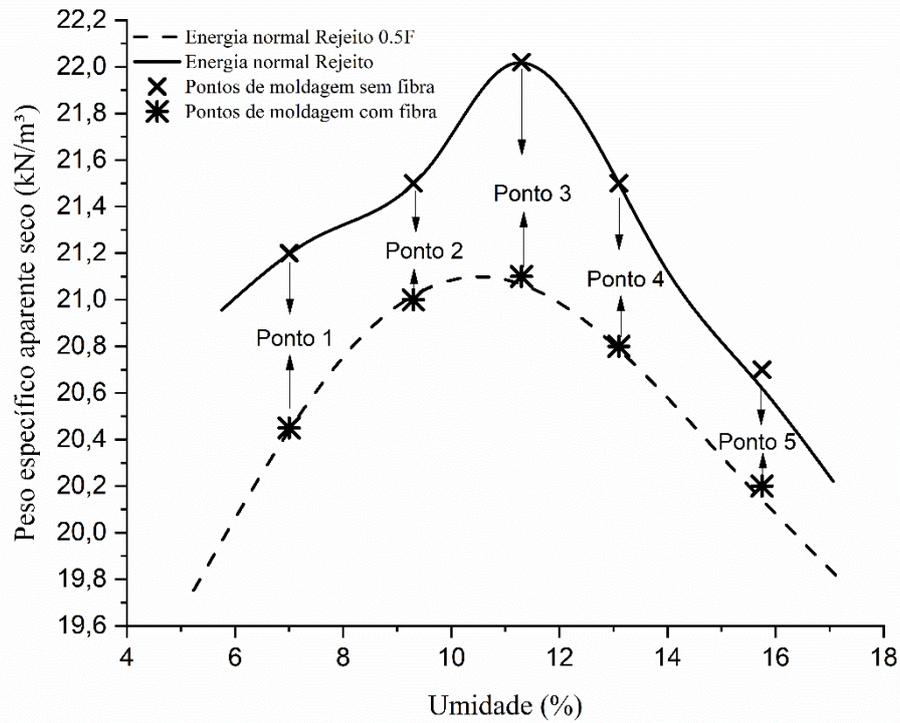


Figura 37: Curvas de compactação do rejeito puro e do rejeito reforçado com fibra para os ensaios de compressão simples

Tabela 5: Especificação dos pontos para os ensaios de  $q_u$  e  $G_o$

Ponto	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )		$w$ (%)
	Sem fibra (0F)	Com fibra (0.5F)	
1	21,2	20,4	7,0
2	21,5	21,0	9,0
3	22,0	21,1	11,0
4	21,5	20,8	13,0
5	20,7	20,2	15,8

Tabela 6: Níveis das variáveis para os ensaios de  $q_u$  e  $G_0$

Variáveis	Níveis
Ponto de compactação	1; 2; 3; 4; 5
Teor de cimento	1%; 3%; 5%
Teor de fibra	0%; 0,5%

Os ensaios de pulso ultrassônico fornecem resultados de módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) para materiais elásticos e isotrópicos através da Eq. (1). Onde,  $\rho$  é o peso específico aparente do corpo de prova,  $h$  é a altura e  $t_s$  é o tempo para onda percorrer o corpo de prova.

$$G_0 = \rho \cdot \left(\frac{h}{t_s}\right)^2 \quad (1)$$

O equipamento utilizado para medir o  $t_s$  foi o aparelho PUNDIT de pulso ultrassônico. Para a execução do ensaio, a onda cisalhante é emitida na frequência de 250 kHz utilizando transdutores especiais acoplados no topo e na base do corpo de prova com a aplicação de um gel cisalhante. Por se tratar de um ensaio não-destrutivo, os corpos de prova utilizados para os ensaios de pulso ultrassônico também foram utilizados para os ensaios de compressão simples antes de serem submersos em água. Para o caso das análises em corpos de prova utilizando fibras, o ensaio de pulso ultrassônico não pode ser performed, pois a elevada quantidade de fibras atrapalha a passagem da onda não permitindo uma medição adequada de  $t_s$ .

A Tabela 7 apresenta os valores de densidade relativa ( $D_R$ ) e índice de vazios inicial ( $e_0$ ) para o rejeito com e sem fibras, para os ensaios da primeira etapa. O objetivo foi manter a mesma densidade relativa para os mesmos pontos do material reforçado e não reforçado, a fim de realizar a comparação entre eles, além de estarem numa mesma energia de compactação.

Tabela 7: Densidade relativa e índice de vazios inicial para os pontos do rejeito puro e reforçado

Ponto	$D_R$	$e_0^{\text{Rejeito puro}}$	$e_0^{\text{Rejeito reforçado}}$
1	83%	0,54	0,59
2	85%	0,52	0,55
3	89%	0,49	0,54
4	85%	0,52	0,56
5	79%	0,57	0,61

### 3.2.4 Ensaios triaxiais

No caso dos ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados, as condições de moldagem adotadas nas curvas de compactação estão representadas na Figura 38 e descritas na Tabela 8. Os níveis adotados de cada variável para os ensaios triaxiais estão apresentados na Tabela 9. O menor teor de cimento (1%) adotado para os ensaios triaxiais está relacionado com maior eficiência e trabalhabilidade das fibras observadas nos ensaios de compressão simples. A tensão de confinamento adotada para análise do comportamento foi de 50 kPa para todas as misturas, a fim de simular o comportamento inicial de uma pilha experimental de pequena altura.

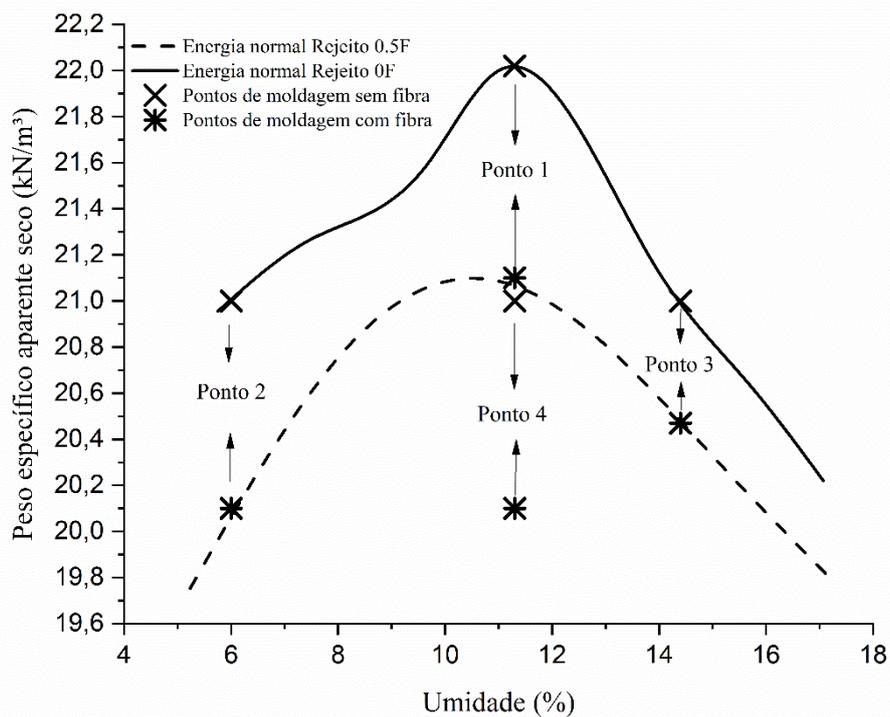


Figura 38: Curvas de compactação do rejeito puro e do rejeito reforçado com fibra para os ensaios triaxiais do tipo CID

Os ensaios foram conduzidos no equipamento triaxial do tipo Bishop-Wesley (BISHOP & WESLEY, 1975) no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG). O equipamento é composto por uma câmara de acrílico e pedestal de aço inox que

aplica o carregamento na amostra através de um motor que a desloca contra um pistão conectado a um sistema de reação. O equipamento consta com um sistema automatizado de aquisição de dados e com sensores internos de deslocamento axial e radial. Os sensores internos são essenciais para análise da rigidez a pequenas deformações (LADE, 2016). Para o controle das deformações volumétricas, o medidor volumétrico do tipo *Imperial College* foi utilizado.

Tabela 8: Especificação dos pontos para os ensaios triaxiais CID

Ponto	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )		w (%)
	Sem fibra (0F)	Com fibra (0.5F)	
1	22,0	21,1	11,0
2	21,0	20,1	6,0
3	21,0	20,4	14,0
4	21,0	20,1	11,0

Tabela 9: Níveis das variáveis para o ensaio triaxial CID

Variáveis	Níveis
Ponto de compactação	1; 2; 3; 4
Teor de cimento	0%; 1%
Teor de fibra	0%; 0,5%

Conforme a ASTM D7181 (ASTM, 2020b), a execução de ensaios triaxiais CID seguem três principais etapas: percolação de CO<sub>2</sub> e água destilada, saturação da amostra, consolidação e cisalhamento. A percolação consiste em passar pela amostra um fluxo ascendente de gás carbônico por no mínimo 30 minutos e, em seguida, percolar a água destilada por 2 vezes o volume de vazios ou por 24 horas. A saturação é a fase de aplicação de incrementos de contrapressão e tensão confinante, mantendo a tensão efetiva média ( $p'$ ) constante (20 kPa), para atingir o  $B$  mínimo de 0,95.

Na consolidação, aumentou-se a tensão efetiva média para 50 kPa e, ao cessar as deformações volumétricas, o estágio foi encerrado, seguindo para o cisalhamento. Na última fase, o cisalhamento foi realizado a uma taxa de 4 mm/h, devido à rápida dissipação da poropressão no ramo úmido do material cimentado (pior condição de drenagem analisada), em que  $t_{90} = 1,07$  min. Com base na ASTM D7181 (ASTM, 2020b), a taxa de cisalhamento deve ser menor que

$\varepsilon = \frac{4}{10t_{90}} = 0,3738 \text{ mm/min} = 22,4 \text{ mm/h}$ , por ser uma alta taxa, uma taxa menor foi adotada. O controle da variação volumétrica foi realizado internamente pelos sensores de efeito Hall e externamente pelo medidor volumétrico. A carga vertical foi medida digitalmente utilizando uma célula de carga de 10 kN, com resolução de 0,01 kN.

A correção de área para o ensaio seguiu as recomendações de La Rochelle *et al.* (1988). Para o rejeito puro e rejeito cimentado, foi considerado embarrigamento até a tensão de pico e, após o pico, a formação de um plano de cisalhamento definido. Para o rejeito reforçado com e sem cimento, os corpos de prova sofreram apenas embarrigamento até o fim do ensaio.

A Tabela 10 apresenta os valores de densidade relativa ( $D_R$ ) e índice de vazios inicial ( $e_0$ ) para o rejeito com e sem fibras, para os ensaios da segunda etapa. O objetivo foi manter a mesma densidade relativa para os mesmos pontos do material reforçado e não reforçado, a fim de realizar a comparação entre eles, além de estarem numa mesma energia de compactação.

Tabela 10: Densidade relativa e índice de vazios inicial para os pontos do rejeito puro e reforçado nos ensaios triaxiais

Ponto	$D_R$	$e_0^{\text{Rejeito puro}}$	$e_0^{\text{Rejeito reforçado}}$
1	89%	0,49	0,54
2	85%	0,55	0,61
3	85%	0,55	0,60
4	85%	0,55	0,61

### 3.2.5 Resumo dos ensaios

A título de simplificação para discussão dos resultados, foi proposta uma codificação da nomenclatura para cada situação (i.e., teor de cimento e de fibras) dos corpos de prova e está apresentada na Tabela 11, juntamente com a marcação dos ensaios realizados. Resumidamente, a nomenclatura segue o padrão XCYF, onde X é o teor de cimento, C representa o cimento, Y é o teor de fibras e F representa a fibra.

Além disso, como forma de padronização, o rejeito de minério de ferro sem cimento e sem fibras será chamado também de rejeito puro nos ensaios triaxiais. Quando estabilizado apenas

com cimento, será referido como rejeito cimentado. Na situação de apenas fibras, será tratado como rejeito reforçado. Por fim, para o caso do uso de cimento e fibras concomitantemente, o material será nomeado de rejeito cimentado e reforçado.

Tabela 11: Nomenclatura dos corpos de prova e os ensaios realizados

<b>Nomenclatura</b>	<b>Teor de cimento (%)</b>	<b>Teor de fibra (%)</b>	<b>RCS</b>	<b>Pulso ultrassônico</b>	<b>Triaxial CID</b>
0C0F	0	0			✓
1C0F	1	0	✓	✓	✓
3C0F	3	0	✓	✓	
5C0F	5	0	✓	✓	
0C0.5F	0	0,5			✓
1C0.5F	1	0,5	✓		✓
3C0.5F	3	0,5	✓		
5C0.5F	5	0,5	✓		

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão simples, pulso ultrassônico e ensaios triaxiais CID.

### 4.1 ENSAIOS DE RCS E PULSO ULTRASSÔNICO

Nessa seção serão apresentados e discutidos o comportamento tensão-deformação, medidas e análises de rigidez, modos de ruptura após o ensaio e comparação dos resultados do rejeito cimentado reforçado e não reforçado. Todos os resultados foram analisados com base no comportamento médio da triplicata dos corpos de prova para cada condição de moldagem.

#### 4.1.1 Análise da resistência

As Figuras 40 (a) e (b) apresenta os valores de resistência de pico para o rejeito cimentado com e sem fibras, respectivamente. O comportamento exibido em todos os casos é o mesmo: quanto menor a umidade da amostra na curva de compactação, mais resistente e mais rígido será o material. Ao caminhar sobre a curva, a tendência é de reduzir a resistência. Esse comportamento seria um indicativo de maior eficiência da cimentação no ramo seco da curva de compactação do rejeito cimentado, com ou sem adição de fibras, onde a estrutura desenvolvida após a compactação permite melhor performance mecânica das pontes de cimentação.

A mesma tendência foi observada por Consoli *et al.* (2001) para misturas de areia siltosa-cinza volante-cal. Os autores executaram ensaios triaxiais CID, com medidas de instrumentação interna no ramo seco, ramo úmido e no  $\gamma_{dm\acute{a}x}$ , indicando maior resistência e rigidez no ramo seco. Seed e Chan (1959) também observaram esse mesmo comportamento quando estudaram tensão-deformação e estruturas das argilas compactadas em ensaios triaxiais UU nas amostras “*as-compacted*”. Portanto, a influência da sucção pode ter sido o principal fator para os resultados encontrados pelos autores, pelo fato do UU se basear em tensões totais, como explicado no item 2.3.1.2. Por mais que a RCS possa ser considerada um caso específico de ensaio UU sem confinamento, o processo de submersão dos corpos de prova em água previamente à ruptura tende a reduzir os efeitos da sucção na resposta obtida (Consoli *et al.*, 2013a).

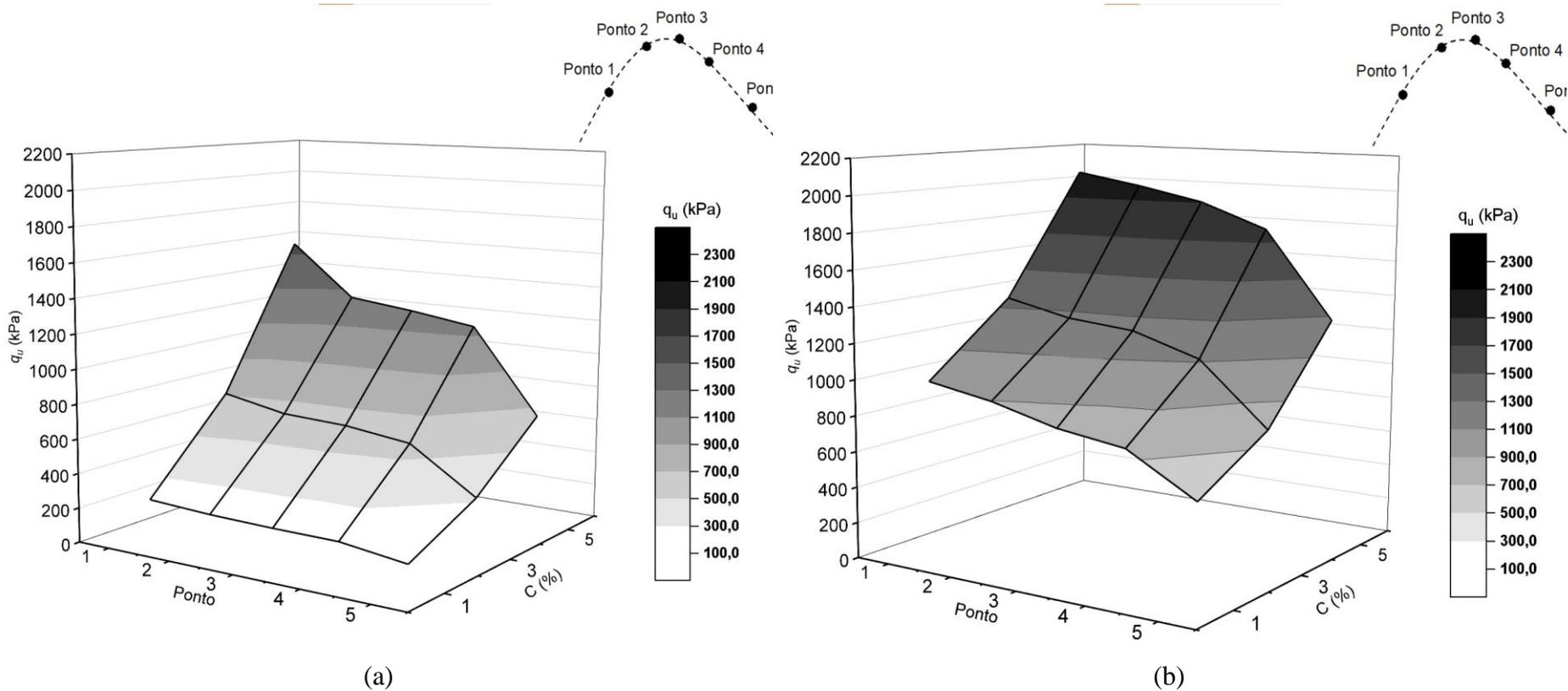


Figura 39:  $q_u$  em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento para amostras não reforçadas (a) e reforçadas (b)

Ao analisar a resistência dos corpos de prova cimentados e cimentados reforçados de todos os casos (1%, 3% e 5% de cimento) para o ponto 3 ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) – condição esperada em campo – é perceptível que as fibras aumentam a resistência de pico, assim como a adição do cimento. É possível relacionar a resistência do material, e o seu comportamento, com o modo de ruptura após os ensaios de compressão simples. As Figuras 40 (a)-(e) apresentam os padrões de ruptura observados após o ensaio para diferentes amostras cimentadas reforçadas e não reforçadas.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 40: Padrões de ruptura após o ensaio dos corpos de prova não reforçados (a), reforçado com 1% de cimento (b), 3% de cimento (c), 5% de cimento (d) e ponto mais úmido dos rejeitos reforçados com maiores teores de cimento

Analisando exclusivamente as Figuras 40 (a)-(d), é possível observar diferenças no modo de ruptura e na formação da banda de cisalhamento. Corpos de prova não reforçados, independente

do teor de cimento, apresentam uma formação de banda de cisalhamento bem definida e nenhum traço de embarrigamento (Figura 40 (a)). Amostras 1C0.5F não apresentaram banda de cisalhamento, mas sim embarrigamento bastante pronunciado (Figura 40 (b)). As amostras 3C0.5F, por sua vez, apresentaram uma pequena formação de banda de cisalhamento, e um pequeno embarrigamento (Figura 40 (c)). Por outro lado, os corpos de prova 5C0.5F apresentaram um comportamento similar às amostras não reforçadas, apresentando apenas uma banda de cisalhamento bem definida e quase nenhum embarrigamento aparente (Figura 40 (d)), pelo fato de o cimento controlar predominantemente o comportamento antes do pico em maiores teores de cimento.

Com base nos padrões de ruptura, é possível fazer uma associação do comportamento dúctil e frágil. Corpos de prova cimentados e não reforçados apresentaram apenas a formação de uma banda de cisalhamento estando relacionado com comportamento de *strain-softening*. Amostras 1C0.5F sofreram embarrigamento e, conseqüentemente, um comportamento dúctil de *strain-hardening*. Amostras 5C0.5F apresentaram uma formação clara da banda de cisalhamento durante o ensaio, porém as fibras tendem a manter as duas bandas do corpo de prova juntos pelo *bridge effect* ocasionado pela adição de fibras. Como as amostras 3C0.5F apresentaram não somente a formação de uma banda de cisalhamento, mas também um embarrigamento, tem-se um comportamento misto em que as fibras tendem a manter as partículas do rejeito juntas, porém a matriz do cimento predomina inicialmente pela formação da banda.

Os respectivos padrões de ruptura de amostras reforçadas com 3% e 5% de cimento nas Figuras 40 (c) e (d), respectivamente, aconteceram apenas para os pontos 1 até o 4 da curva de compactação. O ponto mais úmido (5), para os 2 teores de cimento, apresentou embarrigamento e comportamento de *strain-hardening* sem formação de banda de cisalhamento (Figura 40 (e)). Em vista disso, os padrões de ruptura do rejeito de minério de ferro cimentados reforçados e não-reforçados dependem não somente do teor de cimento e do teor de fibras, mas também o quão seco ou úmido o material está compactado na curva de compactação, implicando no desenvolvimento das deformações ao longo do carregamento. Para aplicação em pilhas de rejeito, o teor elevado de umidade e cimento, juntamente com as fibras, podem ser fundamentais para trabalhabilidade e ductilidade do material disposto, assim como teores baixos de cimento e fibras, independente da umidade.

As amostras cimentadas não-reforçadas apresentam uma rápida perda de resistência pós pico (banda de cisalhamento) devido à quebra das ligações cimentantes. Menores teores de cimento

geram uma matrix mais fraca em termos de rigidez, o que retarda a resistência de pico nos materiais não-reforçados em comparação com maiores teores de cimento que apresentam matrix de rigidez forte. Conseqüentemente, o pico é atingido em deformações axiais muito menores no caso de 5% de cimento. Considerando que o mesmo mecanismo de rigidez e de quebra da cimentação ocorre quando adicionadas as fibras (quanto menor teor de cimento, maior a deformação axial de pico e, quanto maior o teor de cimento, menor a deformação axial de pico), o mecanismo para ativação da resistência à tração das fibras é restringido antes de atingir a resistência de pico em maiores teores de cimento com alta rigidez da matrix, visto que não ocorreu deformação axial suficiente para a mobilização das fibras. No entanto, mesmo em maiores teores de cimento, as fibras contribuem para prevenir a rápida redução da resistência pós pico, uma vez que em maiores deformações, maior a tendência das fibras de trabalharem para manter as partículas juntas (YI *et al.*, 2015).

O padrão de ruptura para o ponto mais úmido da curva de compactação (Ponto 5) dos rejeitos reforçados provado pelo embarrigamento. É válido ressaltar que os corpos de prova 5C0.5F e 3C0.5F moldados no ramo úmido apresentam um comportamento mais dúctil quando comparados com os mais secos (Figuras 40 (a)-(d)). Por outro lado, as amostras 1C0.5F apresentam um comportamento dúctil sem a presença de banda de cisalhamento em todos os pontos da curva de compactação. Dependendo da aplicação em campo (estabilidade de taludes, por exemplo), o uso de 1% de cimento e 0,5% de fibras pode ser uma excelente escolha devido ao seu aumento de resistência com o aumento das deformações. Além disso, pode-se obter o mesmo comportamento de *strain-hardening* para teores maiores de cimento ao se utilizar teor de umidade mais elevado, provavelmente devido a estrutura (menos rígida, menos intertravada) formada com as partículas do rejeito e as ligações cimentantes que favorecem a atuação das fibras nessa condição.

Portanto, é um fato que tanto a cimentação quanto as fibras contribuem para o ganho de resistência mecânica do rejeito de minério de ferro, porém as fibras comandam o comportamento pós pico do material modificando de uma tendência mais frágil para uma mais dúctil, além de aumentar consideravelmente a resistência. Essa explicação pode ser observada na Figura 39, independentemente do teor de cimento, quando adicionada a fibra, a resistência não confinada praticamente dobra em relação aos rejeitos não reforçados. Ganhos maiores de

resistência podem ser observados com 1% de cimento, em que o comportamento é fortemente melhorado.

#### 4.1.2 Módulo cisalhante inicial

A Figura 41 apresenta os resultados de Módulo Cisalhante a pequenas deformações ( $G_0$ ) medido no ensaio de pulso ultrassônico para as amostras cimentadas não reforçadas. É possível perceber que a tendência da rigidez é a mesma encontrada nos ensaios de RCS, ou seja, quanto mais seco na curva de compactação, mais rígida será a mistura. Além disso, a rigidez do material aumenta quando o teor de cimento aumenta em todos os pontos, justamente pela quantidade e força das ligações de cimentação formadas com maiores teores do material cimentante. Por consequência, o módulo de cisalhamento inicial está diretamente associado à pequenas deformações ocorrendo no arranjo dos grãos e nos contatos grão-grão, então quanto maior o módulo, maior será a interação entre as partículas (CHEN & HUNG, 1991).

Apenas os resultados das amostras não reforçadas foram obtidos e apresentados pelo fato de a presença de fibras dificultar a passagem da onda cisalhante durante o ensaio de pulso ultrassônico.

