

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

**Comportamento multiaxial de um rejeito de mineração cimentado reforçado com
fibras**

Andressa da Silva

Porto Alegre
2024

ANDRESSA DA SILVA

**COMPORTAMENTO MULTIAXIAL DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO
CIMENTADO REFORÇADO COM FIBRAS**

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

Orientador: Lucas Festugato

Porto Alegre

2024

CIP - Catalogação na Publicação

Silva, Andressa
Comportamento multiaxial de um rejeito de mineração
cimentado reforçado com fibras / Andressa Silva. --
2024.
215 f.
Orientador: Lucas Festugato.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2024.

1. rejeito de mineração. 2. true triaxial. 3.
porosidade/teor volumétrico de cimento. 4. hollow
cylinder torsional. I. Festugato, Lucas, orient. II.
Título.

ANDRESSA DA SILVA

**COMPORTAMENTO MULTIAXIAL DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO
CIMENTADO REFORÇADO COM FIBRAS**

Esta tese foi julgada adequada como pré-requisito para a obtenção do título de DOUTORA EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador.

Porto Alegre, 23 de abril de 2024

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela UFRGS
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli
PhD pela Concordia University (Canada)

Prof. Erdin Ibraim
PhD pela Université de Lyon

Prof. Carina Silvani
Dra. pela UFRGS

Dedico este trabalho à minha família, que sempre
me apoiou em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Dr. Lucas Festugato, pela orientação, apoio e motivação durante o desenvolvimento deste trabalho. Obrigada por contribuir com o desenvolvimento dessa pesquisa e no meu crescimento como cientista.

Aos meus pais, que sempre estiveram presentes ao longo da minha trajetória acadêmica, apoiando e incentivando nos momentos bons e ruins. Obrigada por sempre acreditarem em mim!

Às minhas irmãs maravilhosas, pelo apoio durante toda esta fase e por me aguentar em meio a crises de ansiedade. De perto ou de longe, vocês são demais!

Aos meus amigos queridos que estão sempre presentes em minha vida, obrigada por aguentarem sem entender nada tantas fotos no grupo de ensaios que deram certo, os que deram errado, as reclamações e as comemorações.

To all my friends from Bristol (and all around the world). My time in the city wouldn't be as good if you were not there with me. Luiza, Isabella, Niki, Ayantika, Sampurna, Hanneen, Yara, and everyone else I met this year and who were part of my life, thank you for giving me the support and friendship I needed. Love you all!

To Professor Erdin Ibraim and Professor Andrea Diambra, thank you for all the support during my time in Bristol. Your ideas were very important for the development of this work and contributed greatly to my development as a scientist.

Aos colegas de doutorado e do LEGG, que tornaram a vida um pouco mais alegre ao longo dos últimos anos. Em especial aos meus colegas que trabalharam juntamente no projeto, Gustavo e João, obrigada pela parceria em todas as centenas de CPs moldados e testados.

Meus sinceros agradecimentos a Capes e ao CNPq pela concessão das bolsas de estudos, nacional e internacional, que possibilitaram a minha dedicação exclusiva para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço, por fim, a todos que tornaram possível este trabalho e contribuíram para minha formação como doutora.

A ciência descreve as coisas como são; a arte, como
são sentidas, como se sente que são.

Fernando Pessoa

RESUMO

SILVA, A. **Comportamento multiaxial de um rejeito de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2024. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A atividade mineradora tem grande importância no cenário mundial e nacional, contribuindo amplamente para o desenvolvimento econômico dos países. Entretanto, o aumento da produção de minério leva ao aumento da geração de resíduos oriundos da prática de extração e beneficiamento dele. Esses resíduos, chamados de rejeito de minério, necessitam ser depositados após o aproveitamento do minério. Devido ao grande volume de rejeitos, o aumento da altura das barragens de contenção de rejeito levanta preocupações quanto a segurança dessas estruturas. Devido a complexidade dos carregamentos nessas estruturas, o programa experimental desta pesquisa foi desenvolvido para a avaliação do comportamento multiaxial de um rejeito de minério de ferro cimentado e reforçado com fibras. Foram executadas misturas para realização de ensaios de resistência não confinada contendo rejeito acrescido de cimento Portland nos teores de 3%, 5% e 7%, 0% e 0,5% de fibras e peso específico aparente seco de 17,5 kN/m³, 19 kN/m³, 20,5 kN/m³ e 22 kN/m³. Para as misturas nos ensaios *True Triaxial* e *Hollow Cylinder*, foram realizados ensaios com teor de cimento 2,43% e 2,66%, 0% e 0,5% de fibras e peso específico aparente seco de 17,5 kN/m³. Os resultados obtidos mostraram que a utilização de cimento e fibras contribuiu positivamente para o aumento da resistência não confinada das amostras e que a relação porosidade/teor volumétrico de cimento ($h/C_{iv}^{0,16}$) mostrou-se adequada para descrever o comportamento das misturas nesses ensaios. Nos ensaios *True Triaxial* foi possível observar diferentes comportamentos frente às mesmas solicitações para os materiais com inclusão de fibras e sem inclusão de fibras, mostrando que as amostras com fibras apresentaram tensão desviatória no momento da ruptura superior e deformações menores do que as encontradas em amostras sem inclusão de fibras. Nos ensaios *Hollow Cylinder Torsional* a inclusão de cimento e fibras alterou o comportamento do material evidenciada pelo aumento da tensão desvio ao final dos ensaios e um comportamento tensão/deformação distinto frente as solicitações multiaxiais.

Palavras-chave: rejeitos de mineração; *true triaxial*; cimentação; fibras; porosidade/teor volumétrico de cimento; *hollow cylinder torsional*.

ABSTRACT

SILVA, A. **Comportamento multiaxial de um rejeito de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2024. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The mining activity is of great importance on the global and national scenario, contributing widely to the world economic development. However, the increase of ore production leads to an increase of the generation of waste from the practice of extraction and processing of it. Those residues, called mine tailings, need to be deposited after the ore beneficiation process. Due to the large volume of tailings, the dams achieve heights that concern the society about the safety of those structures. Aiming at the deposition of those mine tailings in a safer way, the experimental program of this research was developed to evaluate the mechanical behavior of a cemented iron ore tailings and reinforced with fibers. In order to perform unconfined strength tests, mixtures in the contents of 3%, 5%, and 7%; 0% and 0.5% of fibers and specific weight of 17.5 kN/m³, 19 kN/m³, 20.5 kN/m³, and 22 kN/m³ were performed. For *True Triaxial* tests, mixtures with cement content of 2.43% and 2.66%; 0% and 0.5% of fibers and specific weight of 17.5 kN/m³ were performed. The results showed that the use of cement and fibers contributed positively to the increase of the unconfined strength of the samples, and that the porosity/volumetric cement content ratio ($\eta/C_{iv}^{0.16}$) was adequate to describe the behavior of the mixtures in those tests. In *True Triaxial* tests, different behaviors were observed in response to the same solicitations between materials with and without fiber inclusion, with fiber-included samples exhibiting higher deviatoric stress at failure and lower deformations compared to samples without fiber inclusion. In *Hollow Cylinder Torsional* tests, the inclusion of cement and fibers altered the material's response, evidenced by increased deviatoric stress at the end of tests and a distinct stress/strain behavior under multiaxial solicitations.

Key words: *mine tailings; true triaxial; cementation; fibers; porosity/volumetric content of cement index, hollow cylinder torsional.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVO GERAL	17
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO	19
2.1.1 Problemática dos rejeitos de mineração	20
2.1.2 Classificação dos rejeitos de mineração	21
2.1.3 Métodos de disposição de rejeito	23
2.1.3.1 Alçamento à montante	23
2.1.3.2 Alçamento à jusante	24
2.1.3.3 Alçamento de linha de centro	24
2.1.3.4 Pilhas de rejeito seco	25
2.1.4 Rejeito de minério de ferro	28
2.1.5 Propriedades geotécnicas dos rejeitos de mineração	31
2.1.5.1 Análise granulométrica	32
2.1.5.2 Propriedades físicas	33
2.1.5.3 Características químicas e mineralógicas	35
2.1.5.4 Compressibilidade	36
2.1.5.5 Condutividade hidráulica	38
2.1.5.6 Resposta cisalhante e parâmetros de resistência	40
2.2 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	41
2.2.1 Mistura de solo-cimento	42

2.2.2 Efeitos das variáveis do solo-cimento	43
2.2.2.1 Efeito do cimento	43
2.2.2.2 Efeito da porosidade	43
2.2.2.3 Efeito do teor de umidade	44
2.2.2.4 Relação água/cimento	45
2.2.3 Parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento	45
2.2.4 Resistência ao cisalhamento de solos artificialmente cimentados	48
2.3 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS	51
2.3.1 Tipos de fibras empregadas em solos reforçados	52
2.3.1.1 Fibras naturais	52
2.3.1.2 Fibras poliméricas	53
2.3.1.3 Fibras minerais	54
2.3.1.4 Fibras metálicas	55
2.3.2 Alterações na resistência ao cisalhamento	55
2.4 CRITÉRIOS DE RUPTURA	56
2.4.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	56
2.4.2 Critério de ruptura de Drucker-Prager	57
2.4.3 Critério de ruptura de Lade	58
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	60
3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS	60
3.2 MATERIAIS	61
3.2.1 Rejeito de mineração de ferro	61
3.2.2 Cimento	62
3.2.3 Fibras de polipropileno	63
3.2.4 Água	64
3.3 MÉTODOS	64

3.3.1	Preparação das amostras e cura	64
3.3.1.1	Moldagem das amostras de resistência não confinada	64
3.3.1.2	Moldagem das amostras de <i>True Triaxial</i>	65
3.3.1.3	Moldagem das amostras <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	66
3.3.2	Critérios de aceitação da amostra	67
3.3.3	Ensaio	68
3.3.3.1	Ensaio de resistência não-confinada	68
3.3.3.2	Ensaio <i>True Triaxial</i>	69
3.3.3.3	Ensaio <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	76
3.3.3.3.1	Estado de deformações em uma amostra <i>Hollow Cylinder</i>	81
3.3.3.3.2	Tensões não uniformizadas	82
3.3.3.3.3	Influência da membrana	86
3.3.3.3.4	Equipamento <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	91
3.3.3.3.5	Equipamento auxiliar	97
3.3.3.3.6	Sistema de medição de pequenas deformações	99
3.3.3.3.7	Procedimento do ensaio <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	104
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	108
4.1	ENSAIOS NÃO-CONFINADOS	108
4.1.1	Resistência à compressão simples	108
4.1.1.1	Rejeito de minério de ferro cimentado	108
4.1.1.2	Rejeito de minério de ferro cimentado reforçado com fibras	111
4.1.2	Resistência à tração na compressão diametral	114
4.1.2.1	Rejeito de minério de ferro cimentado	115
4.1.1.2	Rejeito de minério de ferro cimentado reforçado com fibras	118
4.1.3	Comparativo entre q_u e q_t	121
4.1.3	Comparativo entre amostras cimentadas com e sem inclusão de fibras ..	123

4.2 ENSAIOS <i>TRUE TRIAXIAL</i>	126
4.2.1 Ensaios <i>True Triaxial</i> com material cimentado	126
4.2.2 Ensaios <i>True Triaxial</i> com material cimentado reforçado com fibras	134
4.2.3 Ensaios <i>True Triaxial</i> com material sem cimentação	142
4.2.4 Comparativo entre amostras não cimentadas e cimentadas com e sem inclusão de fibras	151
4.2.5 Critérios de ruptura	155
4.3 ENSAIOS <i>HOLLOW CYLINDER TORSIONAL</i>	158
4.3.1 Amostras cimentadas	158
4.3.2 Amostras cimentadas reforçadas com fibras	162
4.3.3 Amostras não cimentadas	165
4.3.4 Comparações entre as misturas estudadas	168
4.3.5 Critérios de ruptura	178
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	180
5.1 CONCLUSÕES	180
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	181
REFERÊNCIAS	183

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do processo de lavra e beneficiamento do minério	22
Figura 2.2 – Barragem de alteamento à montante	24
Figura 2.3 – Barragem de alteamento à jusante	24
Figura 2.4 – Barragem de alteamento linha de centro	25
Figura 2.5 – Seção transversal de uma pilha de rejeito seco	26
Figura 2.6 – Pilha de rejeito seco cimentado e compactado	28
Figura 2.7 – Influência do teor de umidade na resistência à compressão simples	44
Figura 2.8 – Influência do fator água/cimento em relação à resistência à compressão simples	45
Figura 2.9 – Relação da resistência à compressão simples pelo fator vazios/cimento	46
Figura 2.10 – Variação da resistência a partir do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento	48
Figura 2.11 – Envoltória de Mohr	49
Figura 2.12 – Comportamento de areias submetidas a ensaio triaxial	50
Figura 2.13 – Representação do critério de Mohr-Coulomb no plano (a) (σ, τ) e (b) octaédrico	57
Figura 2.14 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (em azul) e Drucker-Prager (em vermelho) no plano octaédrico	58
Figura 2.15 – Critério de ruptura de Lade e Kim no plano (a) biaxial e (b) triaxial	59
Figura 3.1 – Granulometria do material em estudo e comparação com materiais semelhantes presentes na literatura	63
Figura 3.2 – Evolução da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento	64
Figura 3.3 – Molde e amostra <i>True Triaxial</i>	65