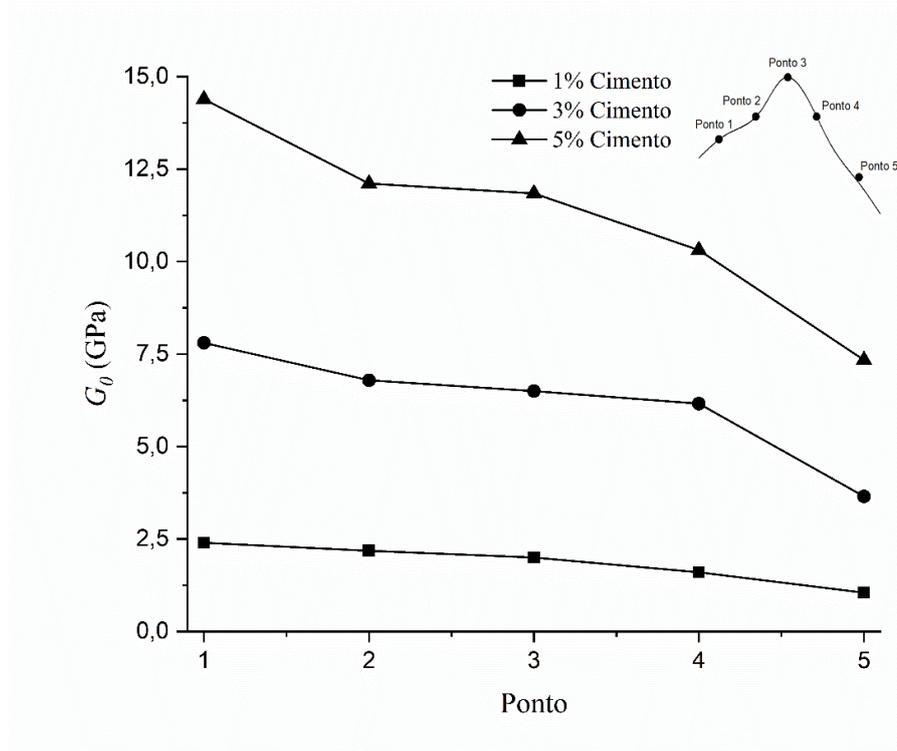


Figura 41: Módulo cisalhante à pequenas deformações ( $G_0$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento para amostras não reforçadas

#### 4.1.3 Comparação entre o rejeito cimentado reforçado e não reforçado

A Figura 42 mostra as superfícies do índice de fragilidade ( $I_B$ ) em função dos pontos na curva de compactação e do teor de cimento para as amostras cimentadas reforçadas e não reforçadas.  $I_B$  é um índice proposto por Bishop (1967) que relaciona a resistência última ( $q_{ult}$ ) com a resistência de pico ( $q_{pico}$ ) como mostrado na Eq (4.1).

$$I_B = \frac{q_{pico} - q_{ult}}{q_{pico}} \quad (4.1)$$

$I_B = 1$  representa o comportamento de *strain-softening* e o  $I_B = 0$  representa o comportamento de *strain-hardening*.

Todos os corpos de prova não reforçados apresentaram comportamento completamente frágil, pelo fato de não haver confinamento na amostra. Comparando esses corpos de prova com os reforçados, é visível a mudança do comportamento com a adição de fibras, transformando em um material muito mais dúctil com maior capacidade de absorção de energia. Todas as amostras 1C0.5F e o ponto mais úmido de 3C0.5F e 5C0.5F resultaram em comportamento de *strain-hardening*, enquanto as amostras mais secas de 3C0.5F e 5C0.5F apresentaram um comportamento elástico perfeitamente plástico e de *strain-softening*, respectivamente. Mesmo assim, a rápida perda de resistência é amplamente minimizada pela adição de fibras. Ainda em relação à Figura 42, é possível observar que com o aumento do teor de cimento e a redução da umidade e  $\gamma_d$  (mais a esquerda da curva de compactação), a superfície de fragilidade reforçada tende a ficar próxima da superfície não reforçada. Isso indica que a microestrutura formada no ramo seco da curva de compactação e com maior teor de cimento é mais frágil que aquela formada no ponto ótimo e no ramo úmido.

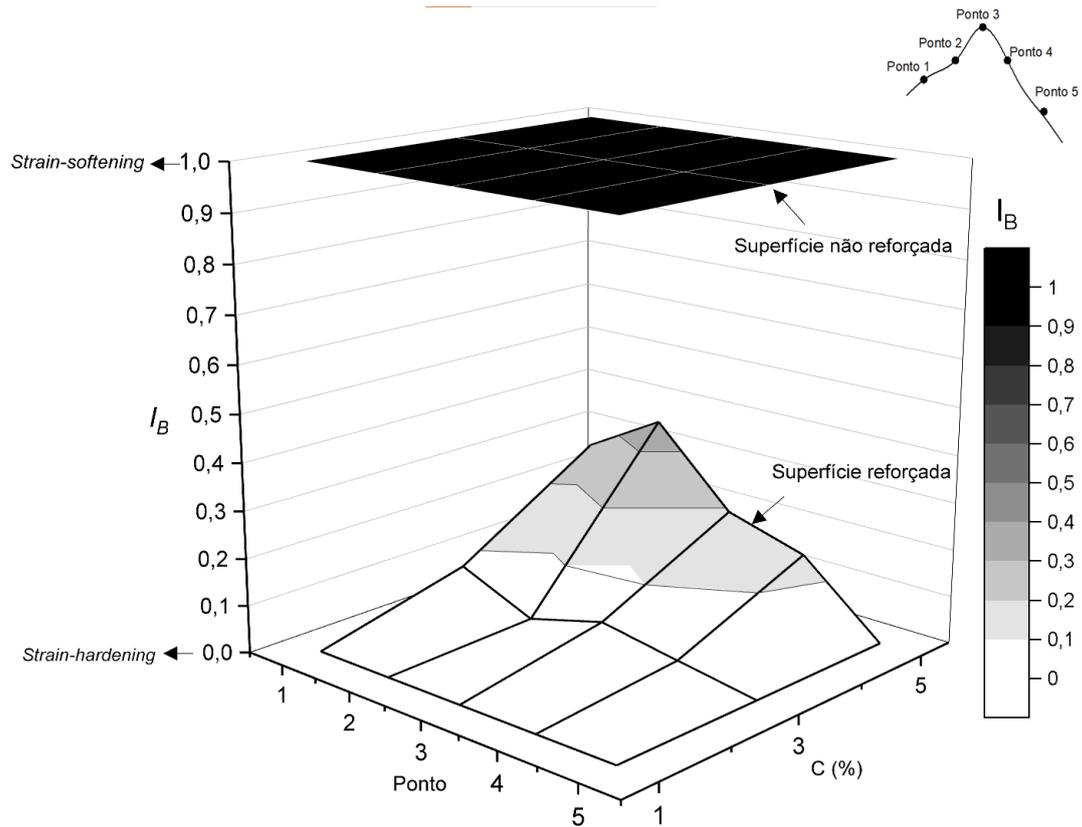


Figura 42: Índice de fragilidade ( $I_B$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento

A Figura 43 apresenta outro índice indicado por Consoli *et al.* (1999), definido aqui como  $I_{fc}$  (índice fibra/cimento). Esse índice representa a relação entre a resistência à compressão simples de pico das amostras reforçadas e não reforçadas, como apresentado na Eq. (2).

$$I_{fc} = \frac{q_{\text{reforçada}}}{q_{\text{não reforçada}}} \quad (2)$$

Essa relação representa o ganho de resistência quando as fibras são adicionadas nas misturas. Analisando a Figura 43, é possível observar a influência da fibra em baixos níveis de cimentação (1%), atingindo quase 5 o valor do índice  $I_{fc}$ , ou seja, quase 5 vezes mais resistente que os não reforçados. Quando adicionado mais cimento, as fibras tendem a reduzir sua eficiência, devido à necessidade de altas deformações para começarem a trabalhar de forma eficaz, e, pelo fato das amostras com 3% e 5% de cimento romperem com baixas taxas de

deformação axial, as fibras não conseguem cumprir o seu papel como desejado (CONSOLI *et al.*, 2009; YI *et al.*, 2015).

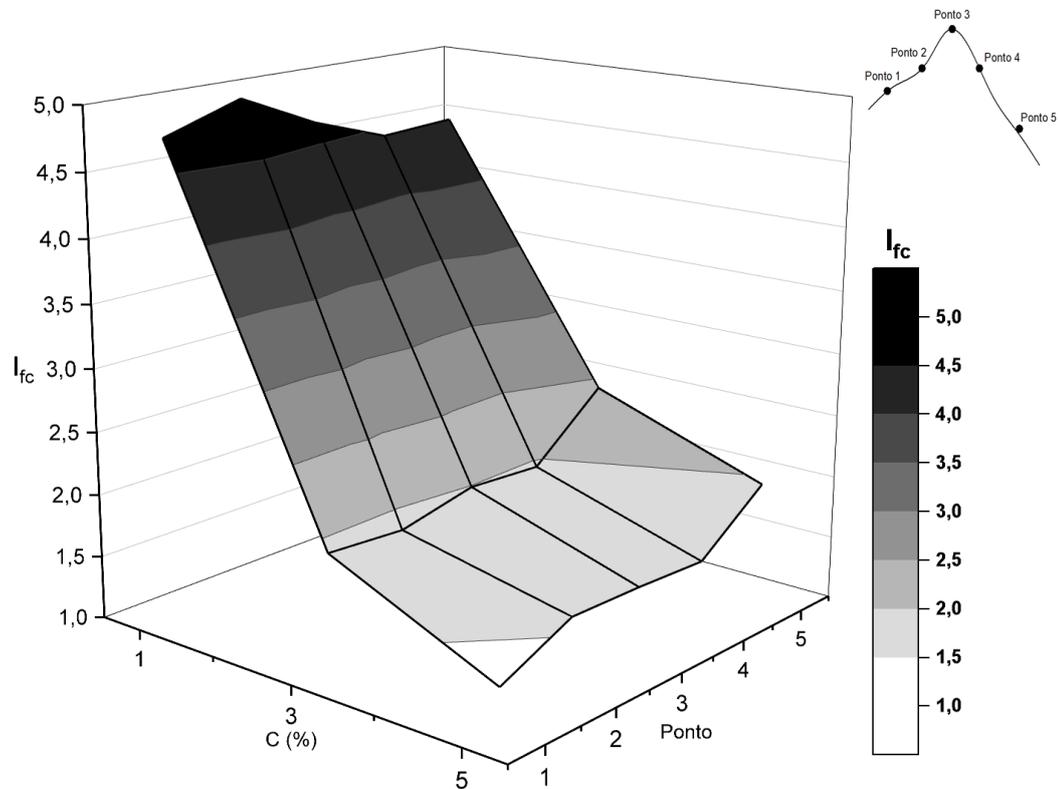


Figura 43: Índice fibra/cimento ( $I_{fc}$ ) em função dos pontos da curva de compactação e teores de cimento

A análise da superfície também permite verificar a dependência da eficácia da fibra em relação à condição de moldagem. Para as amostras com 1% de cimento, o ganho de resistência no ramo seco da curva de compactação (Ponto 1 e 2) é maior, enquanto que para 3% e 5% de cimento, o reforço com fibra foi mais eficiente no ramo úmido da curva, especialmente para o ponto mais úmido (Ponto 5). Isso pode ser relacionado com o comportamento de *strain-hardening* e com a forma de ruptura, ocorrendo em cada caso. Para 1% de cimento, todas as condições de moldagem apresentaram *strain-hardening* e embarrigamento. No caso de 3% e 5% de cimento, apenas o ponto mais úmido apresentou esse comportamento, fornecendo maiores valores de  $I_{fc}$ , enquanto os pontos mais secos para esses teores de cimento, apresentaram uma formação evidente de banda de cisalhamento e quase nenhum embarrigamento. Dessa forma, a ruptura por embarrigamento indica uma maior mobilização das fibras na amostra, o que depende diretamente das condições de moldagem.

Portanto, as fibras tem uma grande influência no ramo úmido quando trabalhando com maiores teores de cimento. Esse comportamento é explicado pelo fato de as amostras mais úmidas serem menos rígidas quando comparadas com as mais secas (Figura 39), e, em vista disso, como explicado anteriormente, as fibras trabalham melhor em altas deformações. Como consequência, a combinação de cimento e fibras pode melhorar a performance das pilhas de rejeito filtrado, em relação a variabilidade inerente da produção. Se o controle da umidade não ocorrer de forma eficiente, e as misturas forem compactadas em maiores umidades, mas com a mesma energia, a adição de fibras pode propiciar uma maior resistência em relação ao rejeito cimentado não reforçado. Por outro lado, se as misturas apresentarem umidades menores do que a ótima na compactação, as fibras não apresentariam sua melhor eficiência, atingindo resistências similares ao rejeito sem fibras.

## 4.2 ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS DRENADOS

Nessa seção serão apresentados os resultados obtidos dos ensaios triaxiais CID para o rejeito puro, rejeito cimentado, rejeito reforçado, e rejeito cimentado e reforçado. Algumas definições sobre o cálculo das variáveis utilizadas estão apresentadas a seguir:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (4)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (5)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (6)$$

$$E_{tan} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_a} \quad (7)$$

Onde,

$q$  = tensão desvio

$p'$  = tensão média

$\sigma'_1$  = tensão axial efetiva

$\sigma'_3$  = tensão radial efetiva

$\varepsilon_a$  = deformação axial

$\varepsilon_r$  = deformação radial

$\varepsilon_s$  = deformação cisalhante

$E_{tan}$  = Módulo de elasticidade tangente

#### 4.2.1 Rejeito puro

As Figuras 44 e 45 apresentam o comportamento tensão-deformação e volumétrico, respectivamente, dos corpos de prova moldados nos ramos seco (Ponto 2) e úmido (Ponto 3), no ponto ótimo (Ponto 1) e no ponto médio abaixo do ótimo (Ponto 4).

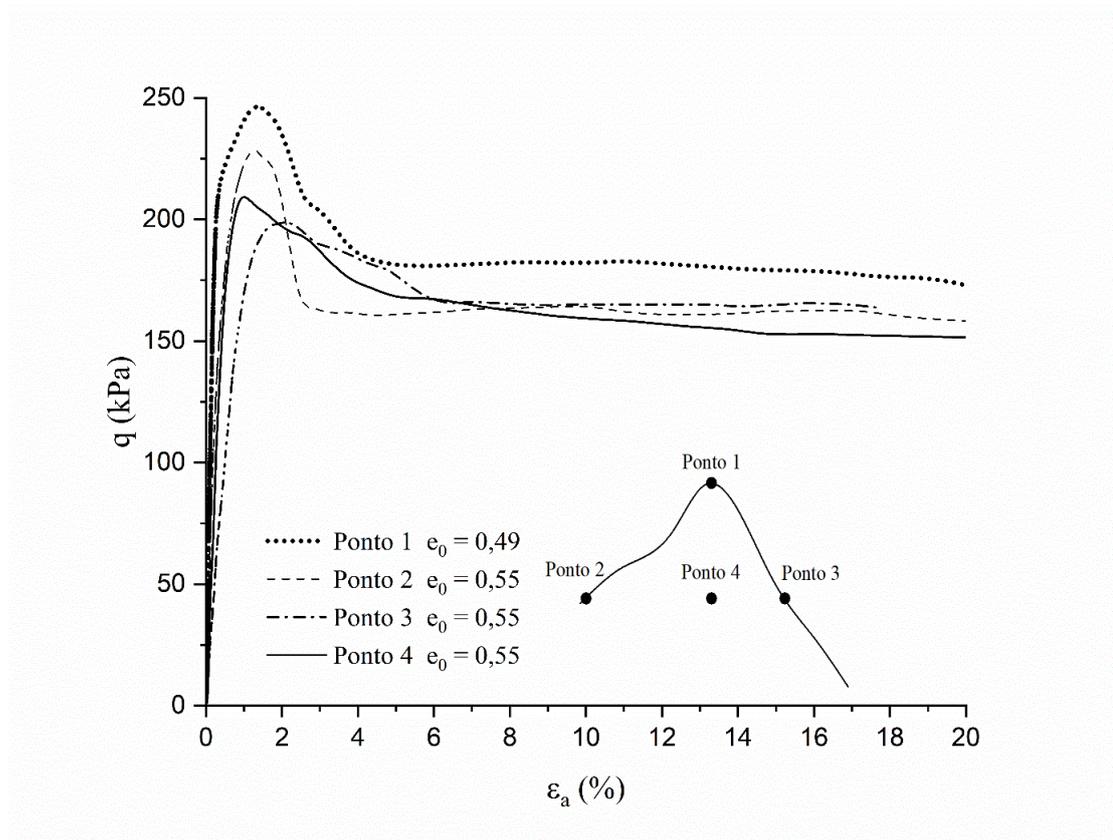


Figura 44: Comportamento tensão-deformação do rejeito puro para todos os pontos da compactação

É possível observar que, para o caso do rejeito puro, tem-se maior resistência no ponto 1. A resistência reduz com a redução do peso específico seco (i.e., aumento do índice de vazios) e com o aumento do teor de umidade. Em relação ao comportamento volumétrico, observa-se

que todas as amostras sofreram uma pequena compressão e logo em seguida sofreram dilatação. Para esse caso, a amostra que apresentou maior dilatação foi o ponto 1 e a menor o ponto 3. Ainda é possível observar que a compressão das amostras foi praticamente igual, porém a amostra úmida apresentou menor tendência dilatante, corroborando com os resultados de menor resistência para este ponto.

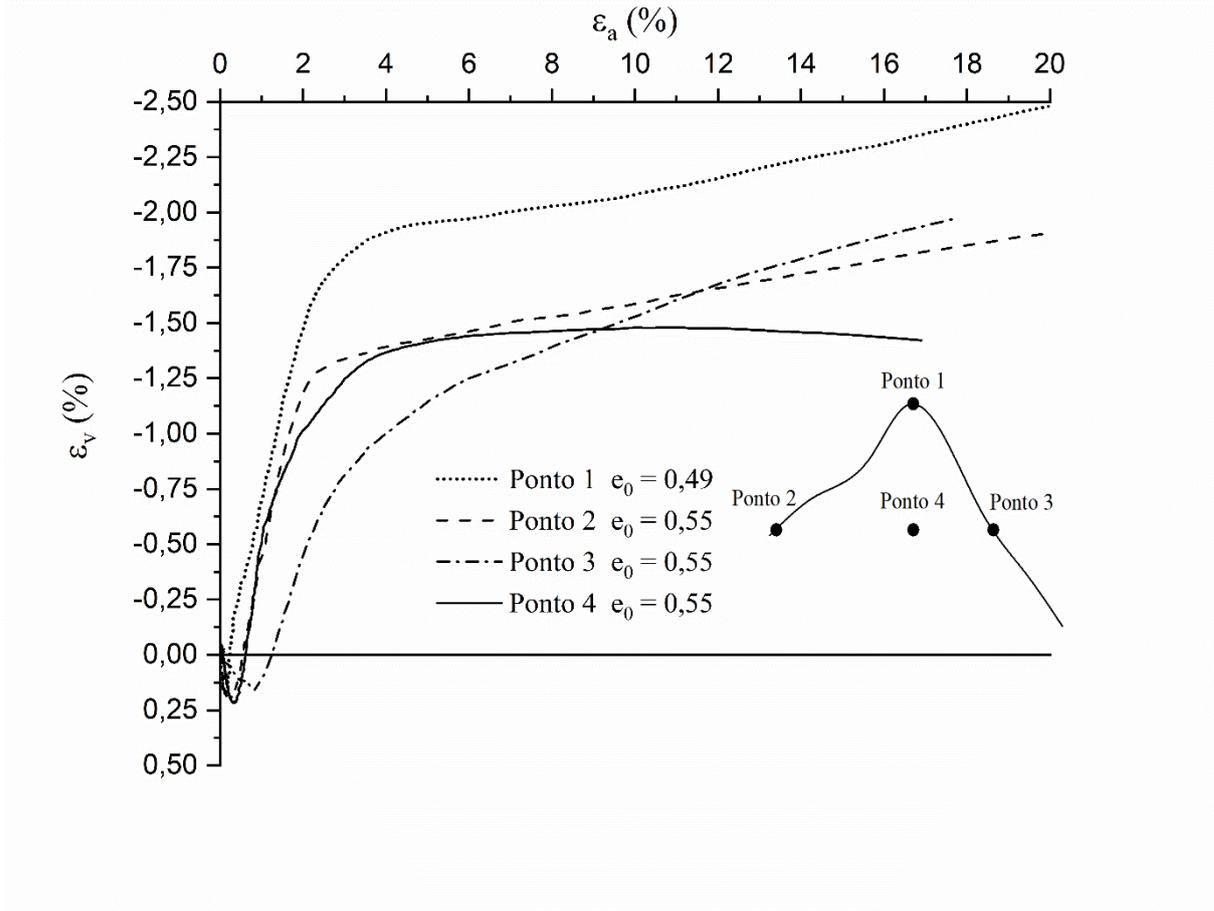


Figura 45: Comportamento volumétrico do rejeito puro para todos os pontos da compactação

No quesito rigidez de cada amostra, a Figura 46 apresenta a variação do módulo tangente em função da deformação axial. É possível observar que o ponto 1 apresenta maior rigidez inicial, porém ela é a que reduz de forma mais rápida em um pequeno intervalo de deformações axiais. Isso pode ser atribuído ao maior intertravamento entre as partículas devido à maior compactação. Como era esperado pela curva tensão-deformação, a rigidez inicial do ponto 3 é a menor e a sua redução é bem menos pronunciada e mais lenta do que as outras condições compactadas. Para o ponto 2 e 4, o comportamento foi bastante similar, porém a rigidez inicial foi maior para a condição no ramo seco.

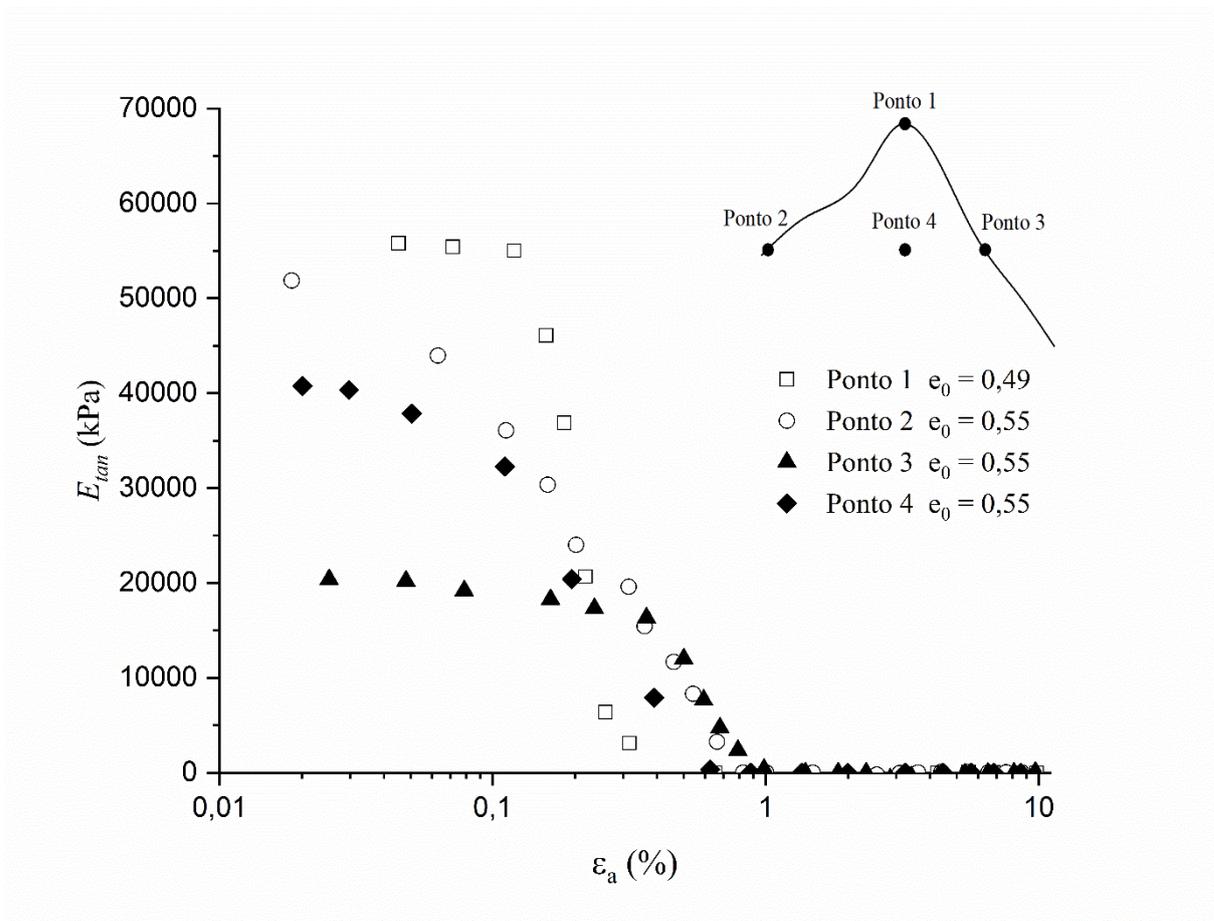


Figura 46: Variação do módulo tangente do rejeito puro para todos os pontos da compactação

A análise tensão-dilatância também foi realizada para os todos pontos e está apresentada na Figura 47. Como adotado por Coop e Wilson (2003) e Scheuermann Filho (2022), nenhuma distinção foi feita em relação à incrementos de deformação elástica ou plástica, portanto adotou-se incrementos totais. Esse mesmo conceito será utilizado para todas análises de tensão-dilatância deste trabalho. Percebe-se um comportamento predominantemente friccional nas amostras independente da sua localização no plano da compactação. O ponto que apresenta o maior pico da dilatância é o ponto 1 com  $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -1,25$  e o menor pico foi observado para o ponto 4 ( $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -0,60$ ). Independente da amostra, todos os pontos tendem a um valor próximo a  $q/p' = 1,40$ .

Para o caso do rejeito puro, percebe-se que, quanto maior o  $\gamma_d$ , maior a resistência do material. Por outro lado, mantendo-se o  $\gamma_d$  constante, a variação na umidade de moldagem demonstra grande influência no comportamento do material. Essa influência provavelmente está

relacionada ao arranjo das partículas (*fabric*) formado após a compactação da amostra. Como relatado anteriormente, o comportamento ao longo do cisalhamento é controlado principalmente pela parcela friccional. Portanto, quanto menor o índice de vazios da amostra, maior será o contato entre os grãos aumentando o atrito e o intertravamento entre os grãos e, conseqüentemente, a resistência. Em relação ao mesmo índice de vazios, o *fabric* formado irá interferir diretamente no intertravamento do material.

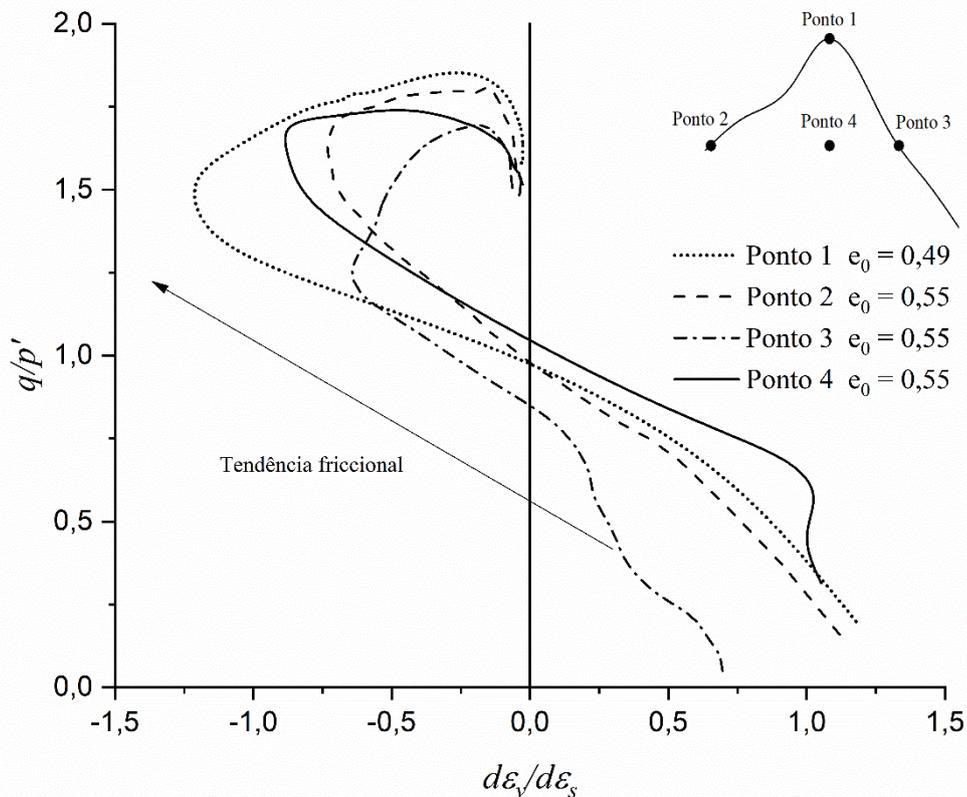


Figura 47: Comportamento tensão-dilatância do rejeito puro para todos os pontos da compactação

A mesma tendência do ponto ótimo apresentar maior resistência foi apresentado por Magistris e Tatsuoka (2004) para areias siltosas de Metramo. Os autores realizaram ensaios triaxiais consolidados isotropicamente não drenados (CIU) com medidas precisas de deformações axiais em pequenas deformações e obtiveram resultados similares de rigidez e resistência. Como também observado por Lambe (1958a) na compressão oedométrica (Figura 9 Figura 10), os autores (MAGISTRIS & TATSUOKA, 2004) apresentaram que a amostra seca e o ponto ótimo sofreram a menor compressibilidade no caso de compressão isotrópica.

Em relação ao arranjo das partículas formado em diferentes condições de moldagem, Sridharan *et al.* (1971) e McGown & Collins (1975) realizaram ensaios de MEV e PIM (Porosimetria por intrusão de mercúrio) em argilas do tipo caulinita. Os autores relataram que as partículas do solo tendem a formar uma estrutura agregada que se comporta como partículas maiores, especialmente no ramo seco, e que a água estaria “presa” dentro desses aglomerados. Além disso, Diamond (1970) e Delage *et al.* (1996) observaram em ensaios de PIM em argilas caulinita que no ramo seco o tamanho dos poros é cerca de 10 vezes maior do que no ponto ótimo e que no ramo úmido é, aproximadamente, 100 vezes menor ou inexistente.

Diferentemente da composição das argilas, o rejeito de minério de ferro, em geral, não apresenta argilominerais em sua composição, portanto, as interações químicas decorrentes desses minerais não ocorrerão no rejeito. Por outro lado, Yeo *et al.* (2023) apresentaram um estudo completo de compressibilidade e rigidez em pequenas deformações de misturas silte-hematita. Os autores observaram que partículas menores de hematita ( $\phi < 10 \mu\text{m}$ ) formam agregados com diâmetros maiores devido às forças de van der Waals atuando entre elas.

Esses resultados podem ser relacionados com os obtidos nesta dissertação. No ramo seco da curva, espera-se a formação de agregados semelhante ao que ocorre com a hematita devido ao grande teor de ferro no material mais fino e à baixa umidade. O aumento de umidade reduz a atração química e o potencial de formação de agregados. Dessa forma, no ponto correspondente a umidade ótima, os finos formam menos aglomerados e passam a interagir com as partículas grossas, aumentando o intertravamento entre elas. Em maiores umidades, como no ramo úmido, menor vai ser o efeito da força de van der Waals entre as partículas e, conseqüentemente, as partículas finas ficarão mais afastadas uma das outras, tendendo a uma orientação na horizontal, assim como apresentado por Lambe (1958b). Com o carregamento da amostra, as partículas tendem a se aproximar. No caso do material compactado no ramo seco, os esforços devido ao carregamento da amostra superam as forças de van der Waals e as partículas tendem a se apresentar em tamanhos menores (YEO *et al.*, 2023), o que explicaria a maior rigidez para menor umidade. Por outro lado, o ramo úmido apresenta maior deformação e menor rigidez, pelo fato de as partículas finas e grossas estarem separadas e orientadas na horizontal.

Todas essas análises apresentadas corroboram com os resultados expostos acima, em 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

energia aplicada, uma vez que o predomínio de agregados maiores e mais espaçados reduz o contato entre eles. Quando ocorre o aumento do teor de água, a matriz das partículas finas começa a se sobressair (devido à redução na formação de agregados), preenchendo os vazios intergranulares (ponto ótimo) até o momento em que recobrem toda a superfície das partículas maiores (ramo úmido). A partir desse ponto, as partículas maiores têm sua superfície é “encapsulada” pelo recobrimento das partículas menores, preenchendo os vazios intergranulares.

Além disso, tomando como base a Figura 5 da curva de compactação e as estruturas propostas pelo Lambe (1958b), percebe-se que a estrutura para o ramo úmido é muito mais dispersa orientada na horizontal, reduzindo ou tendo baixa interferência do intertravamento nesse caso. Isso é evidenciado pela falta de um pico pronunciado na curva tensão-deformação para esse ponto (3). Já no ramo seco (2) e no ótimo (1), o intertravamento favorece a formação do pico mais pronunciado. Para a situação do ponto médio (4), observando o comportamento mecânico do material moldado nessas condições, percebe-se um pico suave na curva tensão-deformação e um comportamento volumétrico e de rigidez similar ao ramo seco (ponto 2). Levando em consideração uma menor energia aplicada para o ponto médio, imagina-se que são formados compostos levemente floclados (menos aglomerados que o ramo seco), porém com parte da superfície das partículas maiores revestidas por parte da matriz dos finos, reduzindo o efeito do intertravamento e, conseqüentemente, da resistência em comparação aos pontos 1 e 2.

Todos esses conceitos estão apresentados na Figura 48, que apresenta esquematicamente o *fabric* esperado para o rejeito puro ao longo da curva de compactação de forma resumida, com base no exposto na literatura e nos resultados obtidos. Esses *fabric*s podem ser analisados sob dois aspectos. O primeiro seria para a mesma energia aplicada, onde o ponto 1 apresenta menor índice de vazios em comparação com os pontos 1 e 3, o que estaria associado com um material mais compacto e intertravado. O segundo aspecto seria que, para o mesmo índice de vazios, tem-se a formação de diferentes *fabric*s, sendo justificados pelas interações químicas das forças de van der Waals com as partículas menores de hematita e partículas mais grossas, o que implicaria diretamente na resistência e rigidez do material.

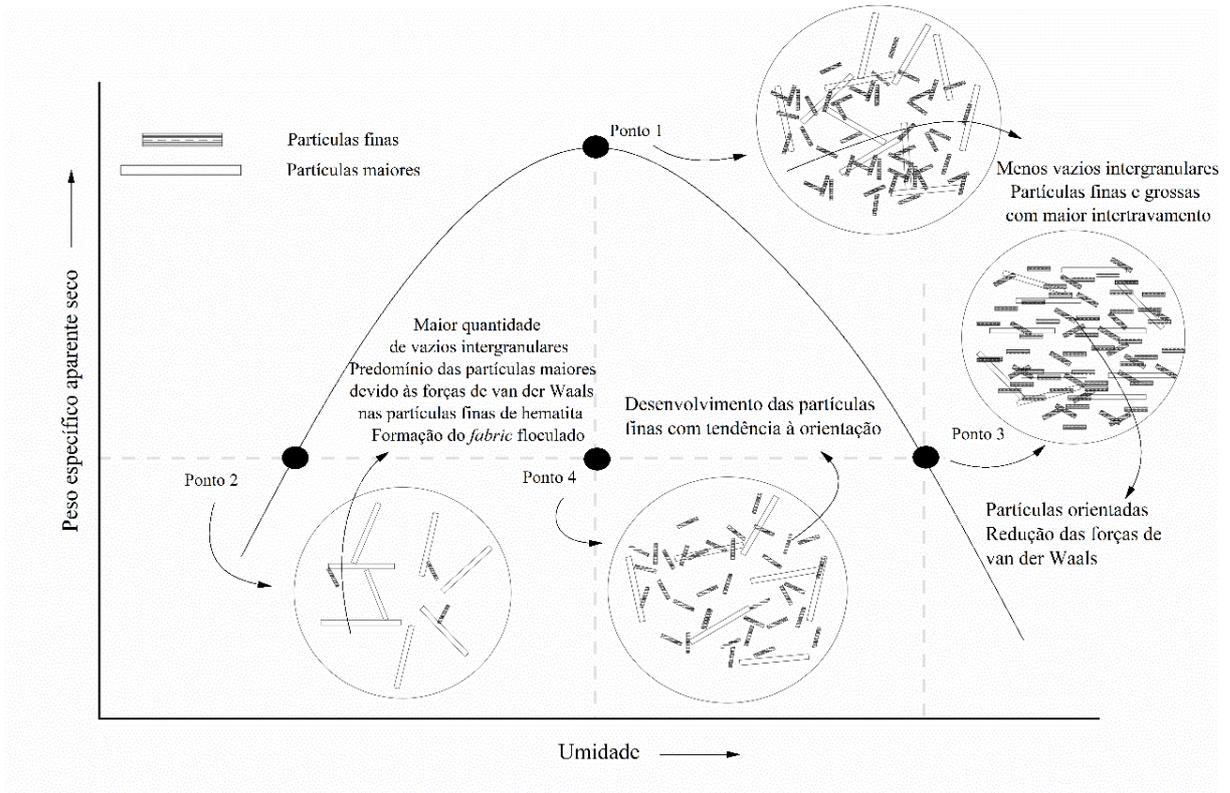


Figura 48: Representação esquemática do *fabric* ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro

#### 4.2.2 Rejeito cimentado

As Figuras 49 e 50 apresentam o comportamento tensão-deformação e volumétrico para o rejeito com 1% de cimento, respectivamente. De maneira geral, todos os pontos apresentam um comportamento bastante rígido inicialmente, aproximadamente linear até o momento em que o material experimenta deformações plásticas até sua ruptura. Percebe-se que a amostra do ramo úmido e o ponto médio apresentam menores resistências e um comportamento menos rígido em comparação com as duas outras condições de moldagem.

O comportamento do material em todos os casos é evidenciado como bastante frágil após o pico, em especial para a amostra mais seca. No caso das condições ótimas de moldagem (Ponto 1), a fragilidade é mais suave em comparação com os outros, porém se encaminha para o valor similar aos outros pontos de tensão desvio a partir de, aproximadamente, 8% de deformação axial.

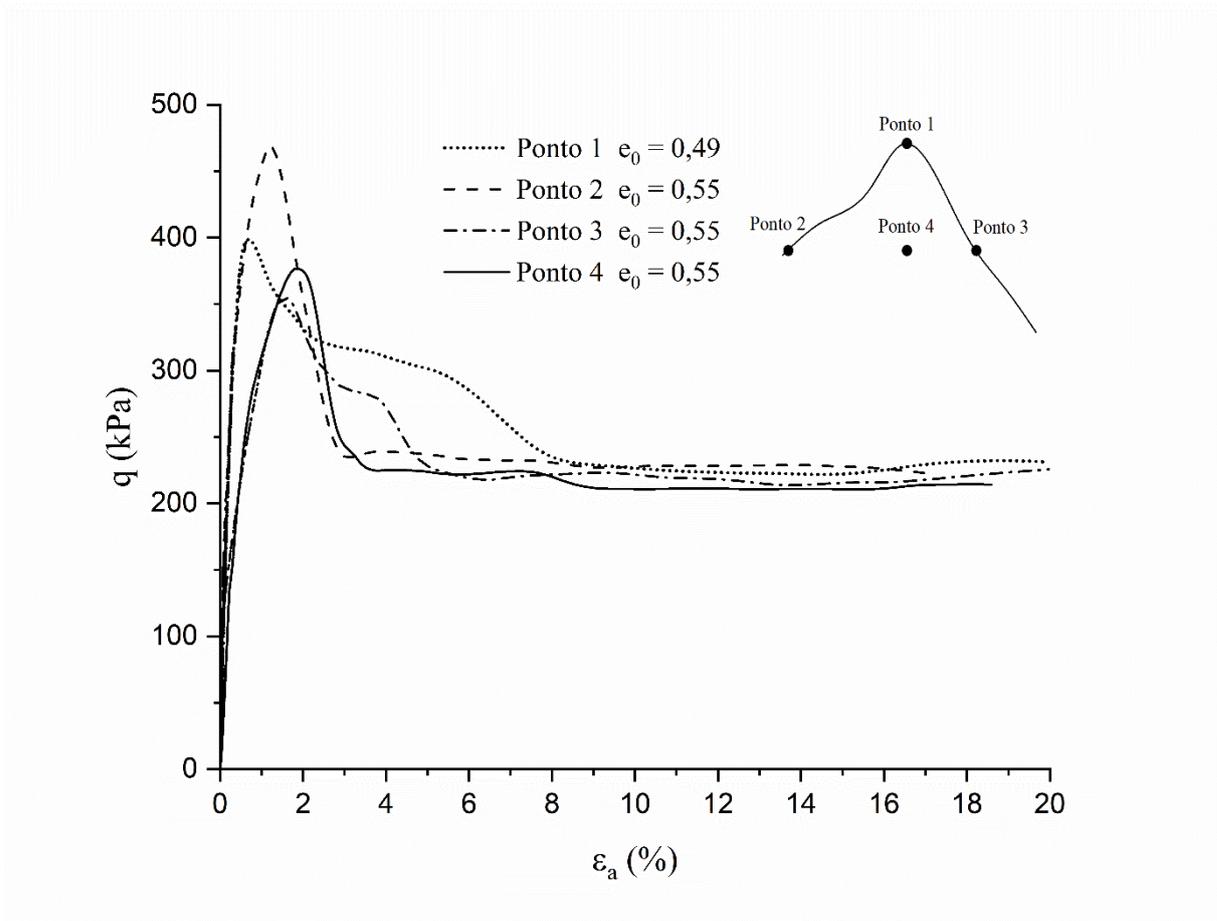


Figura 49: Comportamento tensão-deformação do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação

O comportamento volumétrico segue a mesma tendência em todos os casos: uma pequena compressão inicial seguida de uma dilatância. As amostras do ramo seco e do ponto ótimo apresentaram o comportamento volumétrico bastante próximo em especial na dilatância. Já os pontos 3 e 4 (úmido e médio, respectivamente), também apresentaram comportamento similar entre si no trecho inicial de compressão, já na dilatância, ocorreram deformações localizadas, mais evidente para o ponto 4, que variaram bruscamente a inclinação da curva. Em geral, as condições do material que mais comprimiu foi o ponto médio (4) e o que mais dilatou foi o ponto ótimo (1).

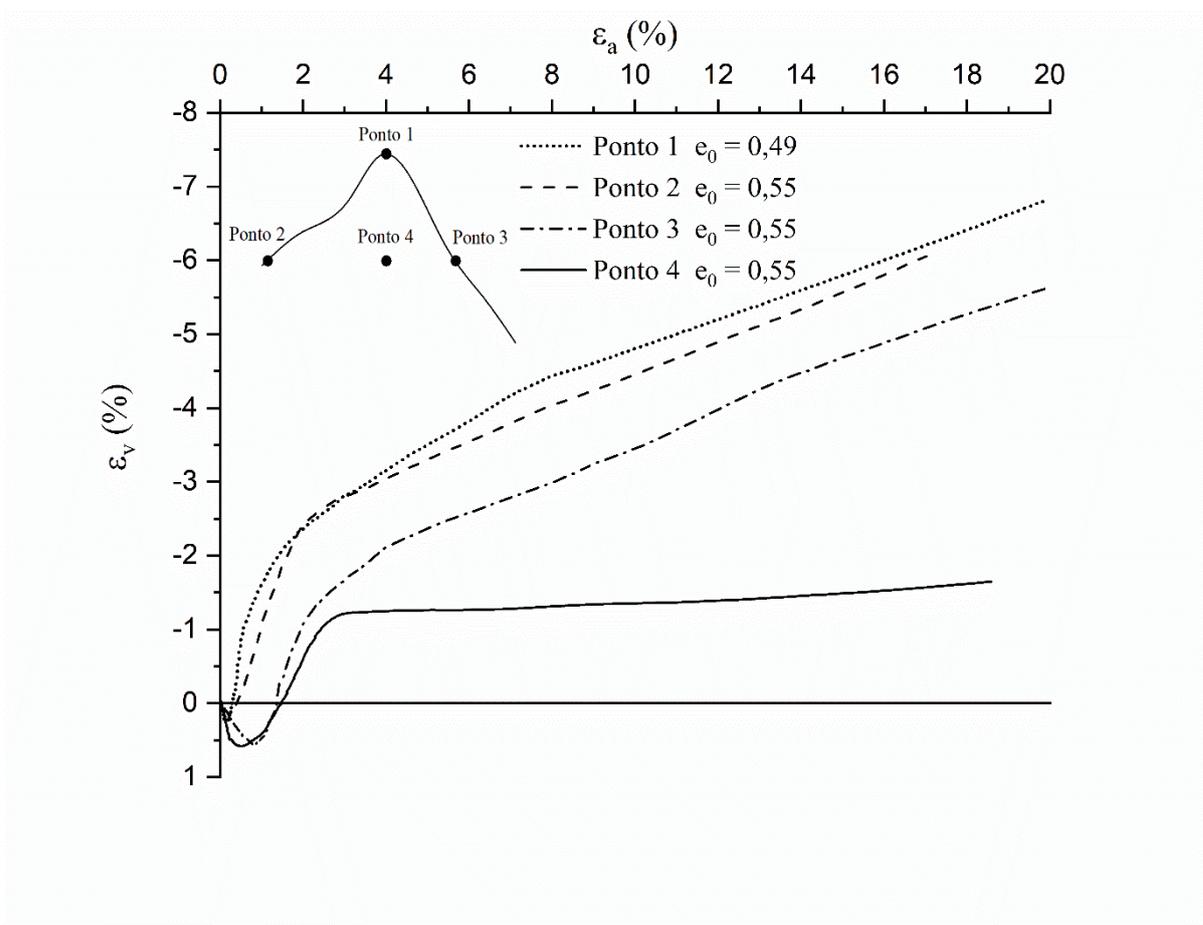


Figura 50: Comportamento volumétrico do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação

O comportamento tensão-deformação e volumétrico do rejeito cimentado foi diferente com os resultados encontrados para o rejeito puro. A amostra do rejeito cimentado que apresentou maior resistência foi no ramo seco, enquanto no rejeito puro o maior pico foi observado na amostra do ponto ótimo. Os resultados do rejeito cimentado estão de acordo com o que foi encontrado para os ensaios de resistência à compressão simples para 1%, 3% e 5% de cimento utilizados inicialmente. Portanto, os comportamentos tensão-deformação e volumétrico são afetados principalmente pela condição microestrutural decorrente dos efeitos da compactação para materiais cimentados, em que as pontes de cimentação desenvolvidas no material do ramo seco apresentem maior performance mecânica, comparado com as outras condições de moldagem. Como relatado na análise dos resultados de resistência à compressão simples, o mesmo comportamento foi observado por Consoli *et al.* (2001) para misturas de areia siltosa-cinza volante-cal.

A Figura 51 apresenta a variação do módulo de elasticidade tangente em função da deformação axial para todos os pontos do rejeito cimentado. Percebe-se que o ponto seco é o mais rígido em deformações axiais próximas de 0,01% e, ao aumentar a umidade ao longo da curva de compactação, a rigidez inicial tende a reduzir. No caso do ponto médio (ponto 4), a sua rigidez inicial é superior à rigidez do úmido e inferior à do ótimo. É possível perceber a redução da rigidez ao longo da deformação axial, indicando o início da degradação da cimentação pela plastificação das ligações até o ponto no qual as ligações foram completamente destruídas para todos os materiais. Percebe-se, também, a redução da rigidez do ponto ótimo ocorrendo de forma mais brusca.

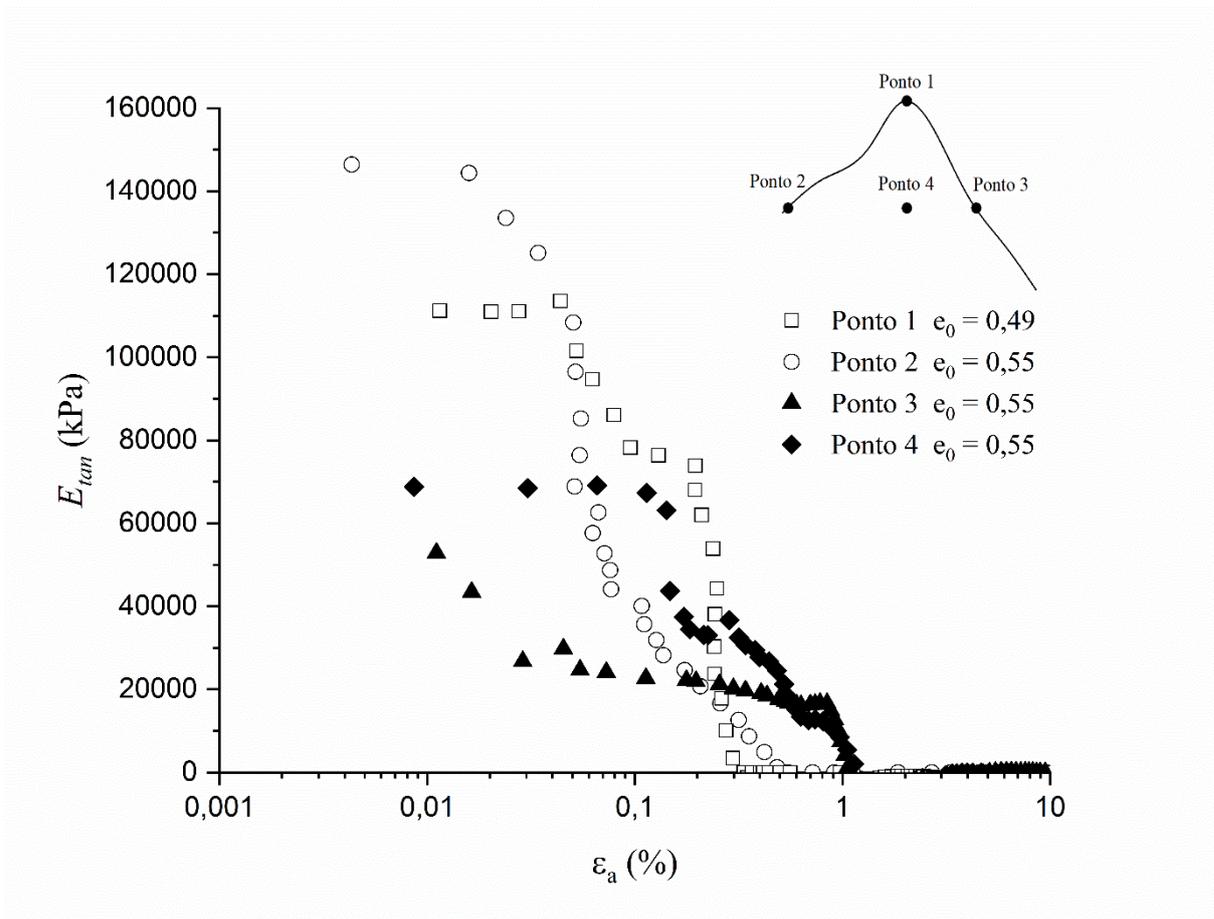


Figura 51: Variação do módulo tangente do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação

Pelo fato de as amostras serem cimentadas com um baixo teor de cimento (1%), sugere-se que a cimentação não controlou o comportamento do material até a resistência de pico, uma vez que a degradação da cimentação começou a ocorrer já em pequenas deformações ( $\epsilon_a \cong 0,01\%$  -  $0,1\%$ ) e anteriormente ao pico ( $1\% \leq \epsilon_a \leq 2\%$ ). Porém, sabe-se que os mecanismos relacionados

ao comportamento de materiais cimentados de distorção e rotação de partículas são impedidos pela cimentação da matriz do material, até o momento em que a tensão induz a quebra da matriz cimentante. Como mostrado por Scheuermann Filho (2022), materiais com altos teores de cimentação tem seu comportamento controlado pela cimentação até o pico, indicado pela segunda superfície de plastificação ser coincidente com a superfície de ruptura, diferentemente do que ocorre para materiais com baixo nível de cimentação.