Figura 3.4 – Moldagem e montagem de uma amostra <i>Hollow Cylinder</i>	67
Figura 3.5 – Ensaios de compressão não confinada: (a) compressão simples; (b) compressão diametral	69
Figura 3.6 – Esquema do equipamento de triaxial verdadeiro	70
Figura 3.7 – Representação das tensões principais no plano octaédrico	71
Figura 3.8 – Superfície de falha real e ajustada à modelos existentes	73
Figura 3.9 - Esquema de controle e monitoramento do equipamento true triaxial antes da implementação do sistema de contrapressão	74
Figura 3.10 - Configuração do equipamento após a implementação da contrapressão	75
Figura 3.11 - Definição do estado de forças e tensões em uma amostra <i>Hollow Cylinder</i> : (a) Carregamentos na superfície; (b) componentes de tensão; (c) tensões principais médias em um elemento representativo da parede da amostra	77
Figura 3.12 Relação entre tensões aplicadas e tensões principais utilizando o círculo de Mohr	79
Figura 3.13 - Definições usadas para não uniformidade das tensões	83
Figura 3.14 - Tensões elásticas nas paredes, (a) tensão normal média 300 kPa, $R=\sigma_1'/\sigma_3'=3$, $b=0$, $\alpha=45^\circ$; (b) tensão normal média 300 kPa, $R=\sigma_1'/\sigma_3'=3$, $b=0,5$, $\alpha_\sigma=0^\circ$	84
Figura 3.15 - Coleção de dimensões de amostras <i>Hollow Cylinder</i>	86
Figura 3.16 - Ampliação da parede da amostra de <i>Hollow Cylinder</i> : penetração da membrana induzida pelas pressões interna (P_i) e externa (P_e)	87
Figura 3.17 - Relações lineares de penetração da membrana: (a) tensão lateral efetiva σ_3 e penetração da membrana unitária Δv_m ; (b) tamanho da partícula d e inclinação S das curvas de penetração da membrana	88
Figura 3.18 - Esquematização do equipamento <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	91
Figura 3.19– Equipamento <i>Hollow Cylinder Torsional</i> localizado no laboratório de geomecânica da <i>University of Bristol</i>	92

Figura 3.20 – (a) regulador de pressão manual e (b) dispositivos de interface ar-água (ou "bladders)	93
Figura 3.21 - (a) Célula de carga submersível, (b) LVDT e (c) RCDT localizado no topo da célula de confinamento	94
Figura 3.22 - (a) Transdutor de pressão eletrônico e (b) medidores de pressão interna, externa e contrapressão	95
Figura 3.23 - Medidor volumétrico de (a) variação do volume da amostra e (b) variação do volume da câmara interna	96
Figura 3.24 - Equipamento para a preparação de amostras <i>Hollow Cylinder</i>	98
Figura 3.25 - Representação esquemática do efeito da corrente Eddy entre o sensor e um material condutivo	100
Figura 3.26 – Representação esquemática do sistema de medição de deformações montado ao redor da amostra	101
Figura 3.27 – Deflexão da parte central da amostra nas direções (a) e (b) circunferencial; (c) axial e (d) radial	103
Figura 3.28 – Câmara utilizada no ensaio <i>Hollow Cylinder Torsional</i>	104
Figura 3.29 – (a) Peças impressas em 3D para o posicionamento dos anéis; (b) posicionamento do anel inferior e (c) posicionamento do anel superior	105
Figura 3.30 – (a) Medida da distância entre os anéis; (b) medida da distância radial ao alvo e (c) amostra pronta para o início do teste	105
Figura 4.1 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em função da porcentagem de cimento.....	109
Figura 4.2 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em relação à porosidade	110
Figura 4.3 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento	111
Figura 4.4 - Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em função da porcentagem de cimento	112

Figura 4.5 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em relação à porosidade	113
Figura 4.6 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento	114
Figura 4.7 – Tensão x deslocamento de uma amostra com adição de fibras	115
Figura 4.8 – Resistência à tração do rejeito cimentado em função da porcentagem de cimento	116
Figura 4.9 – Resistência à tração do rejeito cimentado em relação à porosidade	117
Figura 4.10 – Resistência à tração do rejeito cimentado em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento	118
Figura 4.11 – Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em função da porcentagem de cimento	119
Figura 4.12 – Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em relação à porosidade	120
Figura 4.13 – Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento	121
Figura 4.14 – Comparativo da resistência à tração e compressão do rejeito de minério de ferro cimentado	122
Figura 4.15 – Comparativo entre resistência à tração e compressão do rejeito cimentado reforçado com fibras	123
Figura 4.16 – Comparação da resistência à compressão de amostras cimentadas e cimentadas com inclusão de fibras	124
Figura 4.17 – Comparação da resistência à tração na compressão diametral de amostras cimentadas e cimentadas com inclusão de fibras	125
Figura 4.18 – Amostras de rejeito cimentado após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°	127
Figura 4.19 – Tensão distorcional em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	128

Figura 4.20 – Tensão distorcional em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°	129
Figura 4.21– Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	130
Figura 4.22– Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°	131
Figura 4.23 – Trajetórias de tensão planificadas para os diferentes ângulos de Lode nos ensaios realizados em rejeito cimentado	132
Figura 4.24 – Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito cimentado	133
Figura 4.25 – Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado	134
Figura 4.26 – Amostras de rejeito cimentado reforçado com fibras após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°	135
Figura 4.27 – Deformações nas diferentes direções nos ensaios com material cimentado reforçado com fibras com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	136
Figura 4.28 – Deformações nas diferentes direções nos ensaios com material cimentado reforçado com fibras com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (d) 180°	137
Figura 4.29– Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com fibras com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	138
Figura 4.30– Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com fibras com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°	139
Figura 4.31 – Trajetórias de tensão planificadas para os diferentes ângulos de Lode nos ensaios realizados em rejeito cimentado reforçado com fibras	140

Figura 4.32 – Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito cimentado reforçado com fibras	141
Figura 4.33 – Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado reforçado com fibras	142
Figura 4.34– Amostras de rejeito sem cimentação após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°	143
Figura 4.35 – Tensão distorcional em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	144
Figura 4.36 – Tensão distorcional em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de Lode (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°	145
Figura 4.37– Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°	146
Figura 4.38– Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°	147
Figura 4.39 – Trajetórias de tensão planificadas para os diferentes ângulos de carregamento nos ensaios realizados em rejeito cimentado reforçado com fibras	148
Figura 4.40 – Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito não cimentado	149
Figura 4.41 – Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado	150
Figura 4.42 – Comparativo entre tensão x deformação das amostras não cimentadas, cimentadas e com adição de fibras com ângulo de Lode (a) 0°; (b) 30°; (c) 60°; (d) 90°	152
Figura 4.43 – Comparativo entre tensão x deformação das amostras não cimentadas, cimentadas e com adição de fibras com ângulo de Lode: (a) 120°; (b) 150°; (c) 180°	153
Figura 4.44 – Variação da tensão distorcional em relação ao ângulo de carregamento θ ...	155

Figura 4.45 – Critério de ruptura de Willam e Warnke (1975) aplicado aos resultados obtidos nos ensaios não cimentados, cimentados e cimentados com acréscimo de fibras	158
Figura 4.46 – Amostras <i>Hollow Cylinder</i> cimentadas após o cisalhamento	159
Figura 4.47 – Amostras cimentadas: (a) $p' \times q$; (b) $\varepsilon_q \times q$; (c) $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$; (d) $\varepsilon_q \times \varepsilon_v$; (e) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2 \times \tau_{z\theta}$; (f) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2p' \times \tau_{z\theta}/p'$	161
Figura 4.48 - Amostras <i>Hollow Cylinder</i> cimentadas com inclusão de fibras após o cisalhamento	162
Figura 4.49 – Amostras cimentadas reforçadas com fibras: (a) $p' \times q$; (b) $\varepsilon_q \times q$; (c) $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$; (d) $\varepsilon_q \times \varepsilon_v$; (e) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2 \times \tau_{z\theta}$; (f) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2p' \times \tau_{z\theta}/p'$	164
Figura 4.50 – Amostras não cimentadas submetidas ao Ensaio <i>Hollow Cylinder</i> Torsional: (a) 0° , (b) 30° , (c) 45° e (d) 90°	165
Figura 4.51 – Amostras não cimentadas: (a) $p' \times q$; (b) $\varepsilon_q \times q$; (c) $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$; (d) $\varepsilon_q \times \varepsilon_v$; (e) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2 \times \tau_{z\theta}$; (f) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2p' \times \tau_{z\theta}/p'$	167
Figura 4.52 – Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=0^\circ$	169
Figura 4.53 – Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=30^\circ$	171
Figura 4.54 – Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=45^\circ$	173
Figura 4.55 – Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=90^\circ$	175
Figura 4.56 – Tensão desviatória máxima em função do ângulo da direção da tensão principal	177
Figura 4.57 – Critério de ruptura de Lade para as amostras não cimentadas.	178
Figura 4.58 – Critérios de ruptura de Drucker-Prager, Lade e Matsuoka-Nakai para as amostras cimentadas e cimentada com inclusão de fibras	179

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades físicas do rejeito de minério de ferro	62
Tabela 3.2 – Trajetórias dos ensaios true triaxial	76
Tabela 3.2 – Equações das componentes de tensão e deformação de amostras <i>Hollow Cylinder</i>	78

LISTA DE SIGLAS

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANM – Agência Nacional de Mineração

ASTM – American Society for Testing and Materials

CP – Cimento Portland

CSN - Companhia Siderúrgica Nacional

HCTA – Hollow Cylinder Torsional Apparatus

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração

LEGG - Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LVDT – Transdutor de deslocamento

NBR – Norma Brasileira

NM – Norma Mercosul

PCA – *Portland Cement Association*

PT – Transdutor de pressão

RCS – Resistência à compressão simples

RCD – Resistência à compressão diametral

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

η – porosidade

C_{iv} – teor volumétrico de cimento

q_t – resistência à tração

q_u – resistência à compressão

e – índice de vazios

C_i – teor de cimento

τ – tensão cisalhante

c' – coesão

ϕ' – ângulo de atrito

σ_x – Tensão na direção x

σ_y – Tensão na direção y

σ_z – Tensão na direção z

σ_1 – Tensão principal maior

σ_2 – Tensão principal intermediária

σ_3 – Tensão principal menor

γ_d – massa específica aparente seca

γ – deformação cisalhante

R^2 – coeficiente de determinação

ω – teor de umidade

q – tensão desviatória

σ'_x – Tensão efetiva na direção x

σ'_y – Tensão efetiva na direção y

σ'_z – Tensão efetiva na direção z

ε_q – deformação desviatória

ε_x – deformação na direção x

ε_y – deformação na direção y

ε_z – deformação na direção z

σ_{oct} – Tensão normal octogonal

τ_{oct} – Tensão tangencial octagonal

θ – Ângulo de Lode

γ_{oct} – Deformação cisalhante octaédrica

ω - ângulo da direção da deformação no plano octaédrico

qx – componente x da trajetória de tensão no plano desviatório

qz - componente z da trajetória de tensão no plano desviatório

B – Parâmetro B de Skempton

D_{50} – diâmetro médio das partículas

P_i – Pressão interna

P_o – Pressão externa

p' – tensão efetiva média

p'_0 – tensão efetiva média inicial

ϵ_a – deformação axial

ϵ_v – deformação volumétrica

ϵ_z – deformação axial

ϵ_r – deformação radial

ϵ_θ – deformação circunferencial

$\gamma_{\theta z}$ – deformação cisalhante

θ - direção da tensão principal (célula cúbica)

α - direção da tensão principal (Hollow Cylinder)

σ_z – tensão axial

σ_r – tensão radial

σ_θ - tensão circunferencial

$\tau_{\theta z}$ – tensão cisalhante

1. INTRODUÇÃO

A atividade mineradora tem grande importância no cenário mundial e nacional, contribuindo amplamente para o desenvolvimento econômico dos países. De acordo com o Instituto Brasileiro de Mineração - IBRAM (2022), o setor mineral faturou no ano de 2021 cerca de 338,9 bilhões de reais, maior faturamento do setor na história e 62% superior ao faturamento de 2020. Dentre os diversos tipos de minério explorados no país, o minério de ferro representa 73,7% do total. Devido à crescente valorização dos minérios comercializados ao longo do tempo, o setor busca novas tecnologias visando a implementação de maiores plantas de exploração e, por consequência, o aumento da produção de minério.

O aumento da produção de minério leva ao aumento da geração de resíduos oriundos da prática de extração e beneficiamento dele. Esses resíduos, chamados de rejeito de minério, necessitam ser depositados após o aproveitamento do minério. Esses resíduos são comumente depositados em barragens de rejeitos, em muitos casos com barragens alteadas à montante. A exploração extensiva desses minérios levou à geração de grandes volumes de rejeitos, necessitando estruturas de contenção cada vez maiores. Devido ao método de alteamento à montante necessitar de muitos cuidados em relação à água no interior dessas barragens, o aumento das alturas delas leva a preocupações quanto a segurança dessas estruturas.

A ruptura da barragem de Fundão em Mariana (MG), em novembro de 2015, lançou mais de 50 milhões de metros cúbicos de rejeito no meio ambiente, que percorreu 650 quilômetros pelo vale do rio Doce, chegando à foz, no estado do Espírito Santo, e impactando o meio ambiente em todo seu percurso, sendo considerada a maior tragédia socioambiental do Brasil. A tragédia serviu de alerta quanto à segurança das barragens de rejeito de minério e a necessidade de investigação e estudo do comportamento desses materiais. Entretanto, em 2019, outra tragédia semelhante ocorreu, na mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho (MG), onde a barragem I, alteada à montante, rompeu de maneira semelhante à barragem rompida em 2015, lançando 11,7 milhões de metros cúbicos no meio ambiente e atingindo a área administrativa da empresa. Nesse contexto,

a preocupação com o método de disposição de rejeitos atingiu não somente o ramo da mineração, mas também a sociedade, devido à comoção causada pelos dois desastres.