As curvas do comportamento tensão-deformação indicam que o maior efeito da cimentação ocorreu nos pontos 1 e 2 (ótimo e seco, respectivamente). O efeito ou grau de cimentação está relacionado com a resistência e rigidez do material, sendo o ponto 2 mais evidenciado devido aos maiores valores de pico e rigidez inicial, enquanto no ramo úmido a menor rigidez indica que o efeito da cimentação não foi tão efetivo quanto nos outros, provavelmente pelo fato do maior teor de umidade resultar em uma estrutura diferente e menos propícia para o desenvolvimento da cimentação.

Chang e Woods (1992) argumentam que o nível da cimentação poderia ser melhor quantificado através do percentual de preenchimento dos vazios em função de aspectos característicos de cada tipo de solo estabilizado juntamente com as propriedades do material cimentante para melhor caracterização da microestrutura. Em contrapartida, Beckett e Ciancio (2014) especificam que a matriz das partículas finas desenvolvidas ao aumentar a umidade de moldagem é responsável por influenciar o grau de cimentação ocorrendo entre as partículas.

Conforme relatado por Beckett e Ciancio (2014), a estrutura formada nos solos cimentados no ramo seco apresenta maiores vazios intergranulares e, conseqüentemente, maiores pontes de cimentação ligando as partículas maiores de solo. Ao aumentar o teor de umidade do material (ponto ótimo), a matriz das partículas finas começa a ser evidenciada e as pontes de cimentação ainda ocorrem entre os vazios intergranulares, porém se destaca a matriz dos finos. No ramo úmido, com altos teores de umidade, as partículas maiores são completamente recobertas pela matriz das partículas finas e nenhum vazio intergranular é encontrado e, conseqüentemente, nenhuma ou poucas pontes de cimentação, sugerindo que é o cimento está mantido dentro da matriz dos finos.

Portanto, a formação da matriz das partículas finas ao aumentar a umidade é responsável por reduzir a resistência pelo fato de influenciar a redução do efeito das ligações cimentantes (BECKETT & CIANCIO, 2014). Em relação ao ponto médio, imagina-se que a matriz dos finos

apresenta certa relevância como no caso do ponto ótimo, porém o maior índice de vazios apresentado no ponto médio, devido a menor energia de compactação aplicada, reduz o contato entre os grãos e ligações cimentantes e ainda estariam limitadas pela ação da matriz das partículas finas.

Esse comportamento do grau de cimentação pode ser observado na análise do comportamento tensão-dilatância apresentado na Figura 52, para cada ponto do plano de compactação. Sabe-se que a tendência coesiva é observada quando a amostra está sendo comprimida e que a parte inicial das curvas representam o trabalho adicional requerido para a quebra das ligações cimentantes (SINGH *et al.*, 2023).

Nesse sentido, a análise do ponto de inflexão (destacados na Figura 52) nas curvas tensão dilatância se tornam fundamental. Percebe-se que o Ponto 2 apresenta uma tendência coesiva mais expressiva se encaminhando para o lado direito do gráfico, até o ponto de inflexão ( $q/p' \cong 1,18$ ) indicando o comportamento dilatante e a quebra da cimentação. O ponto 1 também apresenta uma tendência coesiva indicada pela porção vertical inicial da curva, porém com um ponto de inflexão mais suave ( $q/p' \cong 0,85$ ). O ponto 4 não tende a se deslocar para a direita, mas sim para a esquerda, então seu ponto de inflexão é quase ( $q/p' \cong 0,69$ ), indicando uma pequena tendência coesiva. E, por fim, o ponto mais úmido (3) não apresenta grandes efeitos de tendência coesiva, uma vez que a inclinação da curva tende a se manter constante até o ponto de maior dilatância, sem ponto de inflexão destacado.

Os comportamentos coesivos evidenciados pelos pontos 1, 2 e 4 indicam a contribuição da cimentação, em maior evidência para o ponto 2. Singh *et al.* (2023) indicaram que a maior densidade de ligações (i.e., número de ligações por unidades de volume do corpo de prova) resulta em uma maior resistência, afetando consequentemente na relação  $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s \times q/p'$ . Esse fato corrobora com a análise realizada em relação a estrutura formada no ramo seco e no ponto ótimo após a compactação.

Em relação à mobilização de tensões, percebe-se a tendência coesiva apresentada pelos pontos 1, 2 e 4 por conta da cimentação, até o ponto onde essa cimentação começa a ser degradada (*gross yield point*) e a curva tende a ir para porção esquerda do gráfico, a partir do momento em que a parcela friccional governa o comportamento do material. Pelo fato do teor de cimento ser considerado baixo (1%), a curva da tensão-dilatância em todos os casos foi bi-linear pela baixa cimentação e tensão de confinamento (SINGH *et al.*, 2023).

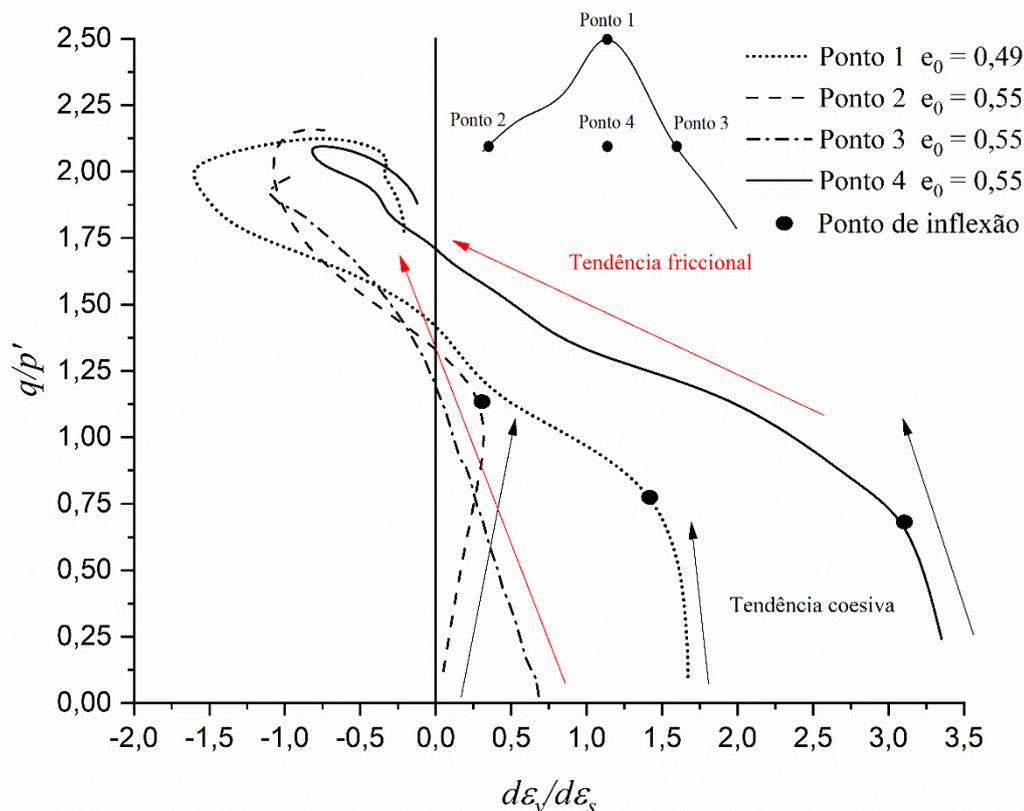


Figura 52: Comportamento tensão-dilatância do rejeito cimentado para todos os pontos da compactação

Ainda analisando a Figura 52, percebe-se que a amostra que apresentou maior dilatância mínima foi o ponto ótimo ( $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -1,60$ ) assim como ocorreu para o caso do rejeito puro. A amostra 4 apresentou a menor dilatância mínima no valor de  $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -0,80$ . Pelo fato de a cimentação inibir o efeito da dilatância inicial, as dilatâncias mínimas obtidas para o material cimentado foram maiores do que as encontradas para o rejeito puro ( $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -1,60$  e  $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -1,25$ , respectivamente).

As observações dos resultados experimentais obtidos, juntamente com o proposto por Beckett e Ciancio (2014), permitem a elaboração esquemática das estruturas formadas no plano da curva de compactação, após a moldagem do material cimentado. Essa representação está apresentada na Figura 53, evidenciando as pontes de cimentação no material seco e a matriz dos finos nas condições do material com maiores teores de umidade e grau de compactação.

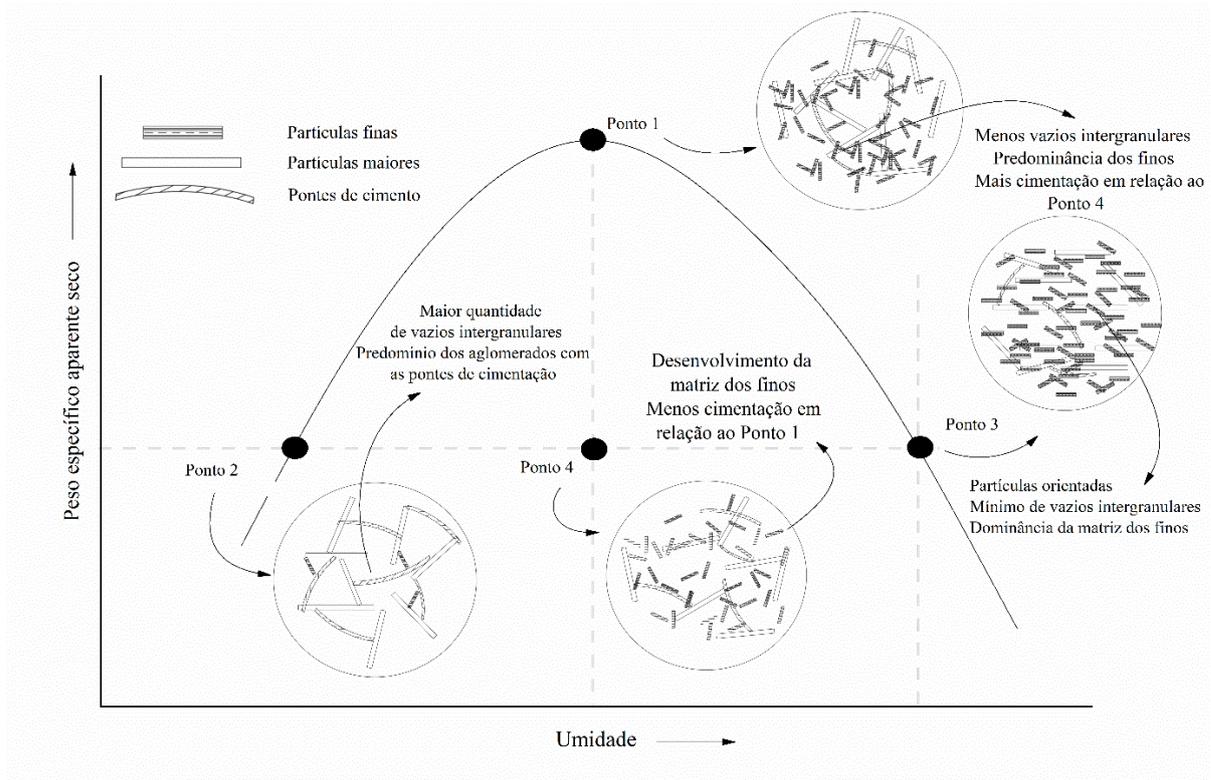


Figura 53: Representação esquemática da estrutura ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro cimentado

#### 4.2.3 Rejeito reforçado

As curvas tensão-deformação do material reforçado para as diferentes condições de umidade e compactação estão apresentadas na Figura 54. É possível perceber que o material compactado no ponto ótimo da curva de compactação (Ponto 1) apresenta maior resistência ao longo de todo o cisalhamento (até  $\varepsilon_a = \pm 20\%$ ) quando comparado com os demais pontos. Ao reduzir o grau de compactação, a influência da umidade é observada apenas no comportamento inicial das amostras, em que até  $\varepsilon_a = \pm 3\%$  o material do ramo seco apresenta maior resistência. Porém, ao decorrer do cisalhamento das amostras, todas tendem a ir para um mesmo valor de  $q$ , indicando que a umidade do material não influencia nas condições finais do ensaio, diferentemente do índice de vazios. Em relação à variação volumétrica, a Figura 55 apresenta o comportamento ao longo do cisalhamento para as diferentes condições do material reforçado. É possível observar que todas as amostras apresentam uma compressão inicial seguida de uma tendência dilatante, sendo essa última mais expressiva para o material mais compactado e que apresentou maior resistência. O ponto úmido e o ponto médio (Pontos 3 e 4, respectivamente) foram os que

menos dilataram, em especial o ponto 4 que atingiu a estabilização volumétrica próximo de  $\varepsilon_a = 15\%$ .

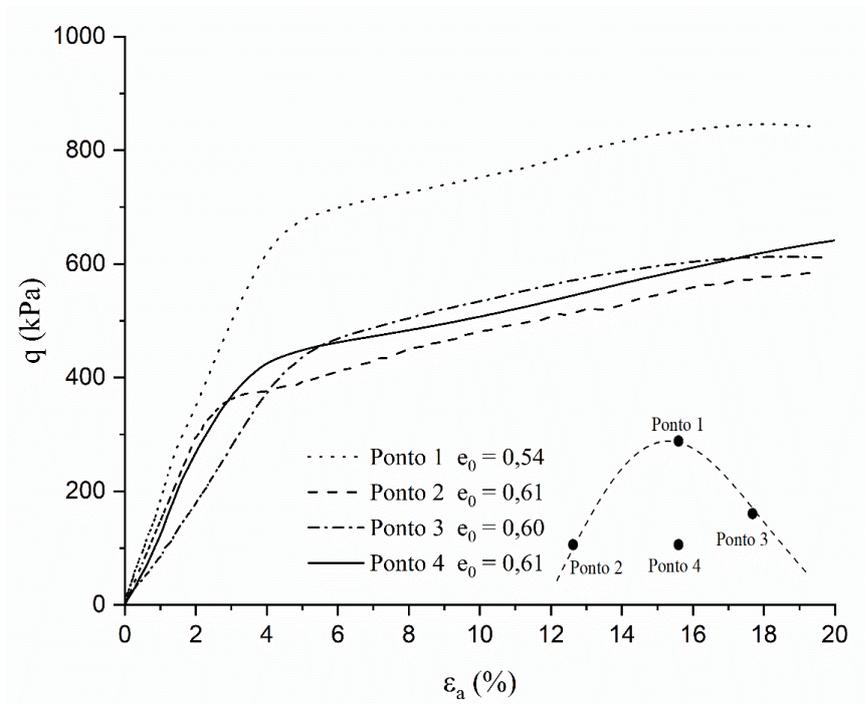


Figura 54: Comportamento tensão-deformação do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação

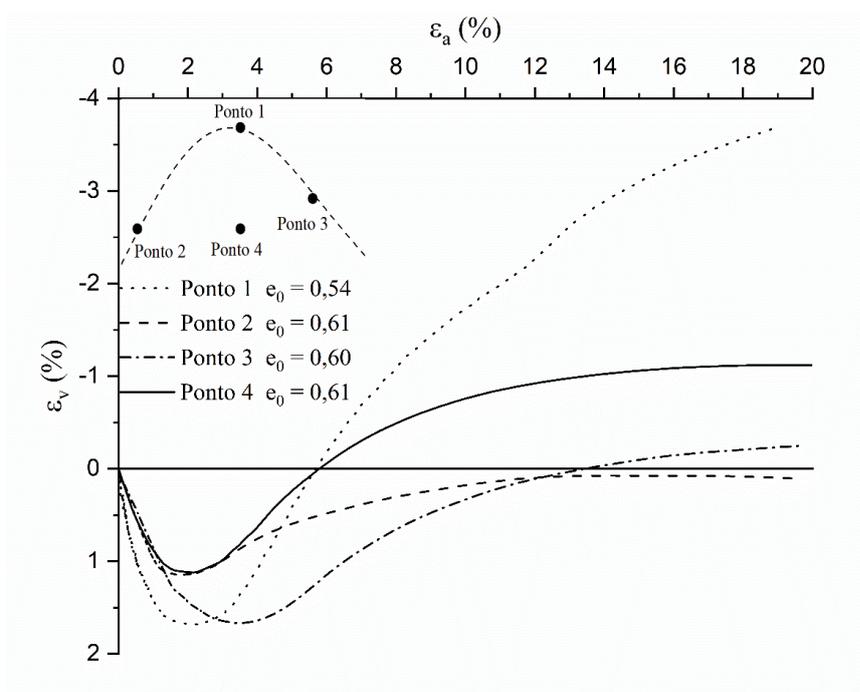


Figura 55: Comportamento volumétrico do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação

A variação do módulo de elasticidade tangente ( $E_{tan}$ ) ao longo da deformação axial do rejeito reforçado está apresentada na Figura 56 para diferentes umidades e graus de compactação. Percebe-se que a rigidez inicial segue a mesma tendência da resistência inicial observado na Figura 54: o material mais compactado (Ponto 1) é o mais rígido seguido do ramo seco (2), ponto médio (4) e úmido (3) que apresentou menor rigidez inicial. A degradação em todos os casos ocorre de forma gradativa, porém de forma mais brusca para o material mais compactado e o mais seco da curva. Outra característica observada é que todos tendem a apresentar módulos tangentes similares entre 3% e 10% de deformação.

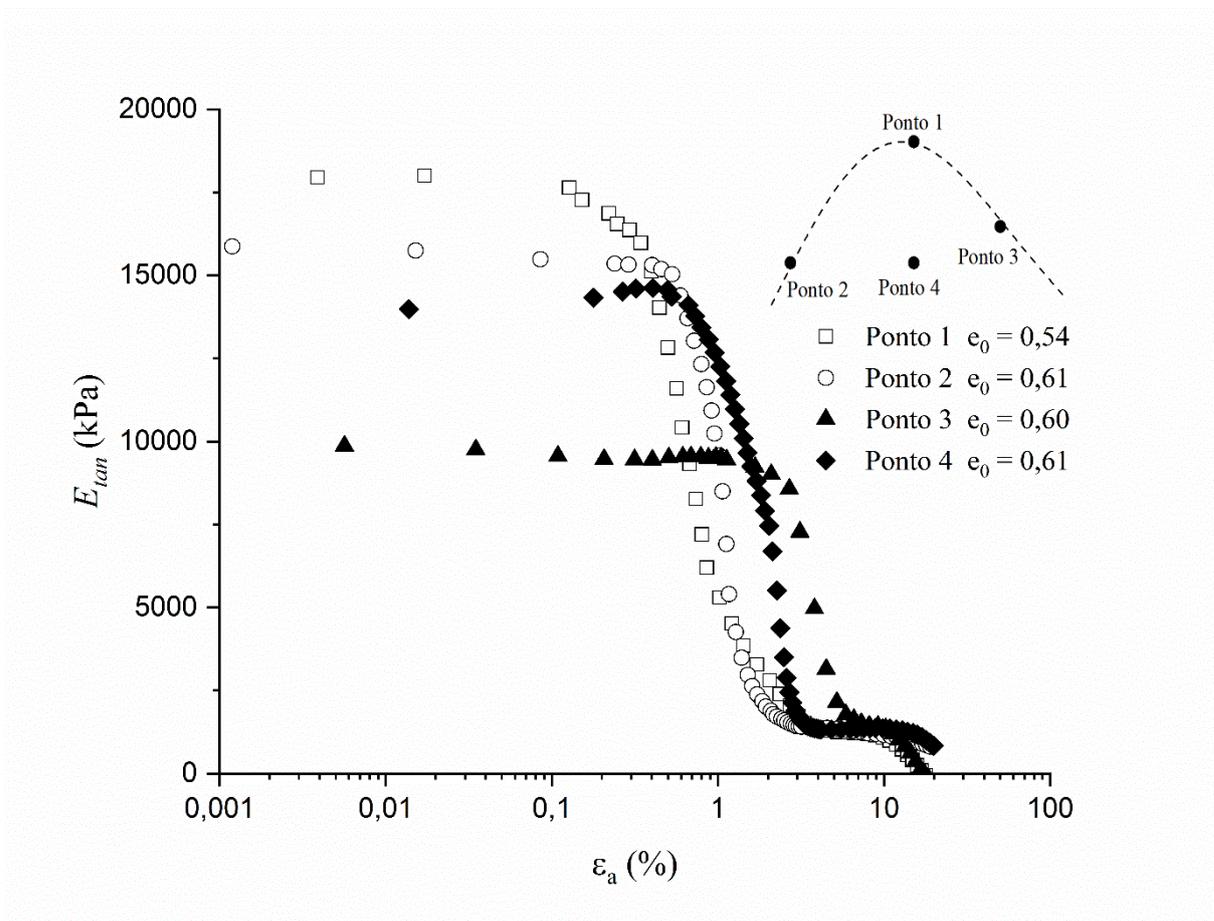


Figura 56: Variação do módulo tangente do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação

As curvas de tensão-dilatância do rejeito reforçado estão apresentadas na Figura 57 para as diferentes condições de umidade e compactação. É possível observar uma tendência puramente friccional em todos os casos, independente da umidade ou grau de compactação, similar ao encontrado para o rejeito puro. Como observado pelas curvas tensão-deformação-volumétrica, o material do ponto ótimo apresentou maior dilatância ( $d\epsilon_v / d\epsilon_s \cong -0,47$ ) e maior razão de

tensões ( $q/p' = 2,35$ ). Porém, ao analisar o ponto onde a dilatância é nula, todos os outros pontos do plano  $\gamma_d \times w$  tendem a convergir para um mesmo valor de razão de tensões ao final do ensaio, onde  $q/p' = 2,10$ .

Assim como nos outros casos de cimentação e reforço do rejeito, todo o comportamento mecânico do material reforçado é dependente das condições iniciais da compactação. Diferentemente das estruturas formadas pelo cimento, o *fabric* resultado após a compactação com as fibras vai influenciar na interação entre grão-fibra, especialmente em fibras com maior índice aspecto (DIAMBRA, 2010).