Ainda, em meio à intensificação das preocupações socioambientais relacionadas à segurança das comunidades e à fragilidade dos ecossistemas, leis e normativas cada vez mais necessárias e rigorosas devem ser implementadas (Filho *et al.*, 2013). Após a tragédia em Brumadinho, foi aprovada a lei 23.291/2019, que trata do descomissionamento de barragens, que visa esvaziar as áreas que armazenam rejeitos, encerrando o uso da barragem e reincorporando a estrutura ao relevo e ao meio ambiente. Também em 2019, a Agência Nacional de Mineração (ANM) proibiu a construção de barragens com alteamento à montante no Brasil, fixando prazos em 2021 para descomissionamento de barragens já desativadas e 2023 para barragens ainda em funcionamento.

Após a implementação das novas leis e diretrizes e a crescente preocupação de que novas tragédias possam ocorrer, o setor de mineração vem buscando alternativas para a deposição de rejeitos. Dentre as alternativas, a disposição de rejeito “seco”, também chamado de rejeito filtrado, em pilhas (*dry stacking*) mostrou-se um método promissor, contribuindo com a segurança das estruturas devido ao controle de umidade e compactação (Lupo e Hall, 2010). Ainda, são propostas alternativas em que, além da compactação, é acrescido cimento nesse rejeito, visando aumentar a segurança, reduzindo a possibilidade de liquefação do material e melhorando as propriedades mecânicas da pilha (Consoli *et al.*, 2022).

Visto que o comportamento de pilhas de rejeito é complexo, sendo submetidos a diferentes estados de tensões durante sua construção e operação, o estudo do comportamento multiaxial do material se vê como uma necessidade. Além disso, a inclusão de materiais que potencialmente possam melhorar as propriedades geomecânicas dos materiais também são alvo de interesse. Visando a deposição desses rejeitos de minério de forma mais segura, o acréscimo de materiais cimentantes e fibras para melhorar as propriedades mecânicas vem sendo apresentados na literatura (e.g. Festugato *et al.*, 2013, 2015, Tomasi, 2019, Daronco, 2020, Consoli *et al.* 2022).

Devido à importância da compreensão do comportamento do comportamento dos rejeitos de mineração, o trabalho visa contribuir com a compreensão do comportamento mecânico multiaxial do rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento e reforçado com fibras.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da pesquisa é proporcionar um estudo aprofundado e robusto sobre o comportamento de um rejeito de minério de ferro estabilizado com cimento e reforçado com fibras, visando o aumento da estabilidade das estruturas formadas com rejeito.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- a) Caracterização do rejeito de minério de ferro, oriundo de uma pilha de rejeitos;
- b) Avaliação do comportamento mecânico não confinado das misturas, visando compreender a influência do teor de cimento e da compactação na resistência;
- c) Avaliação do comportamento mecânico de uma mistura, escolhida a partir dos ensaios não confinados, submetida à diversos tipos de carregamento com controle da tensão principal intermediária e da direção da tensão principal maior;
- d) Comparar os resultados obtidos com modelos constitutivos existentes que considerem as três tensões principais, verificando sua validade para o material;
- e) Propor uma metodologia de dosagem com uso de materiais cimentantes inovadores e fibras como alternativa para estabilização de rejeitos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é dividido em seis capítulos, sendo eles:

- Capítulo 1: apresenta uma introdução ao assunto a ser estudado e os objetivos visados a partir do programa experimental;
- Capítulo 2: aborda a revisão bibliográfica referente a rejeitos de mineração e a problemática envolvida, a estabilização de solos com a utilização de cimento Portland e solos reforçados com fibra, com enfoque no comportamento mecânico das misturas;

- Capítulo 3: é descrito o programa experimental, onde são mostradas as propriedades dos materiais utilizados (rejeito de minério de ferro, cimento Portland e fibras de polipropileno), as variáveis definidas através dos ensaios de caracterização, o método de moldagem dos diferentes tipos de amostras e os ensaios realizados (ensaios de compressão simples, diametral, *True Triaxial e Hollow Cylinder Torsional*);
- Capítulo 4: são expostos os resultados obtidos nos ensaios realizados e análises dos resultados obtidos em cada ensaio e a comparação do comportamento observado entre o rejeito de minério de ferro sem cimentação, cimentado e cimentado com inclusão de fibras;
- Capítulo 5: são abordadas as conclusões obtidas após a realização dos ensaios previstos no programa experimental e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo será abordada uma breve a revisão bibliográfica referente a rejeitos de mineração e a problemática envolvida, a estabilização de solos com a utilização de cimento Portland e solos reforçados com fibra, com enfoque no comportamento mecânico das misturas, e critérios de ruptura que podem ser utilizados para descrever os materiais cimentados e estabilizados com fibra.

2.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO

A mineração é a base da indústria moderna (QIU et al., 2019). Sendo a segunda indústria mais importante após a agricultura, ela fornece matérias-primas essenciais para a sociedade (GAYANA e CHANDA, 2018; JONES e BOGER, 2012; SAEDI, JAMSHIDI-ZANJANI e DARBAN, 2021). A extração mineral é uma atividade econômica crucial para o desenvolvimento dos países, especialmente aqueles com reservas minerais exploráveis e abundantes. Além de seu potencial para gerar riqueza, a mineração também cria empregos, aumenta a renda e desempenha um papel significativo na economia, especialmente através das exportações, contribuindo para o crescimento do PIB e estimulando o mercado em geral (GONELLA et al., 2015; HILSON, 2006; QUINTELAS, BECKER e MOURA, 2020; TOMASI, 2018; ZHANG et al., 2006). Globalmente, a indústria de mineração emprega cerca de 35 milhões de pessoas (NISHIJIMA e ROCHA, 2020).

No contexto brasileiro, a mineração desempenha um papel de extrema importância no avanço de várias regiões e, conseqüentemente, no progresso do país como um todo (TOMASI, 2018). Segundo o IBRAM (2015), o Brasil contava com um impressionante número de aproximadamente 7.626 empresas mineradoras em atividade no ano de 2015, abrangendo tanto aquelas operando sob o regime de concessão de lavra (para exploração mineral) quanto as operando sob o regime de licenciamento (em processo de regularização).

Embora a atividade mineradora seja crucial para o desenvolvimento econômico, é incontestável o impacto que ela causa no meio ambiente e até mesmo na sociedade. Em

geral, os metais desejados são encontrados em concentrações muito baixas, quando comparados aos minerais brutos. Como resultado, é necessário o processamento de grandes volumes de minerais para obter uma pequena quantidade, porém valiosa, desses metais. Esses enormes volumes de rejeitos devem ser adequadamente gerenciados devido às possíveis propriedades prejudiciais ao meio ambiente, visando garantir um nível maior de segurança e preservação ambiental, bem como o bem-estar da sociedade (FÖRSTNER, 1999; FYFE, 1981; HU et al., 2017; KOSSOFF et al., 2014; QUINTELAS, BECKER e MOURA, 2020; SAEDI, JAMSHIDI-ZANJANI e DARBAN, 2021; TOMASI, 2018).

Esses resíduos produzidos pelos processos de mineração e beneficiamento de minérios diferenciam-se de outros resíduos provenientes de atividade industrial. Essa diferença é dada pelo fato de existir uma parcela composta por resíduos provenientes da mineração (estéril) e uma parcela composta pelo material resultante do processo de beneficiamento (rejeito) (NIERWINSKY, 2019). Serão apresentados nesse item a problemática dos rejeitos oriundos do processo de mineração, os métodos de disposição desses rejeitos e as principais características geotécnicas do rejeito de minério de ferro.

2.1.1 Problemática dos rejeitos de mineração

Atualmente, o método de disposição de rejeitos de mineração mais utilizado consiste na deposição em barragens. Esse método consiste na disposição do rejeito na forma de polpa com a construção de estruturas de contenção. De acordo com o tipo e da finalidade dessas estruturas, elas podem ser construídas utilizando-se o próprio rejeito, juntamente com solos, material estéril e de empréstimo. No método convencional existe a necessidade de que a estrutura retenha (reserve) água (ALVES, 2020).

Fernandez-Iglesias et al. (2013) apontam que a disposição convencional de rejeitos tem como desvantagens o grande volume necessário para a disposição dos rejeitos, a necessidade de construção de estruturas de contenção como diques e barragens e o baixo potencial de recuperação da área.

Segundo Bedin (2010), rejeitos de mineração depositados em barragens seguem uma certa tendência em seus comportamentos, porém, cada material deve ser analisado separadamente, visto que são materiais heterogêneos, com características físicas, químicas e mineralógicas particulares. Visto que o processo de beneficiamento do minério através de processos físicos e químicos pode influenciar nas características do

material, os rejeitos não devem ser tratados como solos naturais, visto que não há correlação entre sua granulometria e formação mineralógica, resultando em comportamentos divergentes de materiais formados naturalmente. Dessa forma, entender os processos pelos quais os rejeitos em estudo foram produzidos, além dos seus métodos de transporte e disposição é fundamental no estudo do comportamento físico-químico e geomecânico dos materiais (PRAÇA, 2019).

2.1.2 Classificação dos rejeitos de mineração

Segundo Gomes (2009), os rejeitos podem ser classificados quanto ao teor de sólidos e consistência:

- Rejeito em polpa (*slurry*): rejeito que contém baixo teor de sólidos e que apresenta baixa ou nenhuma resistência ao transporte por gravidade ou via bombeamento;
- Rejeito espessado (*thickened tailings*): rejeito parcialmente desaguado e que apresenta consistência semelhante a polpa, sendo possível o transporte por bombeamento;
- Rejeito em pasta (*paste tailings*): rejeito espessado que apresenta consistência de pasta e que não flui naturalmente e não drena grande quantidade de água quando disposto no depósito final;
- Rejeito filtrado úmido (*wet cake tailings*): rejeito com aspecto de uma massa saturada ou quase-saturada não bombeável;
- Rejeitos filtrados secos (*dry cake tailings*): rejeito com aspecto de uma massa não saturada e não bombeável, contendo grau de saturação geralmente entre 70% e 85%.

O processo de extração e beneficiamento de minério, assim como o produto e resíduo gerados pelo processo são apresentados na Figura 2.1.

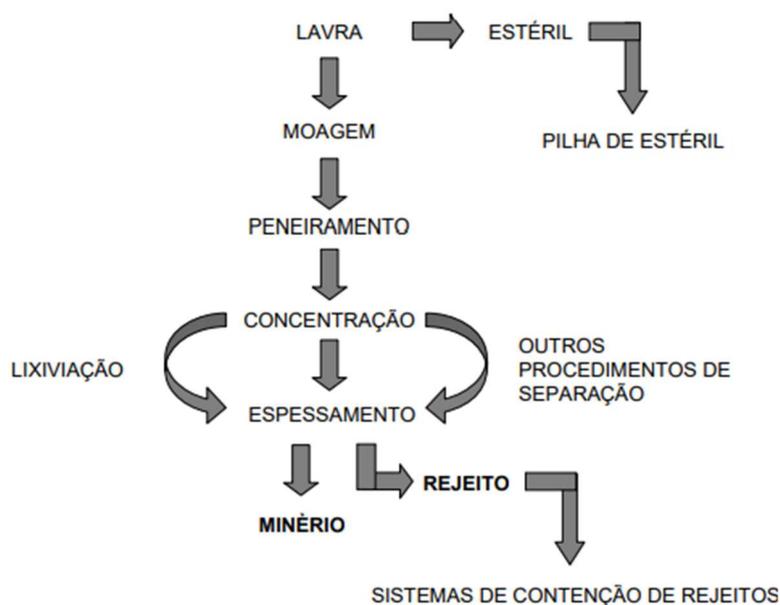


Figura 2.1 - Esquema do processo de lavra e beneficiamento do minério (Presotti, 2002).

Os rejeitos são materiais que geralmente apresentam características físicas, químicas, mineralógicas e mecânicas variáveis, em função do tipo de minério e do processo de beneficiamento aplicado. Esses materiais geralmente são de granulometria fina, porém de características irregulares devido aos processos ao longo da cadeia produtiva. Esses processos, de acordo com Luz et al. (2004), são caracterizados por:

- Cominuição: britagem e moagem;
- Peneiramento (separação por tamanhos) e classificação (cicloneamento, classificador espiral);
- Concentração: gravítica, eletromagnética, eletrostática, flotação;
- Desaguamento (deslamagem): hidrocicloneamento, espessamento, filtração;
- Secagem: secador rotativo, spray dryer, secador de leito fluidizado;
- Disposição do rejeito.

A atividade mineral sempre busca o aproveitamento máximo dos minerais durante a etapa de beneficiamento, entretanto isso não ocorre de modo que seja possível o aproveitamento total. Entretanto, os rejeitos são subprodutos não aproveitados após o processo de beneficiamento, necessitando a deposição nas barragens de rejeito. Somasundaran (1980)

classificou os rejeitos de minério conforme seu tamanho e comportamento no meio aquoso, classificando-os como:

- Grosso – partícula com tamanho médio superior a 1000 μm ;
- Fino – partículas que não são facilmente separáveis por processos físicos de concentração e cujo tamanho médio está compreendido entre 10 μm e 100 μm ;
- Ultrafino – partículas que não são facilmente separadas por processos convencionais de concentração e cujo tamanho médio está entre 1 μm e 10 μm ;
- Colóides – partículas cujo tamanho médio é inferior a 1 μm ;
- Lamas – misturas de colóides e ultrafinos naturais e aqueles gerados no processo de beneficiamento.

2.1.3 Métodos de disposição de rejeito

Devido ao grande volume de material gerado pelo processo de mineração, os resíduos devem ser depositados... O principal e mais tradicional método de deposição de rejeitos de mineração é caracterizado por barragens. O processo de alteamento de barragens pode ser realizado à montante, à jusante ou linha de centro. Além do método tradicional, atualmente a execução de pilhas de rejeito filtrado vem se tornando mais utilizado, visto que é um método mais seguro de deposição e que garante uma maior estabilidade.

2.1.3.1 Alteamento à montante

Os alteamentos acontecem de forma que os novos diques avançam sobre o rejeito depositado, tendo o próprio material como base de sustentação. Para garantir a segurança dessas estruturas, é necessário um rigoroso controle do nível freático visando manter o material próximo aos diques o mais drenado possível, visto que a liquefação é uma preocupação constante (OLIVEIRA FILHO E ABRÃO, 2015). Pode ser visualizado na Figura 2.2 um esquema de como se configura uma barragem com alteamento à montante.

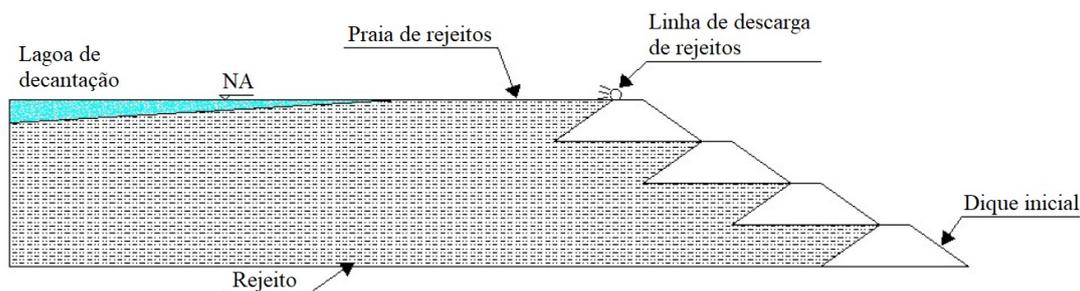


Figura 2.2 - Barragem de alteamento à montante (adaptado de Vick, 1983).

2.1.3.2 Alteamento à jusante

No método de disposição com alteamento à jusante, a construção dos diques ocorre para fora do depósito. Este método de alteamento requer maior volume de material para sua construção quando comparado com outros tipos de alteamento. Esse tipo de estrutura é compatível com elevadas taxas de alteamento e apresenta maior resistência à liquefação. A Figura 2.3 apresenta a configuração de uma barragem à jusante.

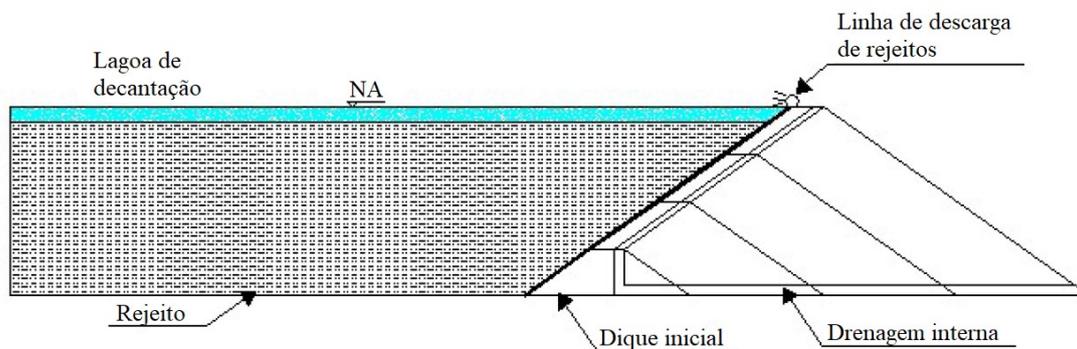


Figura 2.3 - Barragem de alteamento à jusante (adaptado de Vick, 1983).

2.1.3.3 Alteamento de linha de centro

No método de alteamento de linha de centro, as cristas dos sucessivos alteamentos são construídas de forma que fiquem alinhadas verticalmente. É um método que conjuga técnicas construtivas dos dois métodos anteriores, apresentando menor uso de material quando comparado ao alteamento à jusante e apresenta melhor controle da drenagem do

que quando comparado ao método à montante. Pode ser observado na Figura 2.4 um esquema de como é configurada uma barragem de linha de centro.

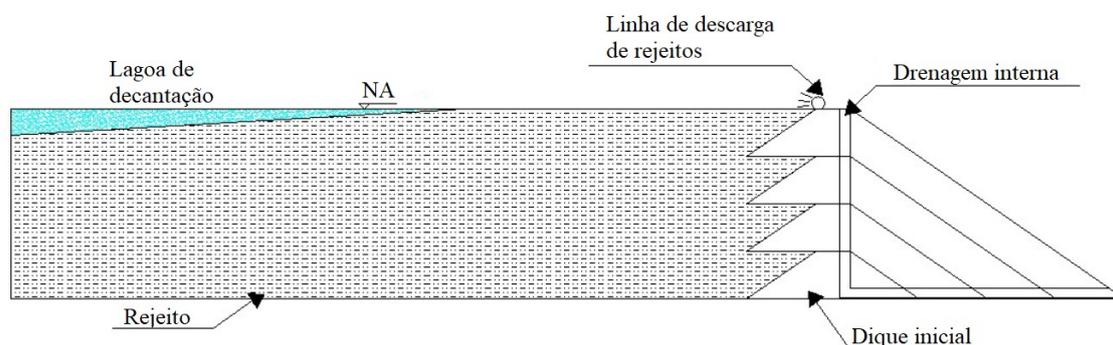


Figura 2.4 - Barragem de alteamento linha de centro (adaptado de Vick, 1983).

2.1.3.4 Pilhas de rejeito seco

As pilhas de rejeito seco, adotadas no Brasil como uma solução potencial para a redução do risco de rupturas de barragens, são constituídas essencialmente rejeito seco compactado formando pilhas de centenas de metros (CONSOLI *et al.*, 2022). Entretanto, o método de empilhamento drenado é adequado somente para rejeitos que apresentem coeficiente de permeabilidade que permita um fluxo de drenagem gravitacional e subvertical no interior do aterro, não sendo recomendado para rejeitos finos (OLIVEIRA-FILHO, 2015). Na Figura 2.5 é possível visualizar uma seção transversal generalizada de uma pilha, que é composta por uma zona estrutural compacta e uma zona não estrutural. A área periférica da pilha de rejeitos, conhecida como zona estrutural, é caracterizada pelo material compactado em um estado mais denso, enquanto o interior pode ser depositado em condições mais fofas. Uma vantagem desse método é a alta recuperação de água, que pode ser reutilizada em novos processos na usina (DAVIES, 2011; DAVIES *et al.*, 2011; LUPO e HALL, 2011). No entanto, rejeitos com altas porcentagens de minerais de argila (com tamanho inferior a 0,074 mm) - não apenas em termos de tamanho, mas também de mineralogia - tendem a dificultar a eficácia da filtração. Além disso, substâncias como betume residual (por exemplo, rejeitos de areia betuminosa) podem apresentar desafios específicos para a instalação de filtração (CRYSTAL, EZAMA e HORE, 2018; DAVIES, 2011).

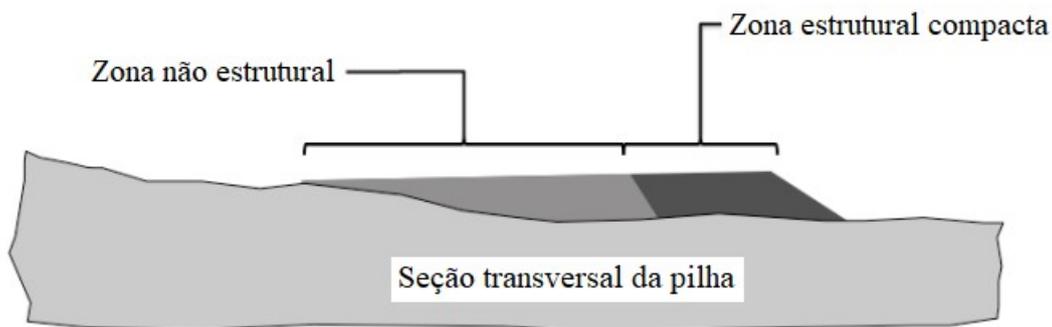


Figura 2.5 - Seção transversal de uma pilha de rejeito seco (adaptada de Lupo e Hall, 2010).

Crystal, Ezama e Hore (2018) propõem uma classificação das pilhas de rejeitos em duas zonas distintas: a zona estrutural compactada e a zona não estrutural. Na primeira, localizada na região externa do depósito, o material deve atender a critérios rigorosos de teor de umidade e compactação para garantir sua função estrutural. Já na zona interna, denominada não estrutural, os rejeitos são compostos por material de filtragem com teor de umidade próximo do ótimo (geralmente em torno de 15%), com saturação variando entre 70% e 85%. Esse teor de umidade permite o transporte por caminhões, esteiras ou correias, e a formação de uma pilha insaturada, densa e estável, após compactação com energia pré-estabelecida (DAVIES, 2011; LUPO e HALL, 2011). Carneiro et al. (2023) indicam que, no Brasil, essas estruturas podem atingir até 200 metros de altura para acomodar toda a geração de rejeitos, enquanto Consoli et al. (2023a) preveem estruturas com alturas superiores a 300 metros, compostas por material de granulometria mais fina e alto teor de umidade.

Davies (2011) e Oliveira-Filho e Abrão (2015) observam que a prática de dividir a pilha em duas zonas é particularmente vantajosa em regiões com estações chuvosas bem definidas. Durante a estação mais seca, os rejeitos são dispostos na parte externa do depósito e compactados de acordo com as especificações de aterro, semelhantes à construção de uma estrutura de contenção. Esses rejeitos compactados, localizados na zona estrutural, servem como suporte para conter os rejeitos filtrados que serão depositados na parte interna (zona não estrutural) da pilha durante a estação chuvosa. Na

zona não estrutural, o material é simplesmente lançado ou espalhado e pode ser moderadamente compactado na parte interna da pilha. Davies (2011) destaca a importância de considerar a trafegabilidade dos caminhões de transporte de rejeitos, especialmente durante os períodos chuvosos, quando a superfície da pilha pode se tornar intransitável. Além disso, o nível de compactação necessário para garantir a eficiência do tráfego dos caminhões geralmente é maior do que o necessário para atender aos critérios de estabilidade geotécnica da pilha. Portanto, o uso de caminhões requer um cuidado operacional adicional. Adicionalmente, Hore e Luppnow (2014) argumentam que o desenvolvimento progressivo da trafegabilidade deve ser planejado de acordo com a taxa de produção, garantindo que a velocidade de avanço do empilhador e do transportador esteja dentro das limitações práticas.

Durante a construção da pilha, é crucial considerar a taxa de elevação da altura do depósito, garantindo que seja adequada à intensidade do trabalho e permita tempo suficiente para a consolidação do material depositado e a dissipação do excesso de poropressão. Esse compromisso, aliado a uma rigorosa instrumentação e monitoramento, são fundamentais para mitigar os riscos de acidentes, especialmente porque um material saturado pode tornar a pilha suscetível à liquefação e a rupturas inesperadas. Portanto, é essencial prestar atenção às condições de drenagem, especialmente na base da pilha, onde o material depositado está úmido e a percolação de água, devido à construção das camadas subsequentes, pode levar à saturação das camadas inferiores (CRYSTAL, EZAMA e HORE, 2018; DAVIES, 2011).

Hawley e Cunning (2017) afirmam que há três tipos de geometria comumente aplicados às pilhas: vale, encosta e pirâmide, sendo esta última a mais prevalente. A escolha da geometria da pilha é determinada pela topografia do local e pelas características específicas do rejeito utilizado.

A utilização de pilhas para deposição de rejeitos ainda é um método muito recente e que muitos estudos ainda estão sendo desenvolvidos para melhorar a estabilidade e a aplicabilidade deste método. Consoli et al. (2022) apresentou a adição de cimento Portland no rejeito seco compactado, buscando ocupar menores áreas e maior estabilidade nas pilhas. O esquema proposto no trabalho pode ser visualizado na Figura 2.6.