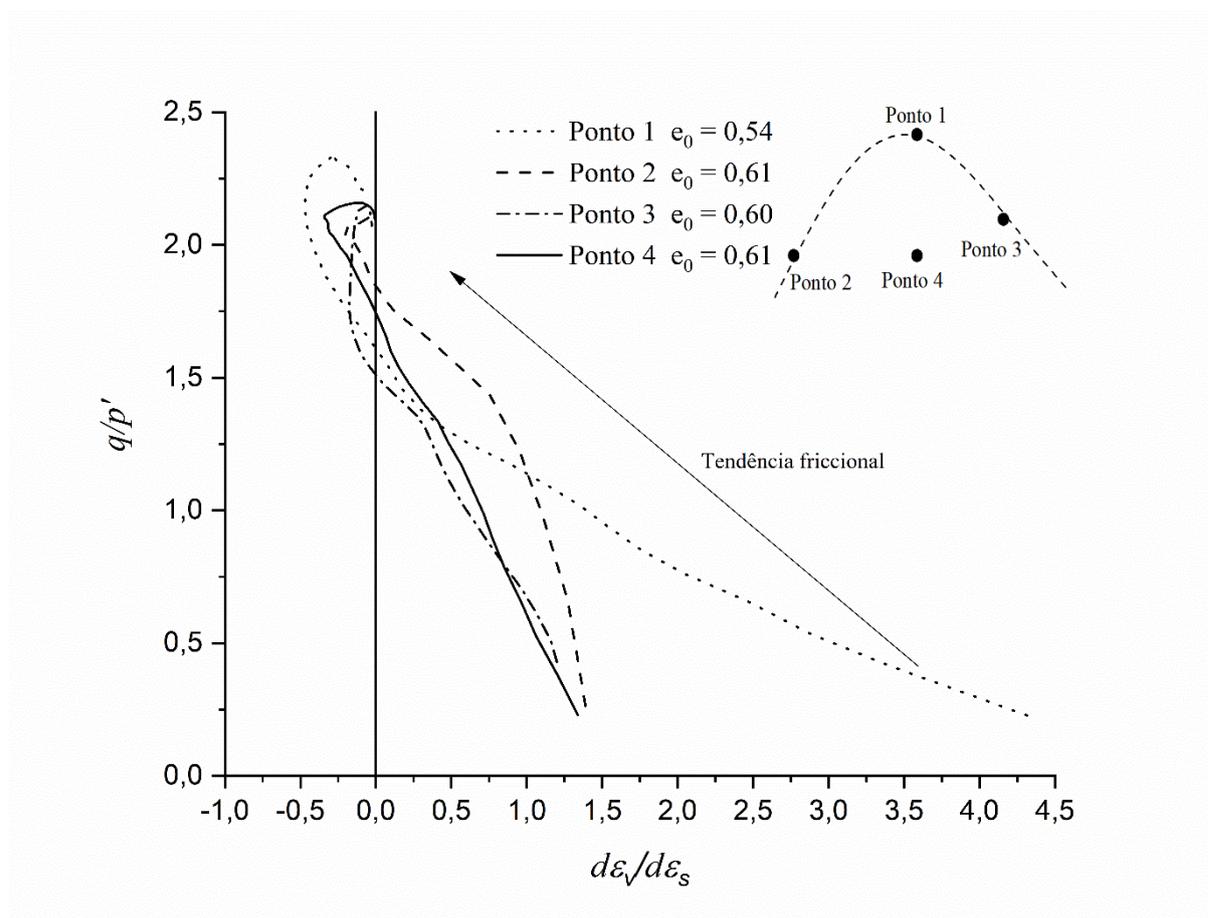


Figura 57: Comportamento tensão-dilatância do rejeito reforçado para todos os pontos da compactação

Para o caso das fibras de polipropileno usadas neste estudo, o índice aspecto é de 1.044, considerado bastante elevado. Portanto, essas fibras proporcionarão maior atrito e intertravamento em materiais mais compactados, devido ao maior contato entre as partículas do

rejeito e os filamentos das fibras. Além disso, o alto índice aspecto favorece a ocorrência de *strain-hardening* nos materiais reforçados, como apresentado por Consoli *et al.* (2009).

As amostras mais densas em todos os casos, com e sem fibra ou com e sem cimento, tendem a dilatar mais quando comparadas com amostras mais fofas. Esse comportamento volumétrico tende a induzir maiores deformações radiais e, portanto, maior sollicitação de resistência à tração dominada pelas fibras, gerando maior confinamento no material mais denso e, conseqüentemente, maior resistência ao cisalhamento em comparação com as menos densas (DIAMBRA *et al.*, 2013). Como apresentado por Tang *et al.*, (2010), a resistência de pico e residual da interface solo-fibra aumenta com o aumento do grau de compactação em ensaios de arrancamento da fibra do solo. Portanto, a maior mobilização da fibra também favorece maior ganho de resistência.

Por outro lado, o *fabric* também será modificado pela umidade inicial. Ao comparar o material em um grau de compactação menor do que o ótimo, o ramo mais seco apresenta maior quantidade de vazios intergranulares com o *fabric* floculado, como mostrado para o rejeito puro, e, conseqüentemente, maior interação fibra-partícula no início do cisalhamento. Ao aumentar a umidade, maior a tendência das partículas se orientarem na horizontal e, como resultado, em baixas deformações as fibras não serão solicitadas, resultando em menor resistência e menor rigidez inicial. Essa tendência pode ser verificada com a resistência da fibra ao ensaio de arrancamento, em que quanto maior a umidade do composto, menor é a resistência de pico da interface solo-fibra (TANG *et al.*, 2010).

Ao longo do cisalhamento, em deformações mais elevadas, as partículas do rejeito estarão muito próximas, pela ação da componente vertical, e irão intertravar as fibras, facilitando o acontecimento do *bridge effect* (TANG *et al.*, 2007) para manter as partículas do rejeito juntas, impedir a propagação de fissuras e melhorar a performance na resistência do material.

O *bridge effect*, apresentado visualmente por Tang *et al.* (2007) na Figura 27, seria o efeito da fibra em servir de ponte entre partículas do geomaterial que tendem a se afastar ao longo do cisalhamento devido à formação de plano de ruptura ou à deformação radial devido ao embarrigamento. Nesse sentido, as fibras geram uma parcela a mais na resistência, sendo

considerado por alguns autores como um efeito de confinamento (HENDRY *et al.*, 2012; KONG *et al.*, 2019).

Com base nos experimentos deste trabalho e com evidências de imagens de microscopia eletrônica de varredura realizadas por outros autores (LIU *et al.*, 2020; TANG *et al.*, 2007; WANG *et al.*, 2023) e sabendo que as interações na interface grão-fibra são pontos-chave no comportamento mecânico, foi possível esquematizar o *fabric* do rejeito reforçado compactado ao longo da curva de compactação. A representação esquemática está apresentada na Figura 58, evidenciado o efeito do intertravamento e a orientação das partículas ao longo da curva de compactação. Os respectivos *fabrics* esquemáticos corroboram com os resultados obtidos experimentalmente.

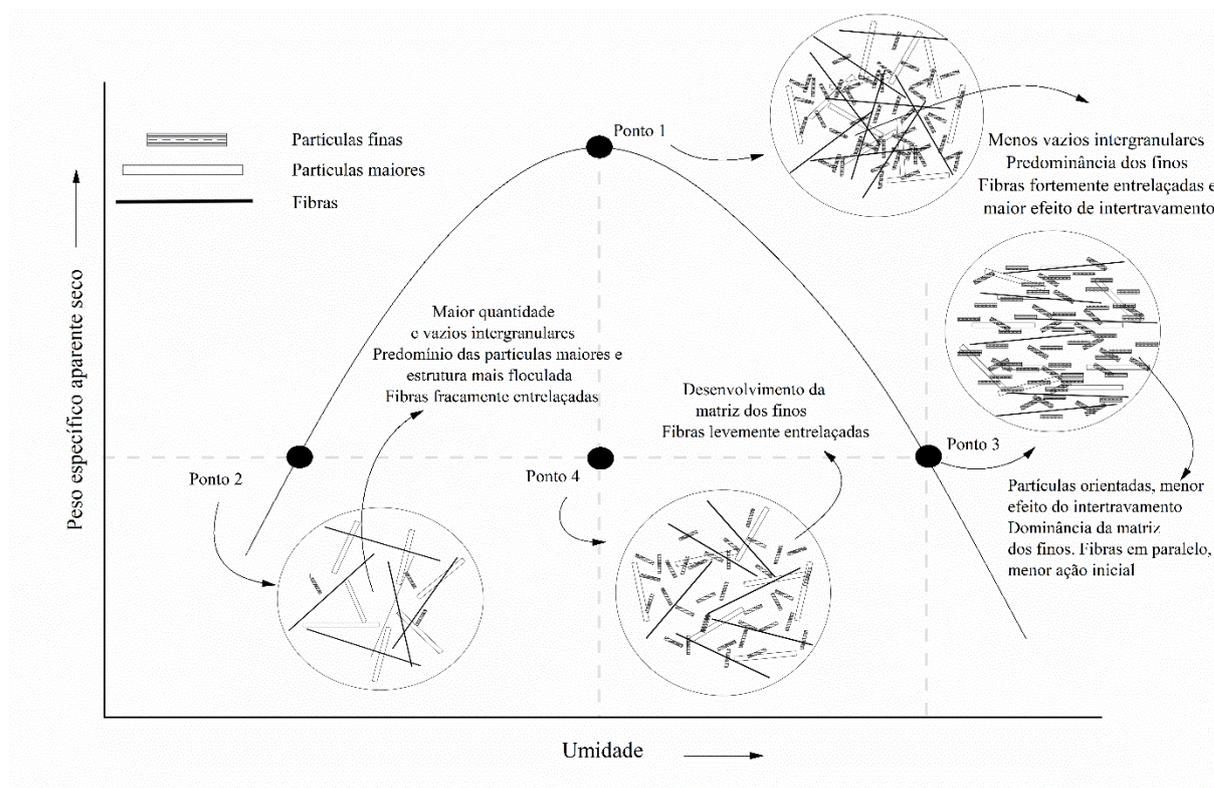


Figura 58: Representação esquemática do *fabric* ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro reforçado

#### 4.2.4 Rejeito cimentado e reforçado

As Figuras 59 e 60 apresentam o comportamento tensão-deformação e o volumétrico, respectivamente, para as amostras do material cimentado e reforçado com fibras. Observa-se

que o ponto 1 resultou no maior valor de resistência, com comportamento similar ao rejeito puro. A resistência reduz com a redução do  $\gamma_d$  (i.e., aumento do índice de vazios) e com o aumento da umidade de moldagem. No caso do ponto médio (4) e do ponto úmido (3), as resistências foram bastante similares, tendo maior divergência em relação à rigidez do material. O mesmo padrão do rejeito reforçado foi verificado, sendo explicado também pela maior resistência residual e de pico da fibra ao arrancamento em maior grau de compactação e em menores umidades para amostras cimentadas (TANG *et al.*, 2010).

Diferentemente do observado para o rejeito puro e para o rejeito cimentado, o rejeito cimentado e reforçado apresentou um comportamento de um material elástico perfeitamente plástico, evidenciado pelo valor quase constante de resistência do material após o pico de ruptura.

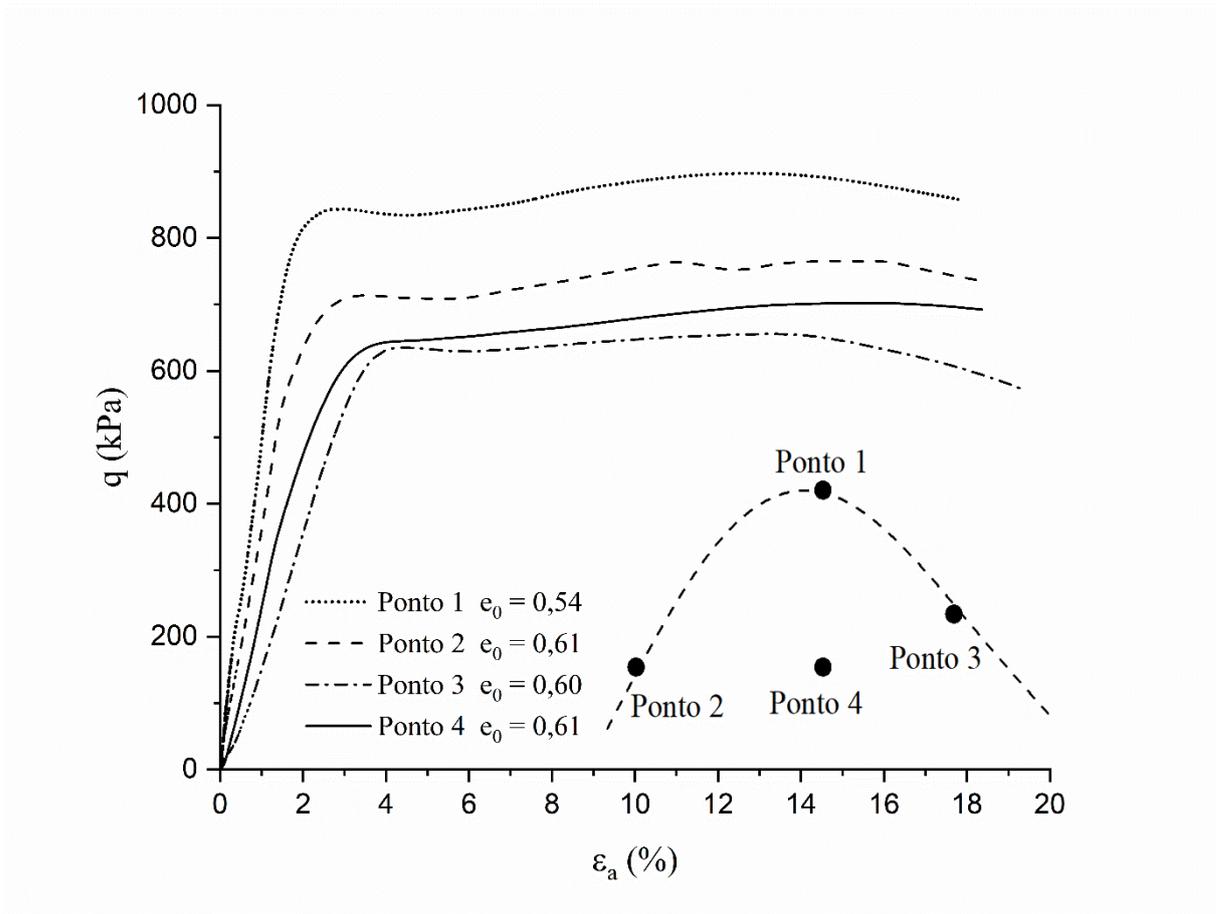


Figura 59: Comportamento tensão-deformação do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação

O comportamento tensão-deformação encontrado para os ensaios triaxiais do rejeito cimentado e reforçado foi diferente da tendência encontrada para o ensaio de compressão simples, em que

a amostra mais seca da curva de compactação apresentou maior valor de resistência não confinada. Esse comportamento divergente não tem influência da sucção nos ensaios de compressão simples, pois, assim como encontrado por Consoli *et al.* (2013a,b), o valor da sucção nas amostras cimentadas e reforçadas encontrado para o ramo seco, úmido e ponto ótimo é na ordem de 10 kPa, sendo irrelevante na resistência final. Essa divergência poderia estar relacionada com o tipo de drenagem (não drenado) nos ensaios de compressão simples, enquanto que no triaxial a drenagem ocorreu livremente.

Em relação ao comportamento volumétrico, assim como o caso do rejeito puro e rejeito cimentado, todas as amostras sofreram compressão seguida por dilatância. A dilatância foi menos expressiva para o ponto úmido, que apresentou menor resistência, enquanto o ponto 1 e 2 apresentaram maiores tendências dilatantes as quais foram bastante similares.

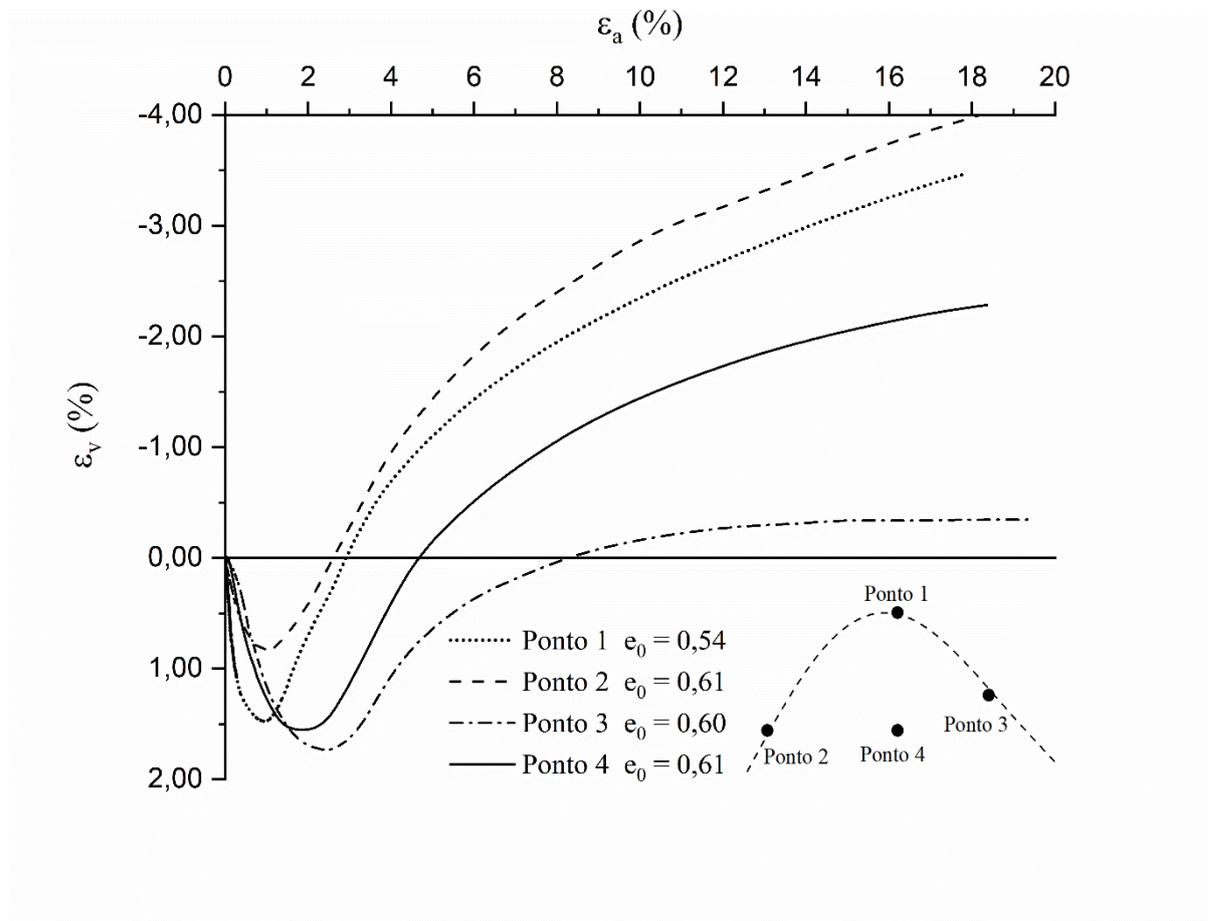


Figura 60: Comportamento volumétrico do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação

A variação do módulo de elasticidade tangente em função da deformação axial está apresentada na Figura 61, para todos os pontos analisados. É possível perceber que o comportamento da rigidez segue o mesmo observado nas análises de tensão-deformação: o material mais resistente (ponto 1) apresentou maior rigidez e o menos resistente apresentou menor rigidez (ponto 3). É possível observar também o comportamento de um material elástico perfeitamente plástico na Figura 61, visto que após o valor de  $E_{tan}$  tender a zero, esse valor tende a se estabilizar com o aumento da deformação axial. Percebe-se também uma redução mais suave da rigidez com a deformação para os pontos menos resistentes e redução mais brusca para o mais resistente e rígido.

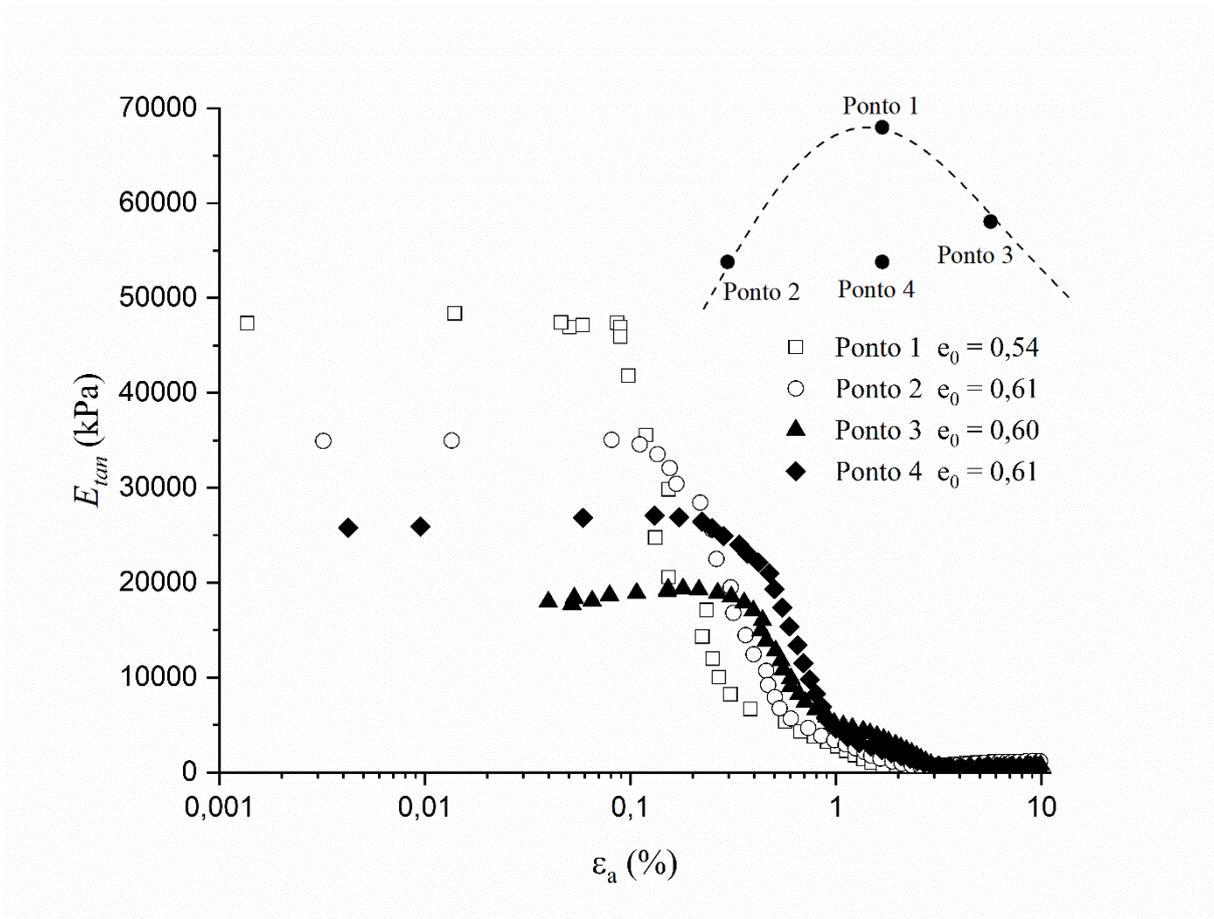


Figura 61: Variação do módulo tangente do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação

Esse comportamento pode estar ligado diretamente com a influência do efeito de cimentação do ponto ótimo (1). Enquanto que para os outros pontos do plano de compactação ( $\gamma_u \times w$ ) as menores resistências foram obtidas e mais suaves foram as suas reduções do módulo tangente, o ponto ótimo apresentou maior resistência e redução mais repentina do módulo. Isso está,

provavelmente, relacionado com ao desenvolvimento e quebra da cimentação, o que colaborou para maior resistência e rápida redução do módulo, respectivamente, neste ponto ótimo. Em relação aos outros pontos, é possível que a fibra tenha atrapalhado o processo de cimentação e o comportamento foi baseado predominantemente pela parcela friccional. Como destacado por Consoli *et al.* (2004), a adição de fibras de polipropileno na matriz cimentada pode causar redução das ligações cimentantes entre as partículas, pelo fato da fibra preencher parte dos vazios e não o cimento para realizar as ligações. Além disso, Li *et al.* (2023) adicionam que a inserção das fibras causa propensão de cimentação não homogênea, o que leva à formação de superfícies fracas.

Essa análise pode ser complementada pelas curvas de tensão-dilatância apresentadas na Figura 62, para todos os pontos do plano  $\gamma_d \times w$ . Percebe-se que o ponto ótimo apresenta uma tendência coesiva levemente aparente indicada pela curva inicialmente mais retilínea, com leve ponto de inflexão, comparada às demais, enquanto as outras demonstram um comportamento governado pela parcela friccional. Possivelmente, as fibras inibiram o efeito da cimentação para esses pontos. No entanto, análises de microscopia para estudo da estrutura formada após a compactação seriam necessárias para melhor discussão dos resultados.

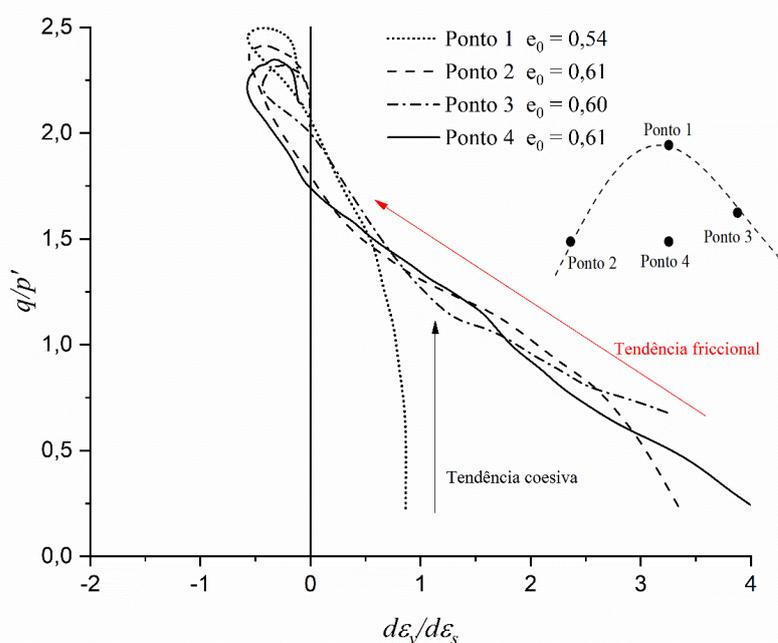


Figura 62: Comportamento tensão-dilatância do rejeito cimentado e reforçado para todos os pontos da compactação

Além disso, na Figura 62, observa-se o valor de dilatação mínima similar nos pontos 1, 2 e 4 ( $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -0,45$ ) e um valor próximo, porém menor para o ponto 3 ( $d\varepsilon_v / d\varepsilon_s \cong -0,40$ ). Em relação ao valor final da razão de tensões ( $q/p'$ ), o ponto ótimo apresentou o valor de  $q/p'$  um pouco superior aos outros pontos ( $q/p' \cong 2,30$ ), enquanto todos os outros tendem a um mesmo valor  $q/p' \cong 2,20$ . Em maiores deformações, espera-se que todos se encaminhem para uma mesma razão de tensões.