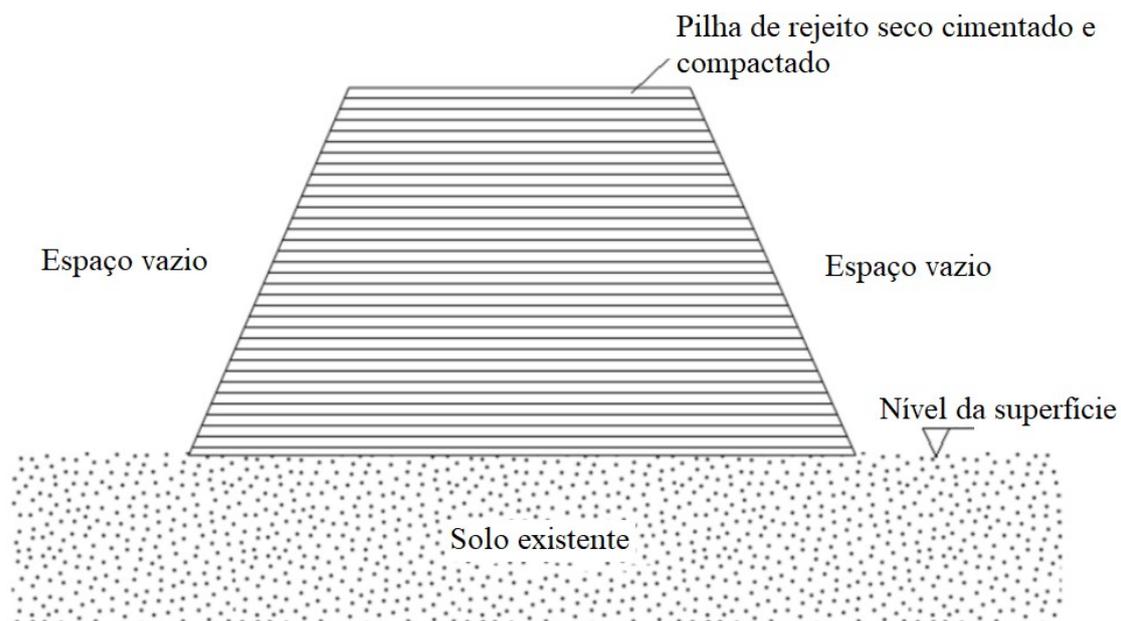


Figura 2.6 - Pilha de rejeito seco cimentado e compactado (adaptado de Consoli et al., 2022)

2.1.4 Rejeito de minério de ferro

De acordo com Duarte (2019), o ferro é o quarto elemento mais abundante na crosta terrestre, constituindo cerca de 5% da massa do planeta. Os principais minerais que contêm ferro são a hematita, a magnetita e a gorthita. O Brasil é o segundo maior produtor no mundo de minério de ferro e, conseqüentemente, de rejeito de minério de ferro. O minério de ferro é em quase sua totalidade utilizado na indústria siderúrgica, onde são transformados em aço (QUARESMA, 2001).

O minério bruto, quando extraído, geralmente não se encontra em um estado de pureza adequado para uso industrial. O beneficiamento de minérios é um processo industrial que envolve a preparação granulométrica, a purificação ou o enriquecimento dos minérios por meio de métodos físicos e/ou químicos, sem alterar sua constituição química, tornando-os adequados para uso na indústria metalúrgica (ARAÚJO, 2006; GUIMARÃES, 2011; LUZ e LINS, 2018). Da mesma forma, Martins et al. (2002) explicam que o minério de ferro extraído da mina passa por beneficiamento para remover impurezas, como sílica e alumina. Bezerra (2017) e MMA (2022) também destacam que esses processos visam padronizar o tamanho dos fragmentos, remover minerais sem valor econômico associados e melhorar a qualidade, pureza ou teor do produto final.

Para que seja possível a utilização do minério na siderúrgica, o material minerado deve passar por um processo de beneficiamento. No caso do minério de ferro, o beneficiamento é realizado através de processos físicos, como a britagem e a moagem.

A frente de lavra representa a fase inicial da extração de minério de ferro, envolvendo a escavação para remover o solo de cobertura e o desmonte da rocha (CAMPANHA, 2011). Os materiais retirados durante essa fase são separados, sendo os que possuem baixo teor de minério e não são economicamente viáveis para beneficiamento devido ao custo ou à falta de processos adequados, designados como estéreis e dispostos em pilhas, enquanto o restante é classificado como minério bruto (BASTOS, 2013; CAMPANHA, 2011). Posteriormente, o minério de ferro passa por uma série de etapas de beneficiamento, que buscam ajustar sua granulometria, concentrá-lo ou purificá-lo por métodos físicos e químicos, sem modificar sua composição química. Os produtos resultantes dessas etapas são o concentrado e os rejeitos (granulares e/ou finos) (BASTOS, 2013; CAMPANHA, 2011; SILVA et al., 2022a, 2022b). Os resíduos gerados durante o processo de beneficiamento e concentração são conhecidos como rejeitos, podendo ser ativos (contaminados) ou inertes (não contaminados) (FERNANDES, 2005; PRESOTTI, 2002).

Após a etapa de concentração, realizada geralmente através do processo de flotação, são gerados resíduos conhecidos como rejeitos, os quais se apresentam na forma de lama ou pasta. Historicamente, a destinação final comum desses rejeitos é o depósito em barragens de disposição de rejeitos. No entanto, diversos pesquisadores têm explorado formas de aproveitar esses rejeitos, especialmente como material para pavimentação (CAMPANHA, 2011). Vale ressaltar que o Brasil se destaca internacionalmente nesse contexto, sendo o país com o maior número de colunas de flotação em minério de ferro e um dos pioneiros na aplicação da flotação em coluna (MARTINS et al., 2002).

Observa-se que a concentração de minérios de ferro no Brasil é realizada por meio de métodos como a concentração gravimétrica, magnética e flotação, frequentemente utilizados de forma combinada. Na região do Quadrilátero Ferrífero, as frações de *sinter feed* e *pellet feed* passam por processos de concentração. Em algumas indústrias de mineração, especialmente as de menor porte, a escrubagem também é empregada para melhorar os teores dos granulares, removendo partículas de ganga porosa (ARAUJO et al., 2003; SOUZA, 2005).

Atualmente, o processo de beneficiamento por flotação é reconhecido como o mais eficiente e versátil para alcançar a concentração de minérios. O emprego da técnica de flotação possibilita a concentração de minérios de baixo teor de ferro, o que anteriormente inviabilizava economicamente o beneficiamento desse material. Esse processo se fundamenta no comportamento físico-químico das superfícies das partículas minerais presentes em uma suspensão aquosa (CAMPANHA, 2011; WILLS e FINCH, 2016). Além dos teores mínimos de ferro (Fe) e dos limites máximos de impurezas (SiO₂, Al₂O₃, PO₄, perda ao fogo etc.), os produtos e os rejeitos de minério de ferro são também definidos por classes de frações granulométricas rigidamente controladas (GOMES, 2009a).

Assim, os rejeitos finos são comumente gerados após o processo de deslamagem do minério de ferro, realizado durante a fase de concentração (PORTES, 2013). Durante a etapa de deslamagem, também conhecida como remoção de lamas, uma grande quantidade de material fino é eliminada, embora sem uma separação granulométrica precisa ou eficiente (CHAVES, 2002), sendo essa operação fundamental para os processos de separação magnética úmida e filtração (LUZ e LINS, 2018).

O sistema de tratamento da lama funciona da seguinte maneira: a lama resultante da lavagem do minério de ferro é transportada por gravidade, através de canaletas, até um espessador. Os materiais espessados ou partículas grosseiras, que são os rejeitos granulares ("*underflow*"), são conduzidos por tubulações até as bacias de decantação localizadas na base do morro, enquanto a fase líquida ou partículas finas, que constituem os rejeitos finos ou ultrafinos ("*overflow*"), retornam ao processo de lavagem do minério de ferro por meio de bombeamento (ARISTIMUNHO e BERTOCINI, 2012; PRESOTTI, 2002).

Após a ciclonagem, as duas frações de rejeito são encaminhadas para suas respectivas áreas de disposição final. A fração fina (*overflow*) geralmente é direcionada para um reservatório convencional, pois além de apresentar alta concentração de água, o rejeito exibe características geotécnicas inadequadas para ser utilizado como material de construção da barragem. Por outro lado, o *underflow*, embora também contenha uma quantidade considerável de água, possui características geotécnicas superiores em comparação com o *overflow*, o que o torna adequado para ser utilizado como material de construção na própria barragem (RUSSO, 2007).

É importante ressaltar que o processo de espessamento dos rejeitos representa uma mudança em relação à abordagem tradicional de disposição de rejeitos na forma de polpa. A essência dessa técnica consiste em aumentar a concentração de sólidos para valores em torno de 60 a 70% em peso, por meio da remoção da água da polpa, permitindo assim a disposição direta do rejeito espessado em pilhas. Esses materiais exibem características semelhantes às de uma lama, o que requer a implementação de dispositivos adicionais, como diques de contenção, para controlar as águas residuais. A adição de aditivos aos rejeitos espessados melhora suas características geotécnicas, resultando no que é conhecido como rejeitos espessados (GOMES, 2009b).

De acordo com Presotti (2002), a massa específica dos grãos de rejeito de minério de ferro é condicionada a quantidade de ferro presente, com tendência de aumento com o acréscimo do teor de ferro presente.

2.1.5 Propriedades geotécnicas dos rejeitos de mineração

Apesar de os rejeitos de mineração dispostos em barragens de rejeitos demonstrarem padrões de comportamento semelhantes aos solos tradicionais da Mecânica dos Solos, cada um possui características físicas, químicas e mineralógicas únicas. É essencial considerar essas peculiaridades distintas para cada material durante a análise. O tipo de processo de beneficiamento que gerou o rejeito é um ponto crucial, influenciando suas características físicas, como teor de umidade e distribuição granulométrica, e determinando sua composição química (BEDIN, 2010; DIMITROVA e YANFUL, 2011). Portanto, é crescente a necessidade de investigar as características e propriedades dos rejeitos de mineração para diminuir as incertezas relacionadas ao comportamento desses materiais (GOMES, 2009b; SILVA et al., 2022a, 2022b). As complexidades do aterro estão ligadas ao processo de deposição do rejeito na barragem e às propriedades próprias do rejeito. Fatores como vazão e concentração da mistura lançada também influenciam significativamente na grande heterogeneidade do material depositado (GOMES, 2009b).

Em resumo, ao analisar as características geotécnicas dos rejeitos de mineração, é fundamental ter em mente que eles resultam de uma série de processos físicos e químicos interligados. Não há necessariamente uma correlação direta entre a distribuição do tamanho das partículas sólidas e a composição mineralógica, como ocorre nos solos

naturais. A presença de uma alta porcentagem de finos ou de fração argila não indica necessariamente a presença de minerais típicos da fração de argilominerais ou silte; na verdade, pode se referir a minerais primários finamente divididos, como pó de rocha. Tanto a composição química quanto a estrutura cristalina, assim como a superfície específica (que depende do tamanho das partículas), influenciam significativamente o comportamento físico-químico do material e, conseqüentemente, seu comportamento mecânico (BEDIN, 2010).

2.1.5.1 Análise granulométrica

De acordo com Troncoso (1997), os processos de mineração pelos quais a rocha é submetida têm impacto direto na distribuição granulométrica e na forma das partículas do rejeito resultante. Esses processos incluem etapas de beneficiamento como britagem, moagem, dispersão, flotação, lixiviação, floculação, entre outros. Além disso, o rejeito também sofre modificações em sua composição sólido-líquido durante os processos de deposição final, como transporte até a área de deposição, espessamento e filtragem, bem como nas técnicas utilizadas na disposição e/ou lançamento (SOARES, 2018). Vick (1990) também observa que a curva granulométrica dos rejeitos de mineração é altamente variável devido à diversidade das rochas de origem e às diferentes metodologias de extração e beneficiamento.

De maneira geral, os rejeitos de mineração não apresentam granulometria definida, situando-se em uma faixa de variação bastante ampla. Essa faixa é predominantemente caracterizada por partículas de tamanho silte, embora possam estar presentes frações de areia e partículas mais finas, como argilas (ALSHARED AH, 2015; ARAÚJO, 2006; BEDIN, 2010; DFAT, 2016; EDRAKI et al., 2014; JAMES et al., 2011; PRESOTTI, 2002; SAEDI, JAMSHIDI-ZANJANI e DARBAN, 2020; SARSBY, 2013; SOARES, 2018; VICK, 1990).

Abrão (1987) diz que os rejeitos podem se comportar de duas maneiras distintas: como solos não-plásticos, apresentando uma granulometria predominantemente granular, incluindo areias finas e médias; ou como solos de granulometria fina e alta plasticidade, caracterizados por siltes e argilas, conhecidos como "lamas". Villar (2002) adiciona que os rejeitos inicialmente dispostos na forma de lama tendem a possuir uma granulometria mais fina. Além disso, no caso dos rejeitos provenientes do final do processamento

industrial, o uso de floclulantes durante a fase de decantação pode provocar alterações na granulometria.

2.1.5.2 Propriedades físicas

A massa específica, definida como a relação entre a quantidade de matéria e o volume, deve ser considerada como uma característica específica de uma determinada região de um depósito, devido aos efeitos de segregação das partículas. Esse índice físico está intimamente ligado à composição mineralógica do material. Os altos valores e a variabilidade dos resultados são influenciados pela mineralogia da rocha de origem, especialmente pelo teor de ferro existente (CARNEIRO et al., 2023; VILLAR, 2002). A massa específica real dos grãos (ρ_s) dos rejeitos de mineração é um parâmetro importante para compreender seu comportamento e diferenciá-los dos solos naturais granulares, como as areias quartzosas (LOPES, 2000).

No caso dos rejeitos que são materiais não-homogêneos em termos de composição mineral, não apenas o tamanho dos grãos é significativo, mas também a massa específica dos grãos deve ser estudada (HERNANDEZ, 2007; SOARES, 2018). Algumas características químicas e mineralógicas, derivadas da rocha de origem, têm um impacto direto no comportamento geotécnico dos rejeitos arenosos. Um exemplo disso é o teor de ferro, que influencia o valor da massa específica real dos grãos desses materiais (GOMES, 2009b). A massa específica real dos grãos é influenciada pela presença de ferro, mostrando uma tendência de aumento conforme o teor de ferro no rejeito aumenta (CARNEIRO et al., 2023; PRESOTTI, 2002). De acordo com Carneiro et al. (2023), Espósito (2000) e Lopes (2000), a massa específica real dos grãos para rejeitos de minério de ferro é normalmente consideravelmente superior à encontrada usualmente para as areias, devido aos consideráveis teores de ferro presentes nesses materiais, podendo atingir 5,25 g/cm³ (hematita).

Com relação ao índice de plasticidade (IP), a maioria dos rejeitos resultantes dos processos de beneficiamento mineral não apresenta plasticidade significativa. Raramente, os rejeitos têm um índice de plasticidade acima de 25% (SOARES, 2018). Robertson et al. (2019) fornecem dados sobre o IP para três classificações de rejeito de minério de ferro: granular, granular fino e lama. Para o rejeito granular, composto principalmente por areia fina, o material foi classificado como não-plástico (NP). No caso do rejeito

granular fino, composto principalmente por finos, a média do IP foi de 4%. Já para a lama de rejeito, que contém silte e argila, com uma maior concentração de argila em comparação com o rejeito granular fino, o índice de plasticidade médio foi de 16%.

Além disso, Silva (2010) determinou o IP para amostras de rejeitos do mesmo local, mas coletadas em diversas profundidades na praia de rejeitos próxima ao dique da barragem, utilizando sondagens SPT. Os resultados variaram entre não-plástico e um IP de 10%.

Segundo Athmer e Pycroft (1986), o peso específico aparente seco (γ_d) de um aterro hidráulico é amplamente influenciado pelas características físicas do material de aterro, como granulometria, forma e mineralogia dos grãos. No entanto, o método de disposição também afeta o peso específico seco. Moretti e Cruz (2004) destacam o peso específico seco como o principal parâmetro de controle da qualidade de um aterro hidráulico, observando que, para materiais granulares, o valor de γ_d aumenta rapidamente após o lançamento. Cerca de uma hora após esse evento, o valor de γ_d geralmente se estabiliza. A longo prazo (alguns anos), os materiais granulares lançados hidraulicamente tendem a apresentar um ligeiro aumento desse parâmetro. Os autores também acrescentam que o valor do peso específico aparente seco depende da concentração da lama, ou seja, quanto menor a concentração, maior o valor de γ_d . Silva et al. (2010) conduziram ensaios de compactação na energia Proctor normal com amostras de rejeito de minério de ferro de uma mina em Itabirito, MG. O teor de umidade ótimo médio encontrado foi de 11,7%, e o peso específico aparente seco máximo médio foi de 20,7 kN/m³. Bastos et al. (2016) realizaram ensaios de compactação na energia Proctor normal, intermediária e modificada com amostras de rejeito de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, MG. Motta (2008) conduziu ensaios em rejeito de minério de ferro ultrafino, obtendo um peso específico aparente seco máximo de 21,6 kN/m³ e teor de umidade ótimo de 11,6%. Dutra (2021) realizou ensaios de compactação Proctor normal e modificado em um rejeito de minério de ferro granular fino do Quadrilátero Ferrífero, MG, obtendo valores de teor de umidade ótimo e peso específico aparente seco máximo para cada método de ensaio.

Os índices de vazios máximos e mínimos são influenciados por diversos fatores, como a distribuição do tamanho das partículas, teor de finos, tamanho médio das partículas, forma das partículas e características intrínsecas das frações finas e grossas (CARRARO e PREZZI, 2007; CUBRINOVSKI e ISHIHARA, 1999, 2002). Esses índices não apenas refletem as propriedades físicas do solo, mas também suas características de

comportamento, como compressibilidade, contração e potencial de fluxo (CUBRINOVSKI e ISHIHARA, 2000, 2002).

Em solos não-plásticos, a estrutura tende a transitar de uma dominância de grãos grosseiros para uma dominância de grãos finos à medida que o teor de finos aumenta. Até a zona de transição, aproximadamente 30 a 40% dos teores de finos, $\epsilon_{\text{máx}}$ e $\epsilon_{\text{mín}}$ tendem a variar em uma taxa similar. No entanto, em solos com teor de finos superior a 40%, $\epsilon_{\text{máx}}$ tende a aumentar em uma taxa mais rápida do que $\epsilon_{\text{mín}}$, resultando em solos mais compressíveis (CUBRINOVSKI e ISHIHARA, 2002; CUBRINOVSKI, REES e BOWMAN, 2010; LADE, LIGGIO e YAMAMURO, 1998; MIJIC et al., 2021).

2.1.5.3 Características químicas e mineralógicas

A composição química dos rejeitos é influenciada pela mineralogia do corpo de minério, pela natureza dos fluidos de processamento utilizados para extrair os metais econômicos, pela eficiência do processo de extração e pelo grau de intemperismo durante o armazenamento em reservatórios represados (DIXON-HARDY e ENGELS, 2007). Além disso, devido aos processos de detonação, britagem e moagem, as partículas de rejeitos tendem a ter predominantemente formas angulares, com bordas cortantes e textura áspera (DFAT, 2016; FOTOVVAT e SADREKARIMI, 2022; SOARES, 2018; YILMAZ e FALL, 2017).

Cho, Dodds e Santamarina (2006) investigaram como os formatos de grãos naturais e aqueles que passaram por processos de cominuição (artificiais) influenciam alguns parâmetros geotécnicos, concluindo que a forma das partículas desempenha um papel importante no comportamento geral do solo. Eles observaram que a diminuição dos valores de arredondamento e esfericidade resultou em aumento dos valores dos índices de vazios máximo e mínimo, aumento do ângulo de atrito e redução da rigidez. Henderson e Revell (2005) também afirmam que as partículas minerais planas tendem a sedimentar mais lentamente do que as partículas redondas, mesmo com a mesma massa específica, afetando o espessamento, a consolidação e o tempo de drenagem em processos de preenchimento. A forma das partículas também pode influenciar o tamanho dos vazios e conexões de caminho, afetando a capacidade de retenção e transporte de fluidos.

Conforme discutido anteriormente, os rejeitos de minério de ferro exibem variabilidade em suas propriedades geotécnicas, influenciadas pelo teor de ferro presente. Essa

influência é amplamente abordada na literatura técnica (ESPÓSITO, 1995, 2000; HERNANDEZ, 2002, 2007; LOPES, 2000; PRESOTTI, 2002; RUSSO, 2007). Em depósitos de rejeitos de minério de ferro lançados hidráulicamente, podem ser observadas zonas com alta concentração de partículas de ferro em certas regiões da barragem. Essa seleção é resultado do processo de segregação hidráulica, que tende a criar uma seleção granulométrica com base no tamanho, forma e massa específica real das partículas, levando à formação de zonas com propriedades geotécnicas distintas (ESPÓSITO e ASSIS, 1999). Além disso, conforme observado por Fahey, Newson e Fujiyasu (2002), a mineralogia da fração argilosa pode ter uma influência significativa no comportamento dos rejeitos. Até uma pequena porcentagem de cementita e montmorilonita pode alterar a taxa de sedimentação, compressibilidade e condutividade hidráulica das respectivas camadas de rejeito.

De modo geral, os rejeitos de minério de ferro são compostos principalmente por hematita e quartzo (ESPÓSITO, 2000). Wolff (2009) realizou uma análise da composição mineralógica de rejeitos de sete unidades de beneficiamento de minério de ferro no Brasil, com a maior parte dos rejeitos sendo underflow. Em termos qualitativos, a autora observou que, entre os minerais ferrosos, a hematita e a goethita estavam presentes em todas as amostras, enquanto outros minerais como gibbsita, caulinita, muscovita, talco e quartzo estavam presentes na maioria delas. De acordo com Walde (1986), a maioria dos minérios de ferro brasileiros é composta principalmente por óxidos e hidróxidos de ferro, especialmente quartzo e hematita. Por outro lado, Li e Coop (2019) estudaram a mineralogia de um rejeito de minério de ferro coletado em uma barragem na China, onde foram encontrados minerais como diópsido, labradorita, hornblenda e clorita, que não correspondem aos minerais típicos encontrados nos rejeitos de minério de ferro no Brasil.

2.1.5.4 Compressibilidade

A compressão de um solo ocorre principalmente devido à redução do seu volume de vazios. Em comparação, a contribuição para a compressão resultante da diminuição do volume dos grãos do esqueleto sólido é praticamente insignificante. Assim, se os vazios do solo estiverem totalmente preenchidos por água, a compressão observável pode ocorrer apenas devido à saída do excesso de água dos vazios. Esse processo gradual de compressão de um solo nessas condições, induzido por forças estáticas como o peso próprio do solo ou sobrecargas aplicadas sobre ele, é conhecido como consolidação. Em

solos saturados com alta permeabilidade, como por exemplo, uma areia limpa, a consolidação sob cargas estáticas recém aplicadas será praticamente instantânea, pois o excesso de água (poropressão ou pressão neutra) não enfrenta dificuldades para escapar dos vazios. Por outro lado, se o solo saturado for uma argila com baixa permeabilidade, sua consolidação será bastante lenta, pois qualquer excesso de água nos vazios levará tempo para ser expulso em direção aos limites permeáveis da camada de argila (ATKINSON e BRANSBY, 1982; AYSÉN, 2002; HEAD e EPPS, 2011; HOLTZ, KOVACS e SHEAHAN, 2010; KRYNINE, 1947; LAMBE e WHITMAN, 1969; MURTHY, 2002; TAYLOR, 1948; TERZAGHI, 1943; TERZAGHI, PECK e MESRI, 1996; TSCHEBOTARIOFF, 1951; VENKATRAMAIAH, 2006; WHITLOW, 1996).

Em comparação com os solos naturais de características semelhantes, os rejeitos de mineração tendem a exibir uma compressibilidade superior. Isso se deve ao método de disposição que resulta em materiais de baixa densidade (fofos), alta angularidade das partículas e características granulométricas específicas. A interpretação dos ensaios de compressão oedométrica em rejeitos de mineração nem sempre é fácil devido à dificuldade em distinguir claramente entre os trechos de recompressão e a compressão virgem, como é comum em argilas. Alguns rejeitos de lama podem apresentar efeitos de pré-consolidação semelhantes aos observados em argilas, de acordo com a teoria clássica da Mecânica dos Solos. Por outro lado, a maioria dos rejeitos arenosos geralmente exibe uma ampla curvatura resultante no ensaio, mesmo após a pré-consolidação. Portanto, os valores de índice de compressão (cc) para esses casos devem ser complementados com os níveis de tensões para os quais foram ensaiados. Além disso, é importante ressaltar que, para um mesmo tipo de rejeito, os finos geralmente apresentam maior compressibilidade do que os rejeitos grossos. A compressibilidade dos rejeitos não está apenas relacionada ao tamanho do grão e ao tipo de mina, mas também é influenciada pela tecnologia de mineração, composição mineralógica, método de deposição, entre outros fatores (HU et al., 2017). Em relação aos parâmetros típicos de compressibilidade dos rejeitos de mineração, Vick (1990) indica que o índice de compressão (cc) varia de 0,05 a 0,10 para rejeitos arenosos e de 0,20 a 0,30 para rejeitos de lama de baixa plasticidade, sendo cerca de três a quatro vezes maiores do que os valores para os rejeitos arenosos. Em relação ao coeficiente de consolidação (cv), Vick (1990) destaca que a consolidação primária para rejeitos arenosos ocorre tão rapidamente que é difícil de ser mensurada em laboratório. Os poucos dados disponíveis sugerem que o coeficiente de

consolidação varia de 5×10^{-1} a 10^{-2} cm²/s para depósitos de areia de praia. Para os rejeitos de lama, o valor típico de cv é de cerca de 10^{-2} a 10^{-4} cm²/s, na mesma faixa normalmente observada em argilas naturais (VICK, 1990). Morgenstern et al. (2016) também confirmam essa afirmação, indicando que, de maneira geral, os rejeitos de lama são mais macios e compressíveis quando comparados aos rejeitos arenosos.

Para o projeto de pilhas de rejeitos secos, a compressibilidade dos rejeitos filtrados é crucial, pois influencia diretamente a taxa de empilhamento e a configuração da pilha. Como mencionado anteriormente, os rejeitos filtrados geralmente estão em um estado não saturado, comumente entre 50% e 75% de saturação. No entanto, o grau de saturação dos rejeitos é uma função da porosidade, que varia conforme a profundidade da pilha seca aumenta - ou seja, há menor porosidade na parte inferior da pilha e maior porosidade no topo. Se os rejeitos filtrados forem altamente compressíveis, existe a possibilidade de a porosidade diminuir até o ponto em que os rejeitos secos se tornem totalmente saturados. Quando uma parte da pilha seca fica totalmente saturada, qualquer carregamento adicional (como adicionar outro levantamento de rejeitos) pode resultar em pressões excessivas de água nos poros. A presença de saturação e/ou excesso de poropressão dentro da pilha seca pode levar a problemas de estabilidade. Portanto, é essencial quantificar a compressibilidade dos rejeitos para garantir a segurança e estabilidade da pilha (LUPO e HALL, 2011).

2.1.5.5 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica é um parâmetro influenciado por diversos fatores, como teor de umidade da moldagem, grau de saturação, método de compactação, gradiente hidráulico, tamanho das partículas do solo, tamanho dos poros, composição química do líquido permeante e índice de vazios, entre outros. Além disso, o tipo de equipamento utilizado, seja em campo ou laboratório, também pode afetar a condutividade hidráulica (BOYNTON e DANIEL, 1985). Adicionalmente, conforme observado por Blight (1994) e Blight, Thomson e Vorster (1985), é possível identificar uma redução na condutividade hidráulica à medida que a distância do ponto de lançamento/descarga aumenta.