Com base nas evidências experimentais e sabendo que os produtos de hidratação e a fricção na interface rejeito-fibra são os mecanismos dominantes controlando a eficácia do reforço (TANG *et al.*, 2007), foi possível desenvolver uma representação esquemática para o rejeito reforçado e cimentado, em relação à estrutura desenvolvida após a compactação do material em cada ponto do plano  $\gamma_a \times w$ . A Figura 63 apresenta essa representação, evidenciando que as fibras dificultam a cimentação em amostras com maior índice de vazios (i.e., menor  $\gamma_a$ ) e que as fibras têm maior efeito ponto ótimo, por conta da contribuição da parcela do intertravamento.

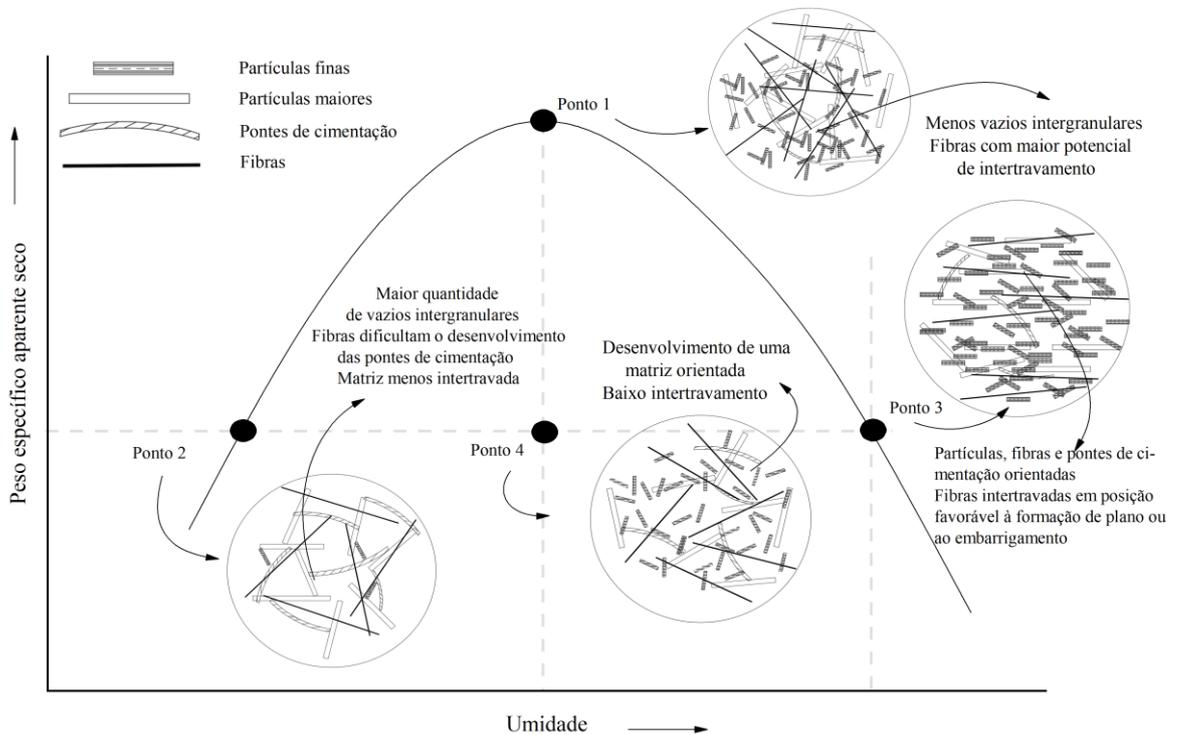


Figura 63: Representação esquemática da estrutura ao longo da curva de compactação com energia normal do rejeito de minério de ferro cimentado e reforçado

## 4.2.5 Comparação do rejeito em diferentes condições de cimentação e reforço

### 4.2.5.1 Análise mecânica

A comparação do rejeito em diferentes condições de cimentação (0 e 1%) e de reforço (0 e 0,5%) será realizada nessa seção apenas para o ponto ótimo (Ponto 1) das duas curvas de compactação, com e sem fibras. Para os outros pontos do plano, a mesma tendência foi observada. Portanto, a fim de tornar a seção concisa, foi escolhido apenas as condições ótimas de cada caso, por ser o esperado no campo nas atividades práticas.

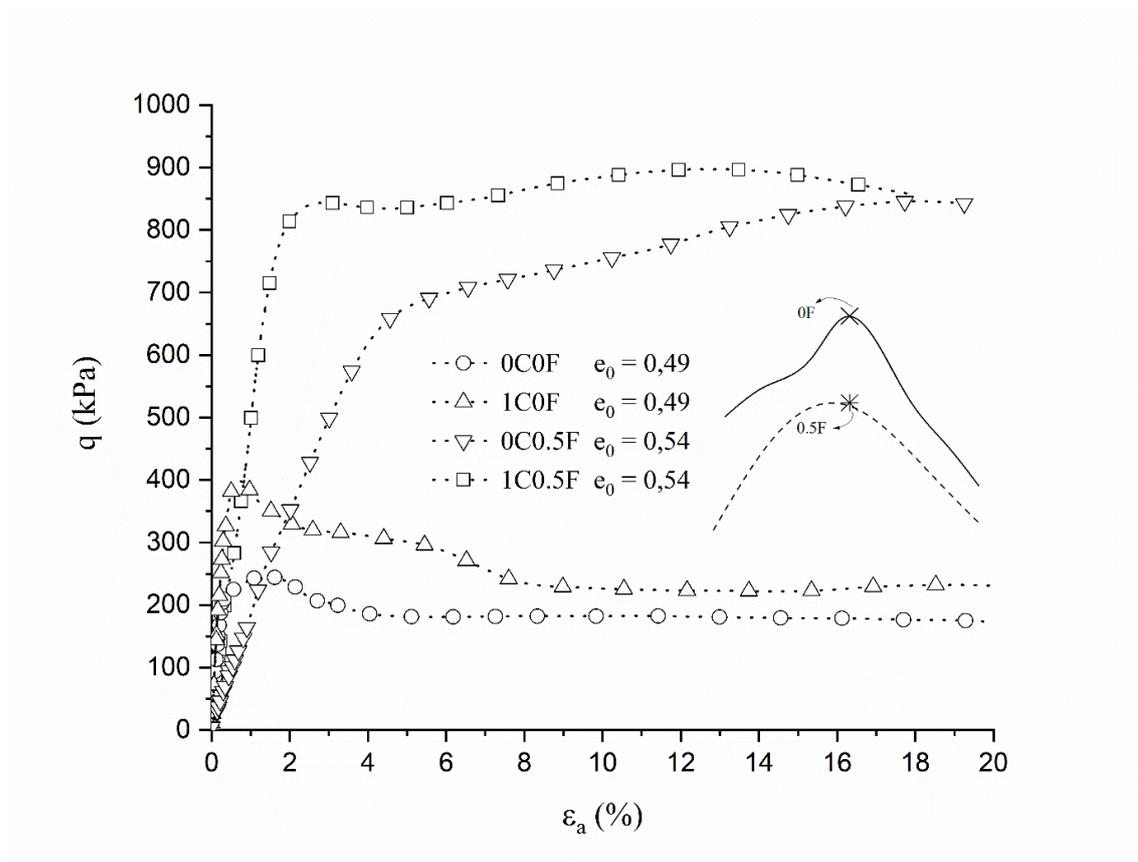


Figura 64: Comparação das curvas tensão-deformação com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação

A Figura 64 apresenta as curvas tensão-deformação para as diferentes condições de cimentação e fibras. A adição de cimento tornou o material mais rígido tanto em relação ao rejeito puro, quanto ao reforçado, devido à maiores energias necessárias para quebrar a cimentação (WANG & LEUNG, 2008). Já a adição das fibras no rejeito puro, além de fornecer ductilidade à mistura,

foi responsável por aumentar consideravelmente a resistência, não evidenciando um pico na curva, mas sim um ganho contínuo de resistência com o aumento da deformação axial. Referente ao material cimentado, a adição das fibras também aumentou a resistência, porém, diferentemente do observado para o rejeito puro, o comportamento foi de um material elástico perfeitamente plástico, com a formação de um pico levemente pronunciado. A combinação de fibras e cimento aumenta a transferência de carga da matriz cimentada para as fibras, pelo fato dos géis de cimentação prenderem as fibras, aumentando as fricções entre fibra e solo cimentado (TANG *et al.*, 2007).

Ainda em relação à Figura 64, percebe-se que, independentemente da adição ou não de cimento, o material reforçado tende a atingir a mesma resistência em maiores deformações. Esse comportamento indica que após a quebra das ligações cimentantes, as alterações no *fabric* devido a adição de cimento foram predominantemente destruídas durante o cisalhamento e os grumos do material cimentado não atuaram como partículas maiores (LADE & TRADS, 2014).

Em relação ao comportamento volumétrico, a Figura 65 apresenta as curvas variação volumétrica-deformação ao longo do cisalhamento para o ponto ótimo das curvas de compactação.

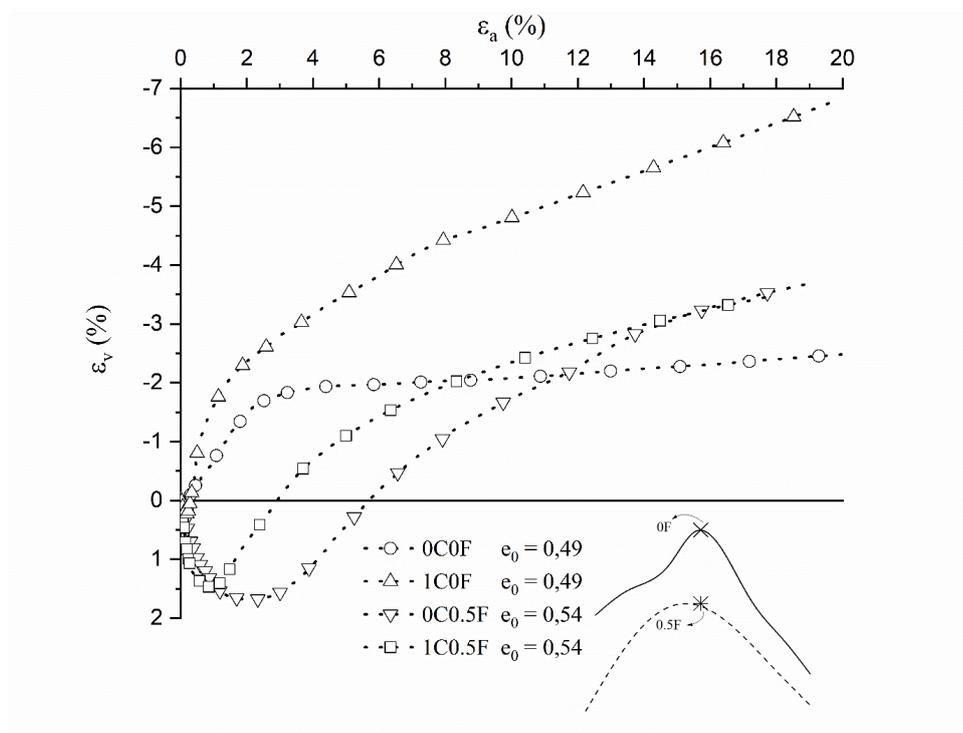


Figura 65: Comparação do comportamento volumétrico ao longo do cisalhamento com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação

Como visto anteriormente, todas tendem a comprimir e em seguida dilatar, sem tendência clara de estabilizar as deformações volumétricas, exceto para o rejeito puro, em que houve localização mais pronunciada. Porém, a dilatação ocorreu de forma mais evidenciada para o rejeito cimentado devido à quebra das ligações cimentantes (SCHNAID *et al.*, 2001). Por outro lado, a condição que mais comprimiu foi a do rejeito puramente reforçado, pelo fato da fibra tornar o composto mais poroso (CORREIA *et al.*, 2021).

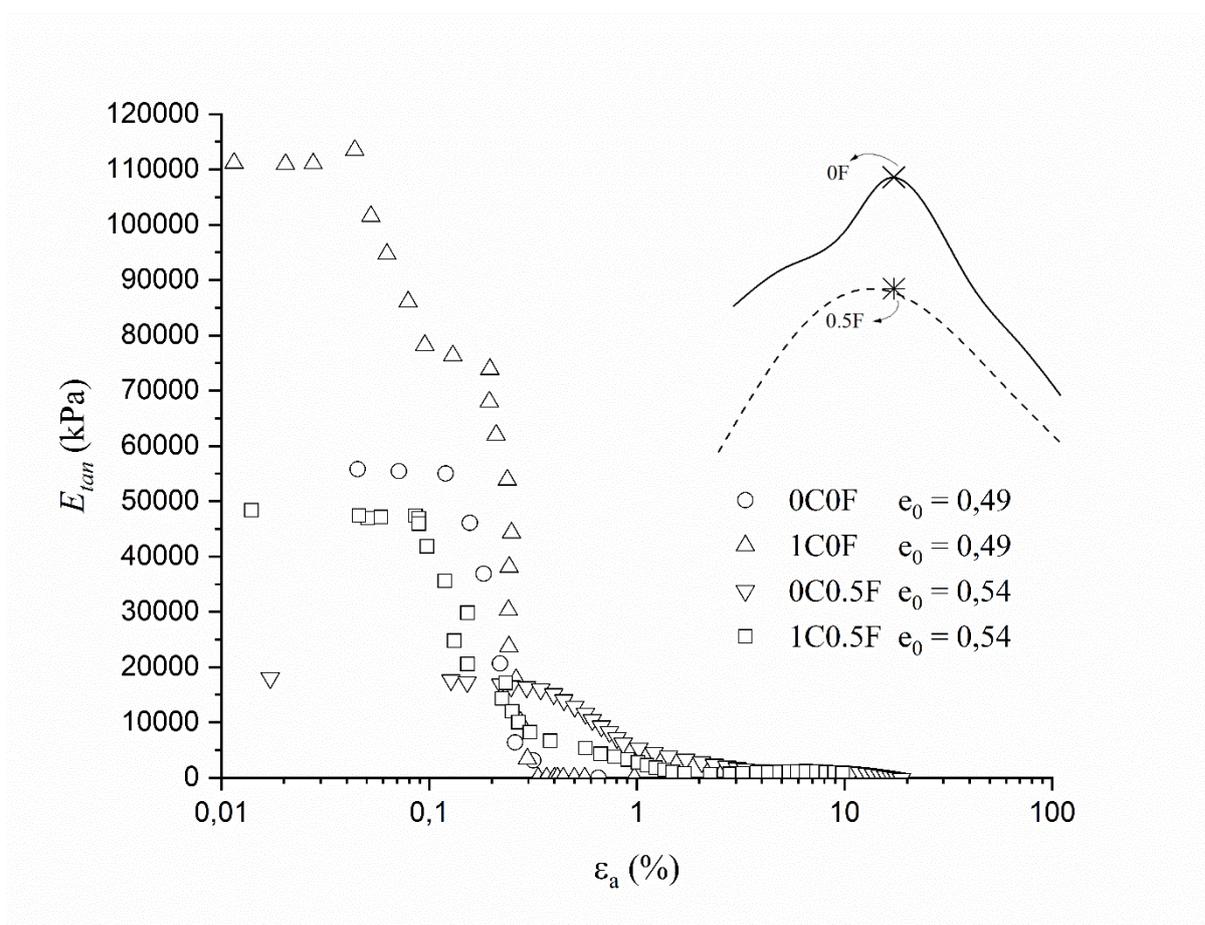


Figura 66: Comparação da variação do  $E_{tan}$  com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação

A variação do módulo de elasticidade tangente pela deformação axial está apresentada na Figura 66, para todos os casos de cimentação e fibra. A alta rigidez do material cimentado é observada claramente em menores deformações devido ao suporte adicional da cimentação em minimizar a rotação e deslizamento das partículas, e, logo em seguida, a redução da rigidez

associada ao início da quebra da cimentação, evidenciada pela presença de 2 patamares entre  $0,01\% < \varepsilon_a < 0,3\%$ .

O rejeito reforçado apresentou a menor rigidez inicial, porém sua degradação ocorre de forma suave e, diferentemente dos outros casos, o  $E_{tan}$  tende a zero apenas próximo do final do ensaio, indicando estabilização do comportamento. É possível perceber que o  $E_{tan}$  entre  $0,03\% < \varepsilon_a < 0,1\%$  do rejeito puro (0C0F) e do rejeito cimentado e reforçado (1C0.5F) apresentam praticamente o mesmo valor de  $E_{tan}$ , indicando que a adição do cimento e das fibras têm um efeito contrário quanto à rigidez e esses efeitos se anulam em pequenas deformações, quando adicionados simultaneamente.

As curvas tensão-dilatância para as diferentes condições de cimento e fibra estão apresentadas na Figura 67. Os dois principais fatores a serem observados seriam o comportamento friccional ou coesivo e a influência na dilatância do material. A adição de cimento torna o rejeito com características coesivas, enquanto que a fibra ressalta as características friccionalis devido à interação partícula-filamento.

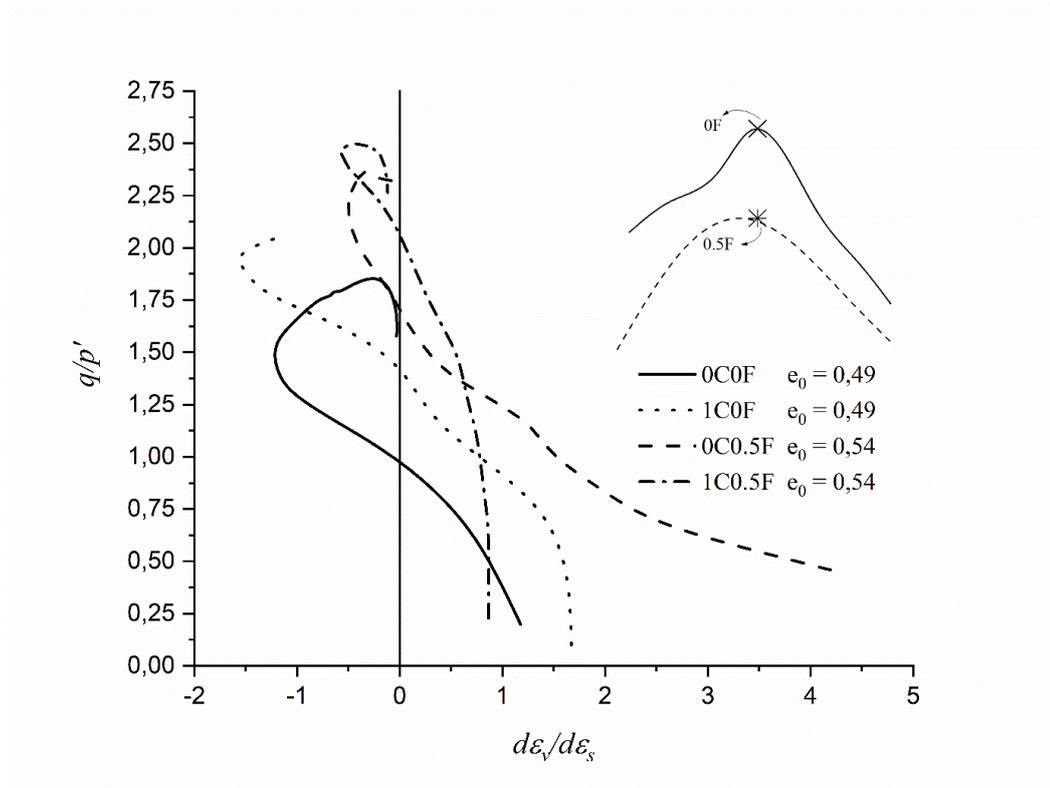


Figura 67: Comparação das curvas tensão-dilatância com diferentes condições de cimentação e fibras para o ponto ótimo das curvas de compactação

O ângulo de dilatância máximo ( $\psi$ ) é fortemente influenciado pela presença desses materiais no rejeito. A Figura 68 apresenta a relação do  $\psi$  com o teor de cimento e o teor de fibras. Percebe-se o aumento do ângulo com a adição de cimento e a redução com a adição de fibras. Além disso, o aumento do ângulo de dilatância ocorre de forma praticamente proporcional ao aumentar o teor de cimento, independente da adição de fibras, para os teores de cimento estudados (0% e 1%). O ângulo de dilatância foi calculado através da seguinte equação:

$$\arctan \psi = -\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s}$$

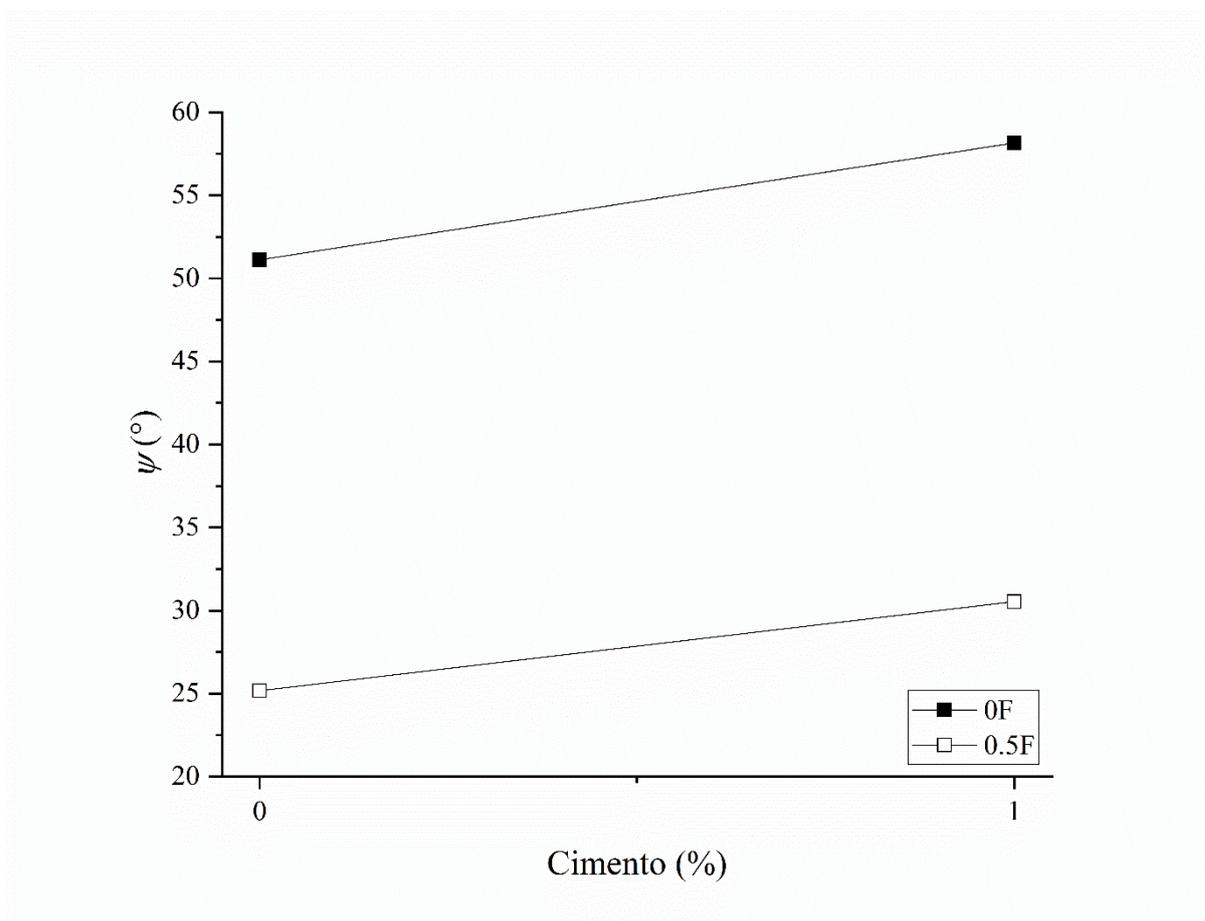


Figura 68: Ângulo de dilatância ( $\psi$ ) em função do teor de cimento e o teor de fibras

#### 4.2.5.2 Análise da absorção de energia

Além da análise mecânica realizada no item anterior, a seguir será discutida a relação dos índices  $I_B$ ,  $I_{fc}$  e da capacidade de absorção de energia ( $E_D$ ) do composto com os pontos da curva de compactação. A Figura 69 apresenta o  $I_B$  (índice de fragilidade) com base nos pontos analisados para cada caso de cimentação e reforço. De forma geral, o mesmo padrão observado para o rejeito cimentado (1C0F) na compressão simples (Figura 42), também foi observado no triaxial, pelo fato de seguirem a mesma tendência (*strain-softening* e ramo seco mais resistente). Por outro lado, o rejeito cimentado e reforçado (1C0.5F) não apresentou o mesmo padrão entre os ensaios, devido às tendências divergentes obtidas (*strain-hardening* e ramo seco mais resistente, na compressão simples e elástico perfeitamente plástico e ponto ótimo mais resistente no triaxial, provavelmente associada à correção de área e tipo de drenagem).