Segundo Vick (1990), a condutividade hidráulica é a propriedade geotécnica dos rejeitos de mineração mais desafiadora de generalizar. Isso se deve a uma série de aspectos que podem influenciar essa propriedade, já que está relacionada a características específicas

de cada depósito, como distribuição granulométrica, quantidade de finos, forma e textura das partículas, composição mineralógica, índice de plasticidade, além de elementos relacionados à estrutura do arranjo (índice de vazios e grau de saturação), características do fluido permeante (natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura) e condições naturais do solo (heterogeneidade e anisotropia).

Em solos granulares, a condutividade hidráulica é diretamente afetada pela distribuição granulométrica e, em particular, pela porcentagem de finos presentes. Quanto menor o tamanho das partículas e, conseqüentemente, menor a área de vazios entre elas, maior é a resistência ao fluxo de água no solo, resultando em uma menor condutividade hidráulica. A presença de finos também exerce uma influência significativa na condutividade hidráulica. Estudos de Barber e Sawyer (1952) e Mittal e Morgenstern (1975) indicam que a condutividade hidráulica de areias de rejeitos de mineração está correlacionada com o teor de finos (partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm).

De acordo com Gumieri, Bueno e Minette (1998), os rejeitos com granulometria de areias finas e médias demonstram baixa compressibilidade e, como resultado, exibem uma alta condutividade hidráulica. Essas características refletem o processo de sedimentação e adensamento em um curto espaço de tempo. Os autores também destacam que os rejeitos provenientes do beneficiamento de minério de ferro geralmente se enquadram nessa categoria de solo, o que os torna mais favoráveis do ponto de vista da Engenharia Geotécnica.

Normalmente, os rejeitos de mineração apresentam baixa condutividade hidráulica devido ao formato angular e tamanho das partículas, o que afeta as condições de drenagem e a resposta a mudanças no gradiente hidráulico (ALSHARED AH, 2015). De acordo com Vick (1990), a condutividade hidráulica pode variar de 10^{-2} cm/s para rejeitos arenosos grossos a 10^{-7} cm/s para lamas bem consolidadas. Essa condutividade diminui com o aumento do teor de finos, plasticidade, método de disposição e profundidade no interior do maciço. Para Lupo e Hall (2011), a condutividade hidráulica de rejeitos filtrados tende a ser relativamente baixa, tipicamente inferior a 10 cm/s, e depende do teor de finos, mineralogia do minério e densidade do material. Em estudos realizados por Carneiro et al. (2023) em diversos tipos de rejeitos filtrados, foram encontrados valores de condutividade hidráulica medidas variando de $6,7 \times 10^{-6}$ a $1,7 \times 10^{-8}$ cm/s. Em média,

os rejeitos finos tendem a ter condutividade hidráulica dez a cem vezes menor que os rejeitos granulares.

Da mesma forma que o índice de vazios (ou o peso específico aparente seco), o teor de ferro também desempenha um papel significativo na condutividade hidráulica dos rejeitos de mineração. De acordo com Espósito (1995) e Santos (2004), o teor de ferro tende a estabilizar a condutividade hidráulica, mesmo para amostras com diferentes níveis de compactação inicial.

2.1.5.6 Resposta cisalhante e parâmetros de resistência

De acordo com Alsharedah (2015), os processos de britagem e moagem, juntamente com a natureza da rocha-mãe, afetam os parâmetros relacionados à resistência ao cisalhamento dos rejeitos de mineração. Além disso, a resistência ao cisalhamento desses rejeitos é influenciada pela compactação das partículas, que depende do processo de disposição do material, assim como do formato dos grãos, velocidade de sedimentação, finura das partículas e outros aspectos.

Cavalcante, Hernandez e Assis (2003) explicam que os solos de rejeitos são formados a partir de processos de britagem e/ou moagem de rochas minerais, resultando em partículas com formas angulares que se intertravam. Em rejeitos granulares, compostos por partículas esféricas e arredondadas, os ângulos de atrito interno costumam ser menores em comparação com partículas angulares, apesar de um melhor encaixe entre elas reduzir o índice de vazios. Por outro lado, os grãos angulares tendem a se quebrar mais facilmente do que os grãos arredondados, o que diminui o índice de vazios, mas não resulta em um aumento significativo da resistência.

Além disso, para Van Zyl (1993), a presença de minerais argilosos também influencia os parâmetros geotécnicos dos rejeitos. O ângulo de atrito interno dos rejeitos não argilosos, quando submetidos a certas condições de tensão efetiva, geralmente está em torno de 35° , o que é adequado à natureza angular das partículas de rejeito, tanto para materiais mais grossos quanto para finos, como areias e lamas. Segundo Troncoso (1997), os parâmetros de resistência são elevados, com ângulo de atrito na faixa de 35 a 43° , devido principalmente à forma angular das partículas, que proporciona um mecanismo de intertravamento e, conseqüentemente, um comportamento dilatante. Ademais, Fotovvat e Sadrekarimi (2022), ao comparar ensaios triaxiais de compressão e extensão, ambos

não drenados, em corpos de prova consolidados sob pesos específicos e condições de tensões semelhantes, observaram uma distinção significativa em suas respostas de cisalhamento não drenadas. Isso foi atribuído às formas angulares das partículas de rejeitos, que amplificam os efeitos da orientação das partículas e da estrutura dos corpos de prova, bem como às mudanças microestruturais induzidas pelos diferentes tipos de carregamentos. Vick (1990) argumenta que o aumento da densidade tem pouco impacto no ângulo de atrito interno. Nas faixas de densidade comumente encontradas em barragens de rejeitos, o ângulo de atrito interno tende a variar no máximo de 3 a 5°. Isso é possível devido à angulosidade das partículas de rejeitos, que proporciona ângulos de atrito interno de 3 a 5° maiores em comparação com materiais naturais de igual peso específico e sob as mesmas condições de tensão (SOARES, 2018; VICK, 1990). O ângulo de atrito interno desses materiais diminui com o aumento da tensão aplicada, variando de cerca de 35 a 40° sob baixas tensões para aproximadamente 28 a 33° em tensões mais elevadas (SOARES, 2018). Os valores típicos do ângulo de atrito interno dos rejeitos de mineração variam entre 30 a 37°, sendo que o fator que mais influencia esse parâmetro é o nível de tensão ao qual o material foi submetido (VICK, 1990).

2.2 SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

Visando a utilização de cimento para contribuir com a segurança em depósitos de rejeito de mineração, como sugerido por Consoli et al. (2022), é proposta a abordagem de estabilização do rejeito de mineração utilizando cimento Portland de maneira semelhante à utilizada para solos naturais.

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Procura-se o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. O termo melhoria de solos está associado a processos químicos, enquanto o termo reforço está associado a utilização de inclusões em aterros ou taludes (CASAGRANDE, 2005).

Segundo Dalla Rosa (2009), na engenharia geotécnica o principal material utilizado, o solo, é um material complexo e muito variável, que nem sempre satisfaz às necessidades da obra a ser realizada. Nestes casos, quando é preciso se adequar às condições locais da

obra, uma alternativa é o melhoramento destes solos através de técnicas de estabilização com a utilização de cal ou cimento.

2.2.1 Mistura de solo-cimento

Segundo a NBR 12253/92, solo-cimento é o “produto endurecido de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada conforme a NBR 12254” (ABNT, 1992). Analogamente, o *American Concrete Institute*, define solo cimento como uma mistura proporcional de solo, cimento e água compactada em alta densidade (USACE, 2000).

O início da utilização do solo-cimento como técnica de estabilização é datada do início do século XX, quando uma estrada na Flórida (EUA) foi construída utilizando-se uma mistura de conchas, areia e cimento Portland (ACI, 2009). No Brasil, a utilização do solo-cimento iniciou-se na década de 40, onde a técnica foi empregada no acesso ao aeroporto de Bauru (SP), em uma extensão de 500 m e, em seguida, no acesso ao aeroporto de Presidente Prudente (SP), em uma extensão de 14 km (SENÇO, 2001).

Ingles e Metcalf (1972) indicam que a utilização de solo-cimento é recomendada quando um material ou uma combinação de materiais em que não há estabilidade mecânica adequada ou quando é necessária maior resistência à ação da água, onde, dentre diversas técnicas de estabilização, a técnica de estabilização com cimento é a mais comum.

O *American Concrete Institute* diz que a utilização primária do solo-cimento é como base de pavimentos, porém a técnica também pode ser utilizada como proteção em taludes, proteção em canais, reservatórios e lagoas, estabilização de solo de fundação, entre outros (ACI, 2009).

A utilização de cimento Portland para estabilização é indicada para qualquer tipo de solo, com exceção dos considerados altamente orgânicos. Porém, é observada maior eficiência em solos arenosos pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES E METCALF, 1972).

A utilização da técnica de solo cimento é frequentemente utilizada na pavimentação. Quando utilizada em pavimentos flexíveis, a camada de revestimento betuminoso é colocada sobre uma base de solo cimento. Quando utilizada sob pavimentos de concreto, a técnica de solo-cimento é utilizada como sub-base (ACI, 2009).

2.2.2 Efeitos das variáveis do solo-cimento

Este item descreve o efeito de cada variável dos solos estabilizados com cimento. Serão abordados os seguintes tópicos:

- a) Influência do cimento no comportamento do solo;
- b) Efeito da porosidade;
- c) Teor de umidade do solo;
- d) Relação água/cimento

2.2.2.1 Efeito do cimento

Conforme Ingles e Metcalf (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento (até 2%) modifica moderadamente as propriedades do solo, enquanto maiores quantidades alteram radicalmente suas propriedades. De acordo com os mesmos autores, as propriedades do solo mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga aumenta; durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumenta; em geral a permeabilidade diminui, porém, aumenta em solos argilosos; a tendência à retração aumenta em solos granulares; e a tendência à expansão de solos argilosos será reduzida.

Foppa (2005) mostrou que o acréscimo de cimento em arenito Botucatu, na faixa entre 1 e 7%, provocou um acréscimo linear na resistência à compressão simples. Consoli et al. (2007) observou que a adição de cimento influencia de forma relevante na resistência à compressão simples de uma mistura de arenito com cimento Portland, independentemente da quantidade de cimento adicionada.

Consoli et al. (2010) mostrou que a adição de cimento possui um grande efeito na resistência à tração de uma mistura de areia e cimento Portland, onde uma pequena adição de cimento é suficiente para um significativo ganho de resistência.

2.2.2.2 Efeito da porosidade

De similar importância à quantidade de cimento é a densidade na qual a mistura é compactada. Com o aumento da densidade, a resistência aumenta, a permeabilidade

diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente (INGLES E METCALF, 1972).

É mostrado em Consoli et. al (2007) a influência da porosidade na resistência à compressão simples de misturas de arenito e cimento Portland. O autor observou que o aumento de porosidade influencia negativamente na resistência à compressão simples da amostra.

A variação da resistência à tração de uma areia cimentada em função da porosidade é mostrada por Consoli et al. (2010). Análogo à resistência à compressão simples, o aumento da porosidade influencia negativamente na resistência à tração na compressão diametral.

2.2.2.3 Influência do teor de umidade

Foppa (2005) apresentou em seu trabalho que quando realizados ensaios de compressão simples, ocorre aumento de resistência com um teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Os resultados obtidos podem ser observados na figura 2.7. O autor também verificou que o teor ótimo de umidade em seus ensaios é de aproximadamente 10%, independente do teor de cimento.

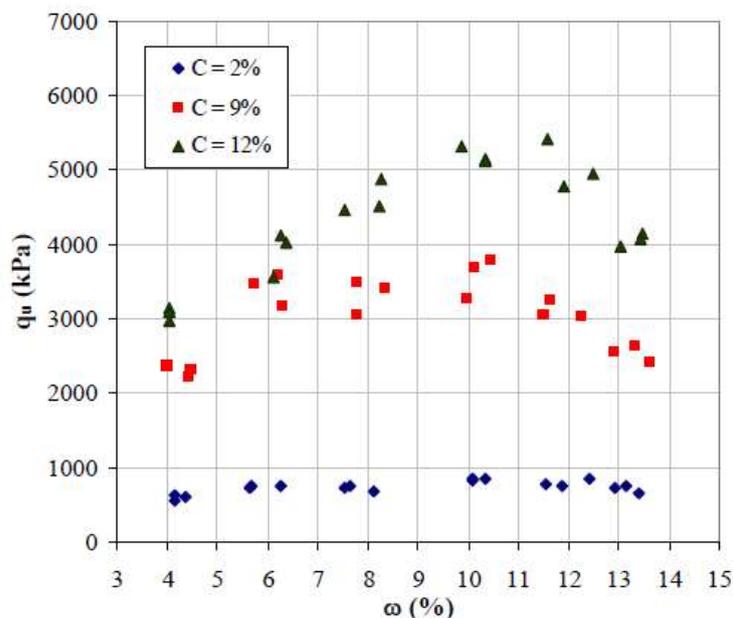


Figura 2.7 - Influência do teor de umidade na resistência à compressão simples (Foppa, 2005)

2.2.2.4 Relação água/cimento

Foppa (2005) buscou validar a relação água/cimento proposta em trabalhos anteriores (HORPIBULSUK, 2003; AZAMBUJA, 2004), porém obteve resultados contrários aos já presentes na literatura, conforme figura 2.8. O autor verificou que não é possível estabelecer uma relação entre a relação água/cimento e a resistência à compressão simples, uma vez que os dados apresentam “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cimento utilizada.