Além disso, na Figura 69, é possível perceber que o material 0C0.5F não apresentou fragilidade alguma, indicando o comportamento de *strain-hardening*, em que  $I_B = 0$ , independentemente do ponto de moldagem no plano  $\gamma_d \times w$ . O  $I_B$  está diretamente ligado com a formação de plano ao longo do cisalhamento, portanto, mesmo em corpos de prova sofrendo embarrigamento no decorrer do ensaio, é possível a ocorrência de planos fracos preferenciais, induzindo a formação do plano. Esse processo ocorreu no ponto úmido do material reforçado e cimentado (1C0.5F) indicado e preenchido pela cor vermelha na Figura 69, pela fibra facilitar a formação desses planos fracos (LI *et al.*, 2023). Porém, por extrapolação (demarcada pela linha pontilhada na Figura 70), foi possível realizar a análise a seguir.

Exceto no material reforçado não cimentado, em todos os outros casos (1C0F, 0C0F e 1C0.5F), o ponto que apresentou maior resistência de pico foi aquele que apresentou maior  $I_B$ . Conformemente, o  $I_B$  tende a reduzir com a redução da resistência de pico, em que o ponto úmido (menor resistência) apresenta o menor valor de  $I_B$  em todos os casos, levando em consideração a ressalva feita anteriormente da formação do plano no ramo úmido do 1C0.5F.

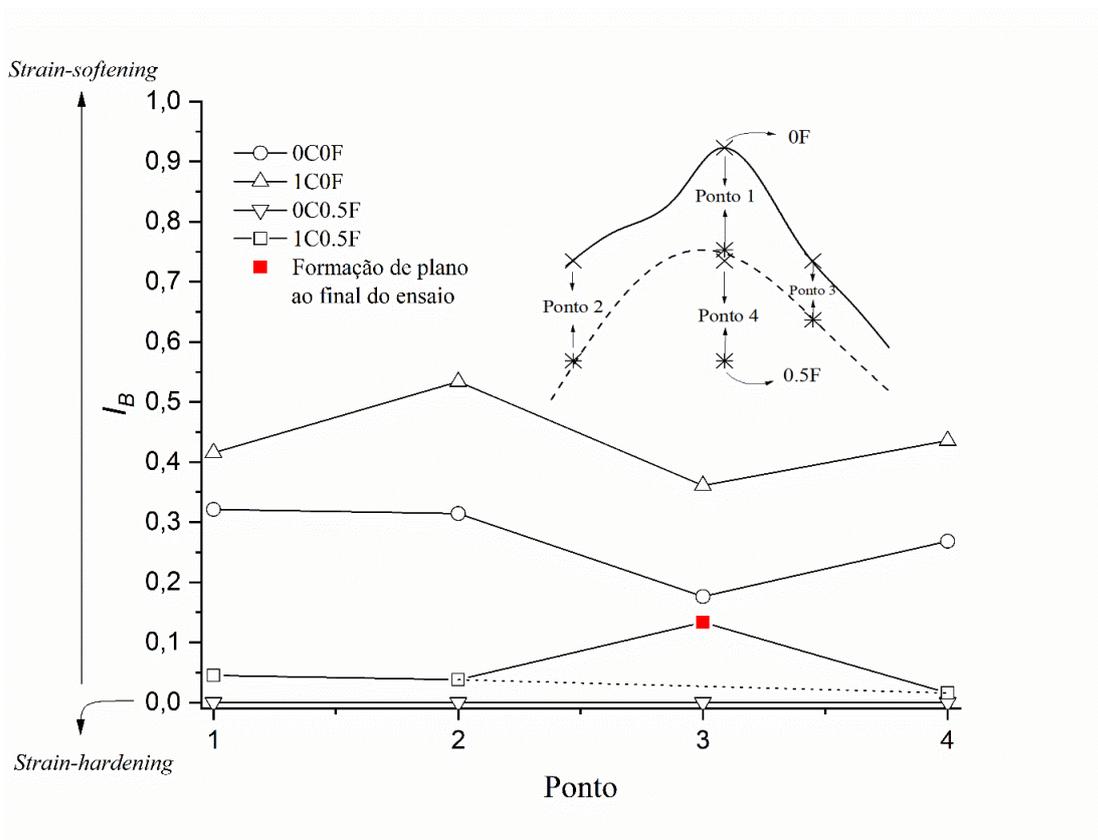


Figura 69: Índice de fragilidade ( $I_B$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra

Em relação ao efeito da fibra no ganho de resistência do composto, o índice fibra-cimento ( $I_{fc}$ ) foi utilizado para todos os pontos do plano de compactação e as condições de cimentação e reforço na Figura 70. Os três casos (1C0F, 1C0.5F e 0C0.5F) foram analisados em função do rejeito puro (0C0F), com base na (Eq. 4.2). Para o material que sofreu *strain-hardening*, foi adotado o valor final do ensaio (maior  $q$ ).

$$I_{fc} = \frac{q_{\text{máx}XC YF}}{q_{\text{máx}0C0F}} \quad (4.2)$$

Onde,

X: teor de cimento (0 ou 1);

Y: teor de fibra (0 ou 0,5).

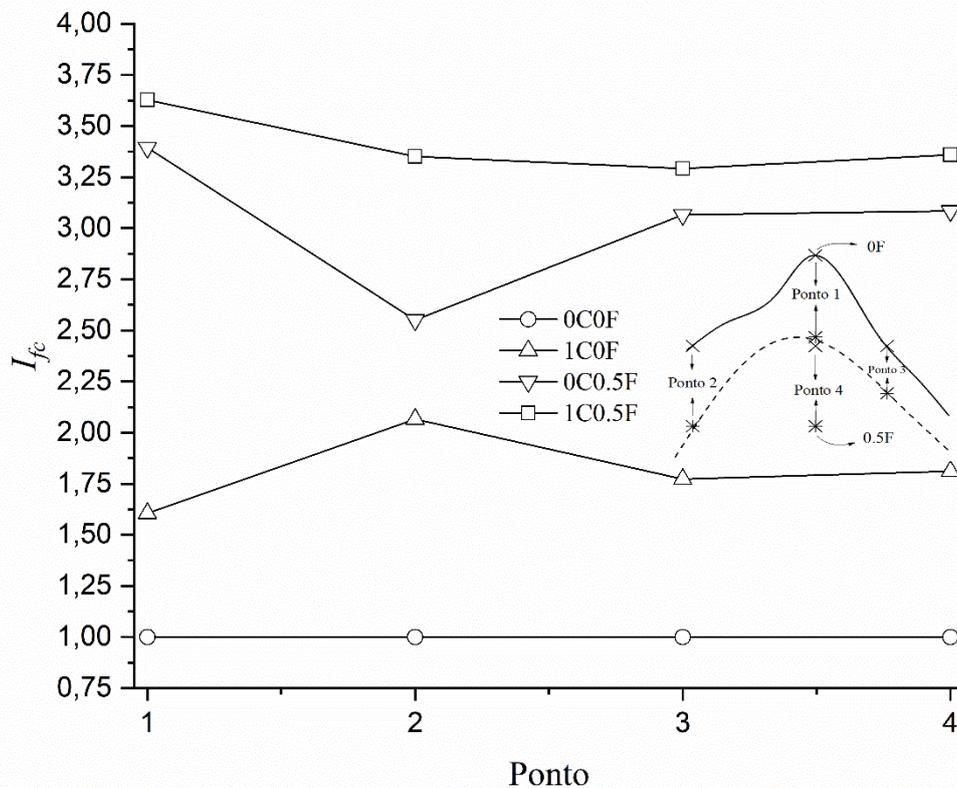


Figura 70: Índice fibra cimento ( $I_{fc}$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra

Para todos os casos, a condição de moldagem que apresentou maior resistência (Ponto 1 para 1C0.5F e 0C0.5F, e Ponto 2 para 1C0F) foi o que apresentou maior valor de  $I_{fc}$ , indicando que tanto as fibras, quanto o cimento apresentaram maior performance nessas respectivas condições de moldagem. Ainda se percebe que, tratando puramente de tensão desvio máxima, o uso isolado do cimento não é vantajoso para casos práticos, tendo em vista que as fibras com ou sem cimento apresentaram  $I_{fc}$  elevados e similares. Esse fato indica que o uso das fibras para fins práticos de disposição de rejeitos em pilhas é mais favorável, quando comparada com o cimento.

A análise da tenacidade (i.e., capacidade de absorção de energia) foi feita e apresentada na Figura 71, considerando  $\epsilon_a = 15\%$  em todos os casos ( $E_{D15\%}$ ). A tenacidade é a área abaixo das curvas tensão deformação, representada pela propriedade do material gastar energia durante a deformação. Percebe-se menores valores de  $E_{D15\%}$  para o caso 0C0F e 1C0F, associado à formação de plano durante o ensaio, reduzindo a capacidade de absorção após o pico. Percebe-

se também um  $E_{D15\%}$  quase constante para 0C0F e 1C0F, devido à pequenas variações na resistência de pico (Figura 44 e Figura 49, respectivamente), sendo levemente ressaltado os pontos de maior resistência (Ponto 1 e Ponto 2, respectivamente).

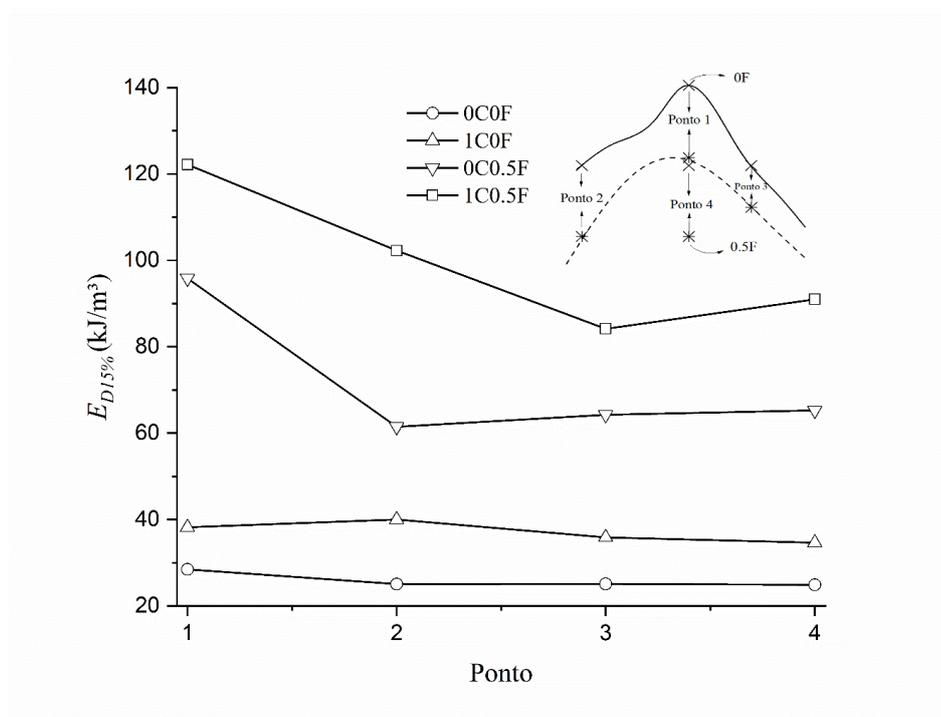


Figura 71: Módulo de tenacidade para 15% da deformação axial ( $E_{D15\%}$ ) em função do ponto nas curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra

Já nos casos da adição de fibras, 1C0.5F e 0C0.5F, o Ponto 1, que apresentou maior resistência, evidencia maior valor de capacidade de absorção de energia. Por mais que essas duas situações apresentem resistência final similares (Figura 64), o efeito da adição de cimento tem grande importância na absorção inicial de energia devido à maior rigidez proporcionada pelas ligações cimentantes.

A evolução da capacidade de absorção de energia ao longo do cisalhamento pode ser verificada pela normalização ( $E_D/E_{D15\%}$ ) na Figura 72 para o ramo seco da curva de compactação. Percebe-se um aumento crescente em todos os casos, porém a adição de cimento ao rejeito puro infere uma mudança brusca na inclinação da curva, associado ao comportamento frágil evidenciado na curva tensão deformação.

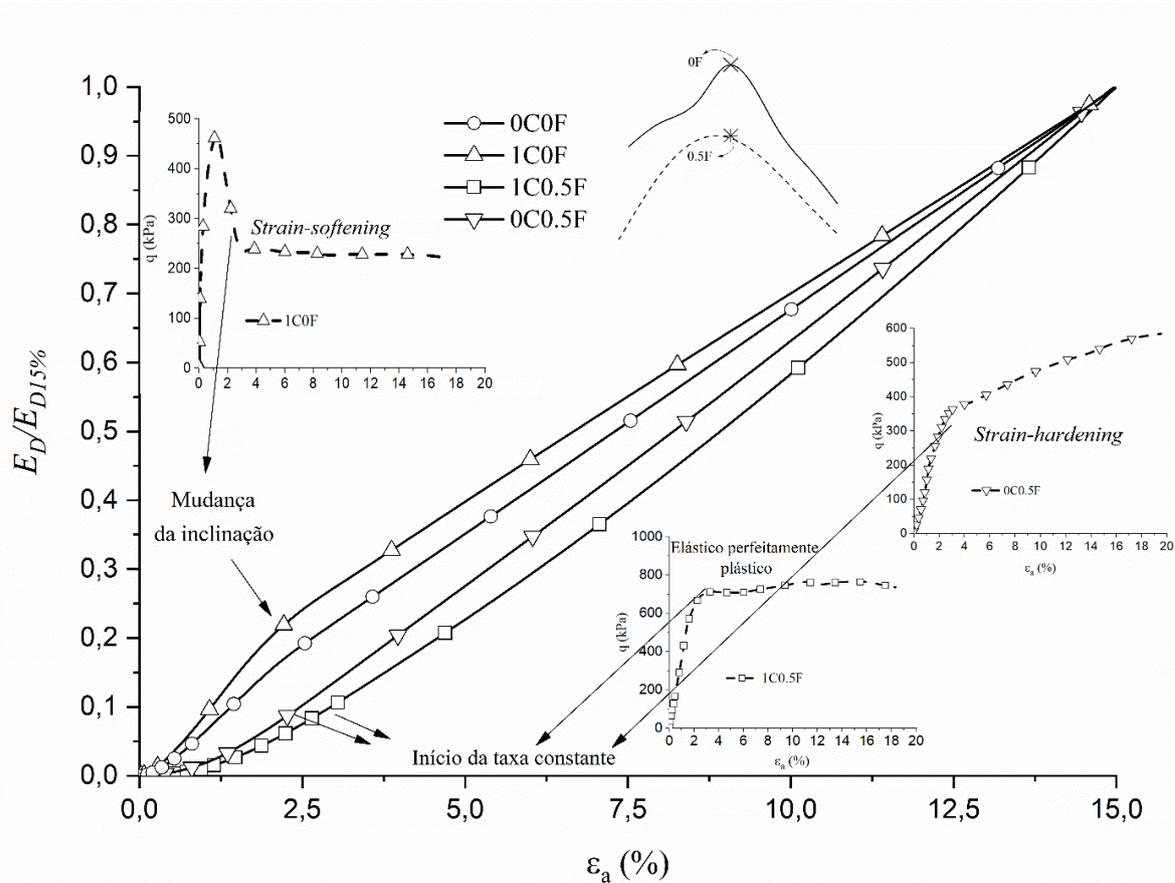


Figura 72: Módulo de tenacidade normalizado para 15% da deformação axial ( $E_D/E_{D15\%}$ ) para o ponto ótimo das curvas de compactação para as diferentes condições de cimento e fibra

No caso da adição de cimento no rejeito reforçado, tem-se um comportamento inverso: a evolução da capacidade absorção de energia é mais suave inicialmente e, posteriormente, segue em uma taxa quase constante. Isso indica que, no caso 1C0F, grande parte da  $E_{D15\%}$  foi consumida imediatamente no início do cisalhamento devido a mobilização das ligações cimentantes. Após a quebra, o valor constante de resistência implica no aumento quase constante de  $E_D/E_{D15\%}$ . Por outro lado, no caso 1C0.5F, a evidência de um comportamento elástico perfeitamente plástico inibe o efeito da cimentação na análise evolutiva de  $E_D$ , por atingir uma resistência aproximadamente constante em baixas deformações ( $\epsilon_a = 3\%$ ) sem presença de picos pronunciados. Dessa forma, a partir de  $\epsilon_a = 3\%$  a taxa de  $E_D/E_{D15\%}$  segue constante. No caso da adição de fibras 0C0.5F, essa taxa constante é percebida próximo de  $\epsilon_a = 2,5\%$ , onde ocorre a mudança de inclinação da curva tensão-deformação, indicando um *strain-hardening* praticamente linear. O pico menos pronunciado no caso 0C0F não indicou uma mudança brusca da inclinação como no caso 1C0F, evidenciado uma taxa de  $E_D/E_{D15\%}$  aproximadamente constante ao longo do cisalhamento.

## 5 CONCLUSÕES

Após os ensaios de resistência à compressão simples e triaxiais CD executados e analisados, podem ser feitas as seguintes conclusões acerca do comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro com o uso de cimento e fibras:

- Rejeitos de minério de ferro cimentados reforçados e não reforçados em ensaios de resistência à compressão simples seguem o mesmo padrão de comportamento: quanto menor a umidade na curva de compactação, maior será a sua resistência e maior a sua rigidez, para o intervalo de peso específico aparente seco e umidade estudado neste trabalho;
- As fibras transformam completamente o comportamento de *strain-softening* do rejeito cimentado em um comportamento evidente de *strain-hardening* em baixos níveis de cimentação e reduzem a perda de resistência pós-pico em maiores teores de cimento. Portanto, misturas de rejeito cimentado-reforçado podem ser um geomaterial de extrema importância para construção de pilhas seguras;
- Os padrões de ruptura são completamente dependentes no teor de cimento, fibras e posição na curva de compactação: quanto maior o teor de cimento, com ou sem reforço de fibras, há a formação pronunciada de uma banda de cisalhamento. Enquanto que para menores teores de cimento e 0,5% de fibra resultam no embarrigamento do corpo de prova e sem evidências de formação de banda de cisalhamento. Além disso, amostras do ramo úmido da curva de compactação e com teores mais elevados de cimento apresentaram comportamento de *strain-hardening* e consequente embarrigamento, diferenciando dos outros pontos no ramo seco e no ponto ótimo;
- Os ensaios do rejeito de minério de ferro puro (sem cimento e sem fibra) ressaltaram que o ponto ótimo da curva de compactação apresenta maiores valores de resistência e rigidez inicial ( $e_a \cong 0,01\%$ ) seguido do ramo seco, do ponto abaixo do ponto ótimo (ponto médio) e do ramo úmido que apresentou a menor resistência. Portanto, o comportamento do rejeito puro é comandado pelo índice de vazios e pelo *fabric* formado após a compactação, influenciado pela hematita presente no rejeito;

- Diferentemente do encontrado para o rejeito puro, o rejeito cimentado apresentou maiores resistência e rigidez no ramo seco da curva de compactação, seguido pelo ótimo, ponto médio e ramo úmido. Esse comportamento foi atribuído a estrutura formada após a compactação em cada caso, evidenciando maiores efeitos da cimentação no ramo seco, devido ao *fabric* formado após compactação. Esses resultados foram também observados na análise tensão-dilatância, em que o ramo seco apresentou maior tendência coesiva em comparação com os outros pontos;
- Padrões diferentes de comportamento para o rejeito cimentado e reforçado foram observados no triaxial quando comparados com os ensaios de resistência à compressão simples: o ponto ótimo apresentou maiores resistência e rigidez do que o ramo seco, inversamente aos resultados encontrados na compressão simples. Essa divergência de comportamento pode ser atribuída ao tipo de drenagem: não drenado na compressão simples e drenado no triaxial;
- Para o rejeito reforçado, sem adição de cimento, seguiu-se o mesmo padrão obtido para o rejeito puro, em que o ponto ótimo apresentou maior resistência. Porém, pelo comportamento de *strain-hardening*, os pontos com  $\gamma_d$  similares e umidades diferentes, atingiram resistência aproximadamente iguais, em maiores deformações, enquanto que no início do cisalhamento, o ponto mais seco apresentou maior rigidez e resistência, indicando que o *fabric* resultado após a compactação com as fibras vai influenciar na interação entre grão-fibra especialmente no início do cisalhamento;
- Em maiores deformações, o rejeito reforçado e cimentado (1C0.5F), e o rejeito reforçado (0C0.5F), apresentaram a mesma resistência em todas as condições de moldagem no plano  $\gamma_d \times w$ . Esse comportamento indica que após a quebra das ligações cimentantes, as alterações no *fabric* devido a adição de cimento foram predominantemente destruídas durante o cisalhamento, proporcionando a formação de estrutura e *fabric* similares em altas deformações. Provavelmente, o baixo teor de cimento estaria influenciando essa tendência;
- A condição que o material apresentou maior resistência, seja cimentado, reforçado ou puro, também indicou maior capacidade de absorção de energia, apontando que tanto o intertravamento, quanto o cimento e fibra apresentaram maior performance nessas respectivas condições de moldagem. Além disso, o uso concomitante de cimento e fibras

aumenta consideravelmente a capacidade de absorção de energia do composto, tornando-se uma alternativa vantajosa para disposição do rejeito em pilhas;

- Independentemente se manter a mesma energia de compactação ou o mesmo índice de vazios, o *fabric* irá comandar o comportamento do material. A mesma energia de compactação fornecerá índice de vazios diferentes no ramo seco, úmido e ótimo, em que o menor índice de vazios apresentará maior resistência para todas as condições, exceto para o rejeito cimentado. Por outro lado, mantendo o mesmo índice de vazios, o comportamento altera com a variação da umidade, pelos diferentes arranjos formados nas respectivas condições.

#### ➤ SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Verificar a estrutura do material por microscopia eletrônica de varredura (MEV) e Porosimetria por Intrusão de Mercúrio (PIM) em todas as condições de cimentação, reforço e compactação estudadas neste trabalho, com o objetivo de validar as esquematizações propostas das estruturas e fabrics ao longo da curva de compactação;
- Realizar ensaios triaxiais CIU do material cimentado e reforçado, a fim de verificar se a condição de drenagem é o principal fator gerando divergência dos resultados nos ensaios triaxiais CID e RCS;
- Realizar ensaios triaxiais CID para as mesmas condições estudadas neste trabalho variando o teor de cimento e a tensão de confinamento, a fim de verificar se o mecanismo de deformação da fibra influencia na tendência observada.

## REFERÊNCIAS

AFRIN, H. A Review on Different Types Soil Stabilization Techniques. **International Journal of Transportation Engineering and Technology**, [s. l.], v. 3, n. 2, p. 19, 2017.

AL-AGHBARI, M. Y. ; MOHAMEDZEIN, Y. E.-A. ; TAHA, R. Stabilisation of desert sands using cement and cement dust. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, [s. l.], v. 162, n. 3, p. 145–151, 2009.

ARMSTRONG, M. ; PETTER, R. ; PETTER, C. Why have so many tailings dams failed in recent years?. **Resources Policy**, [s. l.], v. 63, p. 101412, 2019.

ASTM. **Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. [S. l.]: ASTM International, 2020a. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D2487-17>. Acesso em: 27 abr. 2023.

ASTM. **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for soils**: ASTM D7181. West Conshohocken, PA: ASTM D7181, 2020b. Norma técnica.

ASTM. **Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))**: ASTM D698. West Conshohocken, PA: ASTM D698, 2021a.

ASTM. **Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils**: ASTM D4318. West Conshohocken, PA: ASTM D4318, 2017.

ASTM. **Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis**. [S. l.]: ASTM International, 2021b. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D7928-21E1>. Acesso em: 28 abr. 2023.

ASTM. **Test Methods for Determination of Maximum Dry Unit Weight and Water Content Range for Effective Compaction of Granular Soils Using a Vibrating Hammer**. [S. l.]: ASTM International, 2020c. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D7382-20>. Acesso em: 27 abr. 2023.

ASTM. **Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))**. [S. l.]: ASTM International, 2021c. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D698-12R21>. Acesso em: 27 abr. 2023.

ASTM. **Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**. [S. l.]: ASTM International, 2016a. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D4254-16>. Acesso em: 27 abr. 2023.

ASTM. **Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer**. [S. l.]: ASTM International, 2016b. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D854-14>. Acesso em: 28 abr. 2023.

ASTM. **Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures**. [S. l.]: ASTM International, 2022. Disponível em: <http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?D5102-09>. Acesso em: 27 abr. 2023.

BARDEN, L. ; SIDES, G. R. Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 96, n. 4, p. 1171–1200, 1970.

BECKETT, C. ; CIANCIO, D. Effect of compaction water content on the strength of cement-stabilized rammed earth materials. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 51, n. 5, p. 583–590, 2014.

BISHOP, A. W. Progressive failure - with special reference to the mechanism causing it. *In: PROCEEDINGS GEOTECHNICAL CONFERENCE, 1967, Oslo. Anais [...].* Oslo: [s. n.], 1967. p. 142–150.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. [s. l.], v. 39, p. 859–863, 1959.

BISHOP, A. W. ; WESLEY, L. D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Géotechnique**, [s. l.], v. 25, n. 4, p. 657–670, 1975.

BOGUE, R. H. **The Chemistry of Portland Cement**. 2. ed. Universidade de Winsconsin: Reinhold publishing corporation, 1955.

BOLT, G. H. Physico-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays. **Géotechnique**, [s. l.], v. 6, n. 2, p. 86–93, 1956.

BOWKER, L. N. ; CHAMBERS, D. M. The Risk, Public Liability and Economics of Tailings Storage Facility Failures. [s. l.], p. 56, 2015.

BROOKS, R. M. Soil stabilization with fly ash and rice husk ash. [s. l.], v. 1, n. 3, 3, p. 209–217, 2009.

CACCIUTTOLO, C. ; VALENZUELA, F. Efficient Use of Water in Tailings Management: New Technologies and Environmental Strategies for the Future of Mining. **Water**, [s. l.], v. 14, n. 11, p. 1741, 2022.

CALDWELL, J. ; CRYSTAL, C. Filter-pressed tailings facility design, construction, and operating guidelines. [s. l.], 2015. Disponível em: <https://doi.library.ubc.ca/10.14288/1.0320844>. Acesso em: 13 jun. 2023.

CARNEIRO, A. ; FOURIE, A. Assessing the impacts of uncertain future closure costs when evaluating strategies for tailings management. **Journal of Cleaner Production**, [s. l.], v. 247, p. 119173, 2020.

CARVALHO, J. V. D. A. **Comportamento constitutivo de rejeito de minério de ferro filtrado e compactado**. 2023. 135 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023.

CARVALHO, J. V. D. A. *et al.* Evaluation of Strength Parameters for Application in Cemented Iron Ore Tailings Stacks. **Indian Geotechnical Journal**, [s. l.], 2023. Disponível em: <https://link.springer.com/10.1007/s40098-023-00712-9>. Acesso em: 13 jun. 2023.

CARVALHO, G. B. **Incidências de impactos decorrentes de acidentes com barragens de rejeito**. 2018. 207 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 2005. 243 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CASAGRANDE, M. D. T. ; COOP, M. R. ; CONSOLI, N. C. Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 132, n. 11, p. 1505–1508, 2006.

CHANG, T. ; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 118, n. 8, p. 1216–1233, 1992.

CHEN, Y.-C. ; HUNG, H.-Y. Evolution of Shear Modulus and Fabric During Shear Deformation. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 31, n. 4, p. 148–160, 1991.

CLOUGH, G. W. *et al.* Cemented Sands under Static Loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, [s. l.], v. 107, n. 6, p. 799–817, 1981.

CONSOLI, N. C. *et al.* A general relationship to estimate strength of fibre-reinforced cemented fine-grained soils. **Geosynthetics International**, [s. l.], v. 24, n. 4, p. 435–441, 2017a.

CONSOLI, N. C. *et al.* Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 127, n. 9, p. 774–782, 2001.

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**, [s. l.], v. 12, n. 2, p. 836, 2022.

CONSOLI, N. C. *et al.* Circular-Plate Load Tests on Bounded Cemented Layers above Weak Cohesive-Frictional Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 145, n. 10, p. 06019011, 2019.

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

CONSOLI, N. C. *et al.* Effect of material properties on the behaviour of sand—cement—fibre composites. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, [s. l.], v. 8, n. 2, p. 77–90, 2004.

CONSOLI, N. C. *et al.* Eggshell Produced Limes: Innovative Materials for Soil Stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 32, n. 11, p. 06020018, 2020.

CONSOLI, N. C. *et al.* Failure envelope of artificially cemented sand. **Géotechnique**, [s. l.], v. 62, n. 6, p. 543–547, 2012a.

CONSOLI, N. C. *et al.* Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 27, n. 3, p. 196–203, 2009.

CONSOLI, N. C. *et al.* Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007a.

CONSOLI, N. C. *et al.* Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 133, n. 11, p. 1466–1469, 2007b.

CONSOLI, N. C. *et al.* Uplift behavior of plates embedded in fiber-reinforced cement stabilized backfill. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 35, p. 107–111, 2012b.

CONSOLI, N. C. *et al.* Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 122, n. 3–4, p. 328–333, 2011.

CONSOLI, N. C. ; ARCARI BASSANI, M. A. ; FESTUGATO, L. Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 28, n. 4, p. 344–351, 2010.

CONSOLI, N. C. ; CASAGRANDE, M. D. T. ; COOP, M. R. Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. **Géotechnique**, [s. l.], v. 57, n. 9, p. 751–756, 2007.

CONSOLI, N. C. ; FESTUGATO, L. ; HEINECK, K. S. Strain-hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry. **Geosynthetics International**, [s. l.], v. 16, n. 2, p. 109–115, 2009.

CONSOLI, N. C. ; MORAES, R. R. ; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cemented Soil. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 25, n. 10, p. 1568–1573, 2013a.

CONSOLI, N. C. ; MORAES, R. R. ; FESTUGATO, L. Variables controlling strength of fibre-reinforced cemented soils. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, [s. l.], v. 166, n. 4, p. 221–232, 2013b.

CONSOLI, N. C. ; PRIETTO, P. D. M. ; ULBRICH, L. A. Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 124, n. 12, p. 1211–1214, 1998.

CONSOLI, N. C. ; PRIETTO, P. D. M. ; ULBRICH, L. A. The behaviour of a fibre-reinforced cemented soil. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, [s. l.], v. 3, n. 1, p. 21–30, 1999.

CONSOLI, N. C. ; ROSA, A. D. ; SALDANHA, R. B. Variables Governing Strength of Compacted Soil–Fly Ash–Lime Mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 23, n. 4, p. 432–440, 2011.

CONSOLI, N. C. ; TOMASI, L. F. ; VELOSO MARQUES, S. F. Cement-Enhancing Mechanical Behavior of Tailings Behind Upstream Tailings Dam for Safe Decommissioning. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 35, n. 5, p. 06023001, 2023.

CONSOLI, N. C. ; VENDRUSCOLO, M. A. ; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 129, n. 1, p. 96–101, 2003.

COOP, M. R. ; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, [s. l.], v. 43, n. 1, p. 53–67, 1993.

CORREIA, N. S. *et al.* Shear strength behavior of clayey soil reinforced with polypropylene fibers under drained and undrained conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 49, n. 5, p. 1419–1426, 2021.

CRISPIM, F. A. **Influência de variáveis de compactação na estrutura de solos: caracterização geotécnica, química, mineralógica e estrutural**. 2010. 145 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal de Visoça, Visoça, 2010.

CRISTELO, N. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. 2001. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade do Minho, Braga, 2001.

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

DAVIES, M. *et al.* Dewatered Tailings Practice - Trends and Observations. *In*: TAILINGS AND MINE WASTES, 2011, Londres. **Anais [...]**. Londres: CRC Press, 2011. p. 10.

DAVIES, M. Filtered dry stacked tailings : the fundamentals. [s. l.], 2011. Disponível em: <https://doi.library.ubc.ca/10.14288/1.0107683>. Acesso em: 13 jun. 2023.

DAVIES, M. ; VEILLETTE, M. F. Pogo project Alaska - tailings and water management for a cold region mine. *In*: CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY CONFERENCE, 2006, Vancouver, Canada. **Anais [...]**. Vancouver, Canada: [s. n.], 2006. p. 10.

DELAGE, P. *et al.* Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 33, n. 1, p. 150–158, 1996.

DIAMBRA, A. *et al.* Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands. **Géotechnique**, [s. l.], v. 57, n. 7, p. 623–628, 2007.

DIAMBRA, A. **Fibre reinforced sands : Experiments and constitutive modelling**. 2010. 266 f. - University of Bristol, Bristol, 2010.

DIAMBRA, A. *et al.* Fibre reinforced sands: from experiments to modelling and beyond. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, [s. l.], v. 37, n. 15, p. 2427–2455, 2013.

DIAMOND, S. Pore Size Distributions in Clays. **Clays and Clay Minerals**, [s. l.], v. 18, n. 1, p. 7–23, 1970.

EDRAKI, M. *et al.* Designing mine tailings for better environmental, social and economic outcomes: a review of alternative approaches. **Journal of Cleaner Production**, [s. l.], v. 84, p. 411–420, 2014.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. 224 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FESTUGATO, L. ; FOURIE, A. ; CONSOLI, N. C. Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. **Geotechnique Letters**, [s. l.], v. 3, n. 1, p. 5–12, 2013.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FOURIE, A. *et al.* Geotechnics of Mine Tailings: A State of the Art. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHICAL ENGINEERING, 2022, Sydney, Australia. Proceedings of the 20th ICSMGE*. Sydney, Australia: [s. n.], 2022.

GOMES, R. B. ; DE TOMI, G. ; ASSIS, P. S. Iron ore tailings dry stacking in Pau Branco mine, Brazil. **Journal of Materials Research and Technology**, [s. l.], v. 5, n. 4, p. 339–344, 2016.

GRAY, D. H. ; AL-REFEAI, T. Behavior of Fabric-Versus Fiber-Reinforced Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 112, n. 8, p. 804–820, 1986.

GRAY, D. H. ; MAHER, M. H. Admixture stabilization of sands with random fibers. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. Anais [...]*. Rio de Janeiro: Proceedings: Rotterdam, 1989. p. 1363–1366.

GRAY, D. H. ; OHASHI, H. Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 109, n. 3, p. 335–353, 1983.

GUNSON, A. J. *et al.* Reducing mine water requirements. **Journal of Cleaner Production**, [s. l.], v. 21, n. 1, p. 71–82, 2012.

HEINECK, K. S. ; COOP, M. R. ; CONSOLI, N. C. Effect of Microreinforcement of Soils from Very Small to Large Shear Strains. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 131, n. 8, p. 1024–1033, 2005.

HENDRY, M. T. *et al.* Effect of fibre content and structure on anisotropic elastic stiffness and shear strength of peat. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 49, n. 4, p. 403–415, 2012.

HERRIN, M. ; MITCHELL, H. A. **Lime-soil mixtures**. [S. l.]: Highway Research Board Bulletin, 1961.

HILF, J. W. Compacted Fill. *In: FANG, H.-Y. (org.). Foundation Engineering Handbook*. Boston, MA: Springer US, 1991. p. 249–316. Disponível em: [http://link.springer.com/10.1007/978-1-4615-3928-5\\_8](http://link.springer.com/10.1007/978-1-4615-3928-5_8). Acesso em: 13 jun. 2023.

HOLTZ, Robert. D. Compaction Concepts. *In: GUIDE TO EARTHWORKS CONSTRUCTION*. 1. ed. Washington, D. C., EUA: TRB State of Art Report, 1990. p. 113.

HORPIBULSUK, S. *et al.* Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 24, n. 10, p. 2011–2021, 2010.

IBRAIM, E. ; FOURMONT, S. Behaviour of Sand Reinforced with Fibres. *In: LING, H. I. et al. (org.). Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis*. Dordrecht:

Springer Netherlands, 2007. (Solid Mechanics and Its Applications). v. 146, p. 807–818. Disponível em: [http://link.springer.com/10.1007/978-1-4020-6146-2\\_60](http://link.springer.com/10.1007/978-1-4020-6146-2_60). Acesso em: 13 jun. 2023.

IBRAM. Exportação de minérios foi crucial para manter saldo da balança comercial positivo em 2021. *In*: IBRAM. 2022. Disponível em: <https://ibram.org.br/noticia/exportacao-minerios-saldo-balancacomercial-positivo-2021/>. Acesso em: 15 jun. 2023.

INGLES, O. G. ; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972.

ISLAM, K. ; MURAKAMI, S. Global-scale impact analysis of mine tailings dam failures: 1915–2020. **Global Environmental Change**, [s. l.], v. 70, p. 102361, 2021.

KNODEL, P. *et al.* Reinforcing Soil with Aligned and Randomly Oriented Metallic Fibers. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 14, n. 1, p. 78, 1991.

KONG, Y. *et al.* Stress–dilatancy relationship for fiber-reinforced sand and its modeling. **Acta Geotechnica**, [s. l.], v. 14, n. 6, p. 1871–1881, 2019.

KUMOR, L. A. ; KUMOR, M. K. Changes in Mechanical Parameters of Soil, Considering the Effect of Additional Compaction of Embankment. **Transportation Research Procedia**, [s. l.], v. 14, p. 787–796, 2016.

LA ROCHELLE, P. *et al.* Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. *In*: DONAGHE, R. ; CHANEY, R. ; SILVER, M. (org.). **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1988. p. 715-715–717. Disponível em: <http://www.astm.org/doiLink.cgi?STP29110S>. Acesso em: 13 jun. 2023.

LADD, R. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 16, 1978.

LADE, P. **Triaxial testing of soils**. Hoboken: John Wiley ; Sons Inc, 2016.

LADE, P. V. ; TRADS, N. The role of cementation in the behaviour of cemented soils. **Geotechnical Research**, [s. l.], v. 1, n. 4, p. 111–132, 2014.

LAMBE, T. W. The Engineering Behavior of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 84, n. 2, 1958a. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSFEAQ.0000115>. Acesso em: 13 jun. 2023.

LAMBE, T. W. The Structure of Compacted Clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 84, n. 2, 1958b. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSFEAQ.0000114>. Acesso em: 27 abr. 2023.

LAMBE, T. W. ; WHITMANN, R. **Soil Mechanics**. Nova Iorque: John Wiley ; Sons Inc, 1979.

LEONIDA, C. How to make filtered tailings feasible. **Engineering and Mining Journal**, [s. l.], v. 1, n. 1, 2020. Disponível em: <https://www.e-mj.com/features/how-to-make-filtered-tailings-feasible/>.

LEROUÉIL, S. ; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, [s. l.], v. 40, n. 3, p. 467–488, 1990.

LI, J. ; CAO, S. ; YILMAZ, E. Analyzing the microstructure of cemented fills adding polypropylene-glass fibers with X-ray micro-computed tomography. **Journal of Materials Research and Technology**, [s. l.], v. 27, p. 2627–2640, 2023.

LIU, J. *et al.* Stabilization of sand using different types of short fibers and organic polymer. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 253, p. 119164, 2020.

LUPO, J. ; HALL, J. **Tailings and mine waste '10: proceedings of the 14th International Conference on Tailings and Mine Waste, Vail, Colorado, USA, 17 - 20 October 2010**. Boca Raton, Fla.: CRC Press, 2011.

LUZ, A. B. ; LINS, F. A. F. Introdução ao Tratamento de Minérios. **CETEM/MCT**, [s. l.], n. 5, p. 1–21, 2010.

MAFESSOLI, M. **Comportamento mecânico de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento Portland**. 2022. 180 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

MAGISTRIS, F. S. D. ; TATSUOKA, F. Effects of Moulding Water Content on the Stress-Strain Behaviour of a Compacted Silty Sand. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 44, n. 2, p. 85–101, 2004.

MAHER, M. H. ; GRAY, D. H. Static Response of Sands Reinforced with Randomly Distributed Fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 116, n. 11, p. 1661–1677, 1990.

MAHER, M. H. ; HO, Y. C. Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 120, n. 8, p. 1381–1393, 1994.

MALLMANN, J. E. C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesadas com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. 1996. 150 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

MARCIALIS, A. ; MASSIDDA, L. ; SANNA, U. Low temperature steam curing hydration of lime-fly-ash compacts. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 13, n. 6, p. 887–894, 1983.

MCGOWN, A. ; ANDRAWES, K. Z. ; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. **Géotechnique**, [s. l.], v. 28, n. 3, p. 327–346, 1978.

MCGOWN, A. ; COLLINS, K. The microfabrics of some expansive and collapsing soils. *In: PROCEEDINGS OF 5TH PANAMERICAN CONFERENCE, 1975*. **Anais [...]**. [S. l.: s. n.], 1975. p. 323–332.

MESQUITA, P. P. D. ; CARVALHO, P. S. L. ; OGANDO, L. D. Desenvolvimento e inovação em mineração e metais. **BNDES Setorial**, [s. l.], v. 43, n. 1, p. 325–361, 2016.

MICHALOWSKI, R. L. ; ČERMÁK, J. Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 129, n. 2, p. 125–136, 2003.

MICHALOWSKI, R. L. ; ZHAO, A. Failure of Fiber-Reinforced Granular Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 122, n. 3, p. 226–234, 1996.

MITCHELL, J. K. THE FABRIC OF NATURAL CLAYS AND ITS RELATION TO ENGINEERING PROPERTIES. [s. l.], v. 35, p. 693–713, 1956.

MITCHELL, J. K. ; EL-JACK, S. A. The Fabric of Soil-Cement and Its Formation. **Clays and Clay Minerals**, [s. l.], v. 14, n. 1, p. 297–305, 1966.

MITCHELL, J. M. ; JARDINE, F. M. **A Guide do Ground Treatment**. 1. ed. Londres: CIRIA publication, 2002. v. 1

MITCHELL, J. K. ; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. Nova Iorque: John Wiley ; Sons Inc, 2005.

MONTANI, J. L. ; PORNILLOS, E. ; MUNOZ, H. Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application of dry stacking tailings deposits – state-of-the-art. *In: 16TH INTERNATIONAL SEMINAR ON PASTE AND THICKENED TAILINGS*, 2013. **Anais [...]**. [S. l.: s. n.], 2013. p. 249–260. Disponível em: [https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1363\\_19\\_Munoz/](https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1363_19_Munoz/). Acesso em: 13 jun. 2023.

MORGENSTERN, N. R. *et al.* **Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach, Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel**. British Columbia: [s. n.], 2015.

MUDD, G. M. ; BOGER, D. V. The ever growing case for paste and thickened tailings—towards more sustainable mine waste management. **Journal of Australian Inst. Mineral and Metall**, [s. l.], v. 2, p. 56–59, 2013.

OLANIYAN, O. S. *et al.* Soil Stabilization Techniques Using Sodium Hydroxide Additives. **International Journal of Civil ; Environmental Engineering**, [s. l.], v. 11, n. 6, p. 9–22, 2011.

PROCTOR, Ralph. R. Fundamental Principles of Soil Compaction. *In: Nova Iorque: Engineering New Record*, 1933. v. 111, p. 20–28.

RAHMAN, I. U. *et al.* Characterization of engineering properties of weak subgrade soils with different pozzolanic ; cementitious additives. **Case Studies in Construction Materials**, [s. l.], v. 15, p. e00676, 2021.

RANJAN, G. ; VASAN, R. M. ; CHARAN, H. D. Probabilistic Analysis of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 122, n. 6, p. 419–426, 1996.

RICO, M. *et al.* Reported tailings dam failures. **Journal of Hazardous Materials**, [s. l.], v. 152, n. 2, p. 846–852, 2008.

ROBERTSON, P. K. *et al.* **Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I**. Brumadinho: [s. n.], 2019.

SALDANHA, R. B. *et al.* Modelling the influence of density, curing time, amounts of lime and sodium chloride on the durability of compacted geopolymers monolithic walls. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 136, p. 65–72, 2017.

SANTIAGO, C. C. Estabilização de solos. *In: O SOLO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO*. 2. ed. Salvador, Bahia: EDUFBA, 2001. (, v. 6).

SANTOS, A. P. S. dos. **Estudo do comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob altas pressões**. 2008. 170 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SANTOS, A. P. S. dos *et al.* High-Pressure Isotropic Compression Tests on Fiber-Reinforced Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 136, n. 6, p. 885–890, 2010.

SANTOS, A. P. S. ; CONSOLI, N. C. ; BAUDET, B. A. The mechanics of fibre-reinforced sand. **Géotechnique**, [s. l.], v. 60, n. 10, p. 791–799, 2010.

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Adjusted porosity/cement index : mechanical behavior and microstructure over a wide range of dosages**. 2022. 223 f. Doutorado em Geotecnia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

SCHNAID, F. The Ninth James K. Mitchell Lecture: On The Geomechanics and Geocharacterization of Tailings. **ISSMGE**, [s. l.], 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.53243/ISC2020-501>. Acesso em: 27 abr. 2023.

SCHNAID, F. ; PRIETTO, P. D. M. ; CONSOLI, N. C. Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 127, n. 10, p. 857–868, 2001.

SEED, H. B. ; CHAN, C. K. Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 85, n. 5, p. 87–128, 1959.

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**, [s. l.], v. 349, p. 128770, 2022.

SHEWBRIDGE, S. E. ; SITAR, N. Deformation Characteristics of Reinforced Sand in Direct Shear. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 115, n. 8, p. 1134–1147, 1989.

SILVA, J. P. D. S. *et al.* Influence of compaction on small-strain shear modulus of iron ore tailings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 175, n. 2, p. 247–260, 2022.

SILVANI, C. *et al.* Brackish water in swelling soil stabilization with lime and sugarcane bagasse ash (SCBA). **Soils and Rocks**, [s. l.], v. 46, n. 3, p. e2023010022, 2023.

SILVANI, C. *et al.* Sand-Fly Ash-Lime Blends: Mechanical Behavior under Multiaxial Stress Condition. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 34, n. 5, p. 04022059, 2022.

SINGH, S. *et al.* On the modelling of stress-dilatancy behavior in weakly cemented sands. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 63, n. 4, p. 101328, 2023.

SOUZA, A. H. D. *et al.* Mineralogical Characterization Applied to Iron Ore Tailings from the Desliming Stage with Emphasis on Quantitative Electron Microscopy (Qem). **Materials Research**, [s. l.], v. 24, n. 3, p. e20190677, 2021.

SPITZ, K. ; TRUDINGER, J. **Mining and the environment: from ore to metal**. Second edition. Boca Raton: CRC Press, 2019.

SRIDHARAN, A. ; ALTSCHAEFFL, A. G. ; DIAMOND, S. Pore Size Distribution Studies. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 97, n. 5, p. 771–787, 1971.

TAN, T.-S. *et al.* Innovative Approaches to Land Reclamation in Singapore. *In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ADVANCES IN GROUND TECHNOLOGY ; GEO-INFORMATION*, 2011. **International Symposium on Advances in Ground Technology ; Geo-Information**. [S. l.]: Research Publishing Services, 2011. p. 85–102. Disponível em: [http://rpsonline.com.sg/proceedings/9789810701888/html/978-981-07-0188-8\\_P176.xml](http://rpsonline.com.sg/proceedings/9789810701888/html/978-981-07-0188-8_P176.xml). Acesso em: 13 jun. 2023.

TANG, C. *et al.* Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 25, n. 3, p. 194–202, 2007.

TANG, C.-S. ; SHI, B. ; ZHAO, L.-Z. Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 28, n. 1, p. 54–62, 2010.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. 2. ed. Nova Iorque: Thomas Telford, 1997.

TAYLOR, G. D. **Materials in Construction: An Introduction**. 0. ed. [S. l.]: Routledge, 1994. Disponível em: <https://www.taylorfrancis.com/books/9781317879022>. Acesso em: 13 jun. 2023.

TENÓRIO, E. **Controle da expansão de solos com resíduo de mármore e cal**. 2019. 108 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2019.

TRAUTZ, M. Das Gesetz der Reaktionsgeschwindigkeit und der Gleichgewichte in Gasen. Bestätigung der Additivität von  $C_v - 3/2R$ . Neue Bestimmung der Integrationskonstanten und der Moleküldurchmesser. **Zeitschrift für anorganische und allgemeine Chemie**, [s. l.], v. 96, n. 1, p. 1–28, 1916.

ULRICH, B. Practical thoughts regarding filtered tailings. *In: 22ND INTERNATIONAL CONFERENCE ON PASTE, THICKENED AND FILTERED TAILINGS*, 2019. **Anais [...]**. [S. l.: s. n.], 2019. p. 71–79. Disponível em: [https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1910\\_01\\_Ulrich/](https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1910_01_Ulrich/). Acesso em: 13 jun. 2023.

ULRICH, B. ; COFFIN, J. Considerations for tailings facility design and operation using filtered tailings. *In: 16TH INTERNATIONAL SEMINAR ON PASTE AND THICKENED TAILINGS*, 2013. **Anais [...]**. [S. l.: s. n.], 2013. p. 201–210. Disponível em: [https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1363\\_15\\_Ulrich/](https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1363_15_Ulrich/). Acesso em: 13 jun. 2023.

VIDAL, H. The principle of reinforced earth. **Highway Research Record**, [s. l.], v. 282, n. 1, p. 1–16, 1969.

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**, [s. l.], p. S1674775522002396, 2022.

WANG, Y.-H. ; LEUNG, S.-C. A particulate-scale investigation of cemented sand behavior. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 45, n. 1, p. 29–44, 2008.

WANG, H. ; NI, W. ; YUAN, K. Mechanical properties, microstructural evolution, and environmental impacts of recycled polypropylene fiber stabilized loess. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 400, p. 132850, 2023.

WEI, J. **Experimental investigation of the behavior of fibre-reinforced sand**. 2013. M.Phil. - The Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Kowloon, Hong Kong, 2013. Disponível em: <http://lbezone.ust.hk/bib/b1254402>. Acesso em: 13 jun. 2023.

YAO, K. *et al.* Generalized hyperbolic formula capturing curing period effect on strength and stiffness of cemented clay. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 199, p. 63–71, 2019.

YAO, C. *et al.* Influences of Tailings Particle Size on Overtopping Tailings Dam Failures. **Mine Water and the Environment**, [s. l.], v. 40, n. 1, p. 174–188, 2021.

YEO, J. Y. ; KIM, S. Y. ; LEE, J.-S. Compressibility and small strain stiffness characteristics of silt-hematite mixtures. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 325, p. 107282, 2023.

YI, X. W. ; MA, G. W. ; FOURIE, A. Compressive behaviour of fibre-reinforced cemented paste backfill. **Geotextiles and Geomembranes**, [s. l.], v. 43, n. 3, p. 207–215, 2015.

ZHANG, Z. *et al.* Endowing strength to calcium silicate hydrate (C-S-H) powder by high pressure mechanical compaction. **Cement and Concrete Research**, [s. l.], v. 159, p. 106858, 2022.