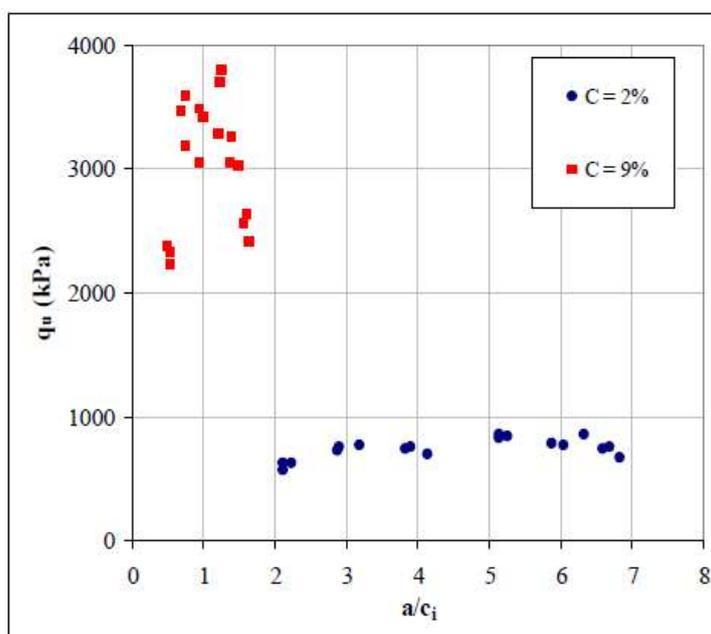


Figura 2.8 - Influência do fator água/cimento em relação à resistência à compressão simples (Foppa, 2005)

2.2.3 Parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento

O parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento é uma metodologia de dosagem proposta e estudada no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, onde é possível a estimativa da resistência a partir do tipo de material, da porosidade e do volume de cimento presente na amostra. O método, apresentado em Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), possibilita uma maneira racional para determinação da quantidade de cimento e compactação necessária para atender a resistência requerida em projeto.

O estudo deste parâmetro iniciou-se com Larnach (1960 *apud* FOPPA, 2005). Segundo o autor, como a compactação em solos ou solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água. Em seu estudo foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e de flexão em vigotas.

A relação vazios/cimento proposta por Larnach (1960, *apud* Foppa, 2005) é definida pela Equação 1.

$$\frac{V_V}{V_{Ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (1)$$

A relação entre resultados de resistência à compressão simples e o fator vazios/cimento pode ser observado na figura 2.9.

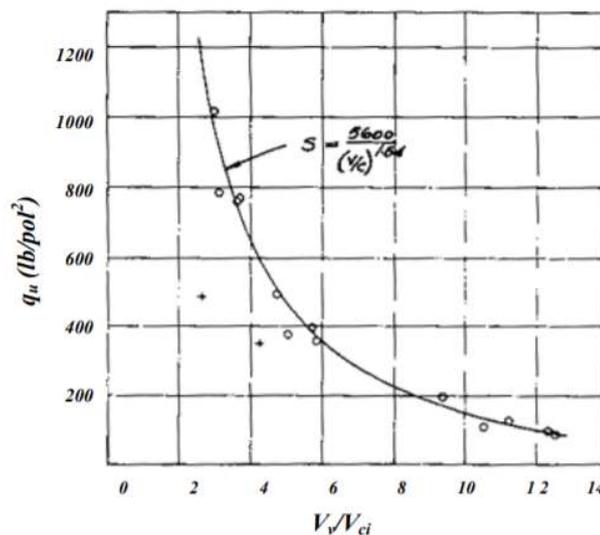


Figura 2.9 - Relação da resistência à compressão simples pelo fator vazios/cimento (Larnach, 1960 *apud* Foppa, 2005)

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007) apresentaram uma adaptação da relação proposta por Larnach (1960), onde é utilizada a porosidade e o teor volumétrico de cimento para

estimativa do comportamento mecânico de misturas cimentadas. Esta relação pode ser observada na Equação 2:

$$\frac{V_V(\text{Volume absoluto de vazios})}{V_{Ci}(\text{Volume absoluto de cimento})} = \frac{\frac{V_V}{V_{TOTAL}}}{\frac{V_{Ci}}{V_{TOTAL}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (2)$$

Foppa (2005) mostrou que a relação porosidade/teor volumétrico de cimento mostrou um melhor ajuste de dados comparado ao proposto por Larnach (1960). O autor observou que a relação funciona somente para amostras moldadas com o mesmo teor de umidade, visto que ao alterar a umidade de moldagem as resistências obtidas foram divergentes. A partir destes estudos, o autor diz que um projetista poderia escolher adequadamente a quantidade de cimento e energia de compactação necessária para a obtenção da resistência requerida em projeto com o menor custo possível e utilizado como controle de execução de camadas tratadas com cimento, pois constatada a compactação inferior à indicada no projeto, é possível estimar a perda de resistência.

Consoli et al. (2010) apresentou que o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento também é válido para resistência à tração na compressão diametral. Foram realizados ensaios em misturas de areia de Osório e cimento Portland, mostrando que é possível a utilização da relação para estimar a resistência conforme a porosidade e o teor de cimento. Os resultados obtidos no estudo podem ser observados na Figura 2.10.

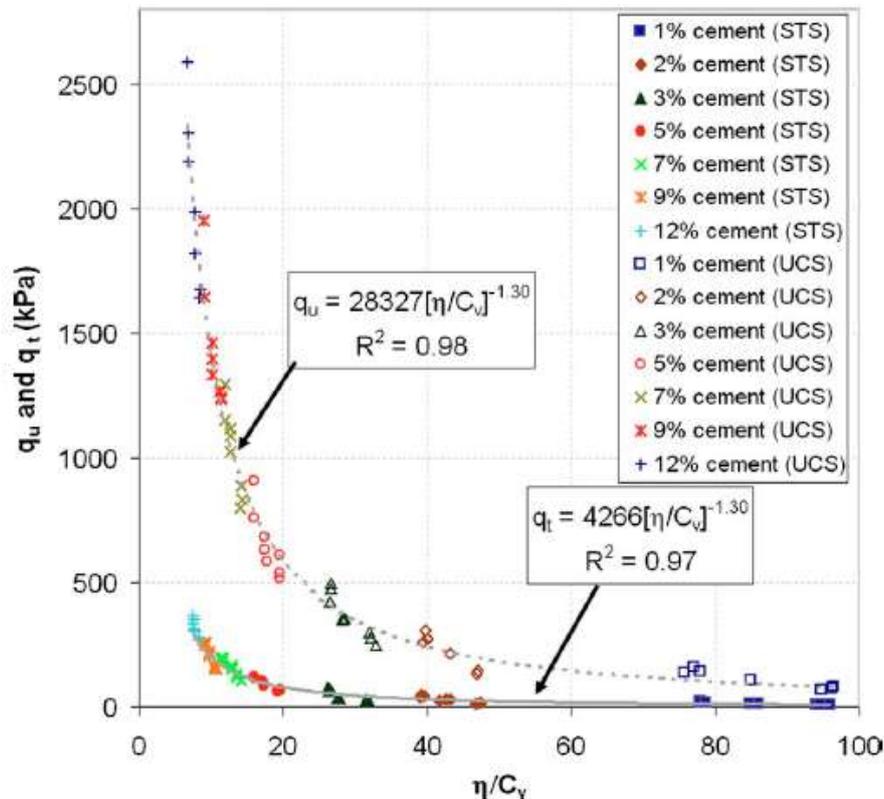


Figura 2.10 - Variação da resistência a partir do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento (Consoli et al., 2010)

O autor também mostrou que é possível encontrar uma relação entre o ajuste de resultados de compressão e tração, representada por um escalar. Com isso, é possível a estimativa da resistência à tração através de resultados de compressão e vice-versa. Este escalar pode ser encontrado na Equação 3.

$$\frac{qt}{qu} = \frac{4266\left(\frac{\eta}{C_v}\right)^{-1,3}}{28327\left(\frac{\eta}{C_v}\right)^{-1,3}} = 0,15 \quad (3)$$

2.2.4 Resistência ao cisalhamento de solos artificialmente cimentados

A resistência ao cisalhamento pode ser definida como a tensão máxima cisalhante na curva tensão-deformação. Segundo Lambe-Whitman (1969), círculos de Mohr podem ser utilizados para representar o estado de tensões no momento onde é atingida a tensão cisalhante máxima. Ao representar diferentes estados de tensões, é traçada uma linha tangente aos círculos de Mohr, chamada envoltória de Mohr, representada na figura 2.11. Esta linha é representada como uma curva, porém para que fosse possível estudar a

estabilidade de uma massa de solo era necessária a utilização de um critério de ruptura, representado por uma reta. Assim, a resistência representada pela envoltória de Mohr-Coulomb foi definida pela Equação 4, onde c é chamado coesão e Φ é chamado ângulo de atrito.

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi \quad (4)$$

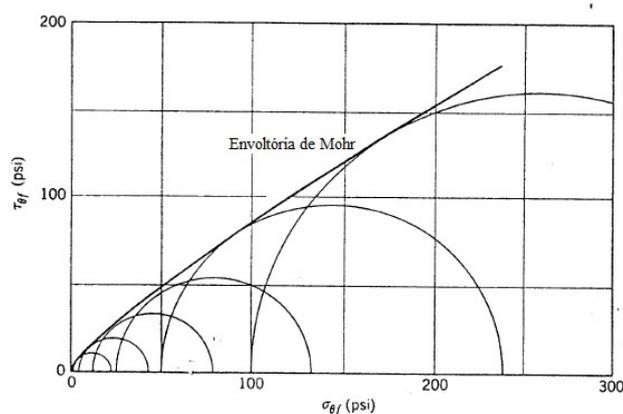


Figura 2.11 - Envoltória de Mohr (adaptado de Lambe e Whitman, 1969)

A utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb também é utilizado para a representação do estado de tensões de areias cimentadas. Clough et al. (1981) mostrou que a adição de um agente cimentante em areia implica em um material com dois componentes na resistência, o ângulo de atrito e a coesão. A adição de cimento implica em um aumento da coesão devido à cimentação das partículas de solo, porém o ângulo de atrito é muito semelhante ao referente ao solo sem cimentação. O autor também ressalta que a adição de cimento causa uma pequena diminuição do ângulo de atrito do material. Akinmusuru (1987 *apud* CRUZ, 2008) diz que nos parâmetros de resistência das areias cimentadas, o ângulo de atrito da areia cimentada é similar ao da areia não cimentada.

Venson (2015) diz que o comportamento de um solo estruturado quando submetido à compressão triaxial é bem definido, onde quando as amostras são cisalhadas em baixas tensões confinantes apresenta resistência de pico e grandes deformações de expansão ou poropressão negativa, quando o ensaio é realizado não drenado. Em tensões confinantes

mais elevadas, a amostra costuma apresentar comportamento predominantemente compressivo.

Clough et al. (1981) mostra que a resistência pós pico em ensaios triaxiais realizados em areias cimentadas, naturais e artificiais, tendem ao comportamento observado em solos sem cimentação, como mostrado na figura 2.12. O autor ressalta que a resistência de pico aumenta com o aumento da quantidade de cimento e a deformação mobilizada no momento da resistência de pico diminui com o aumento da cimentação.

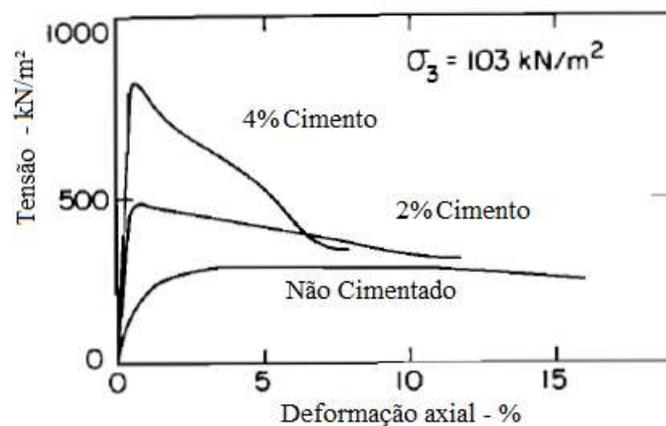


Figura 2.12 - Comportamento de areias submetidas a ensaio triaxial (adaptado de Clough et al., 1981)

O mecanismo de ruptura de areias cimentadas mostra diferenças em relação ao nível de tensões a que estão submetidas. Em baixas tensões uma areia pouco cimentada apresenta ruptura frágil e em altas tensões é apresentado um comportamento dúctil. Isto é explicado pois em baixas tensões a componente referente a cimentação, a coesão entre partículas, é mais significativa do que o ângulo de atrito do material. Em altas tensões, o ângulo de atrito controla predominantemente a resistência ao cisalhamento (CLOUGH *et al.*, 1981). Huang e Airey (1993) endossam em seu estudo que o efeito da cimentação é significativo em tensões menores do que a tensão de pré-adensamento. Para tensões mais elevadas, o fator predominante para aumento da resistência é a parcela friccional.

2.3 SOLOS REFORÇADOS COM FIBRAS

O reforço de solos com fibras é uma técnica há muito tempo conhecida e empregada pela humanidade. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço. (PALMEIRA, 1992 apud FESTUGATO, 2008)

Segundo Johnston (1994), as fibras em uma matriz cimentada podem, em geral, ter dois efeitos importantes. Primeiro, elas tendem a reforçar o compósito sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração, isto é, tração indireta, flexão, e cisalhamento, e, secundariamente, melhorar a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis. Gray e Ohashi (1983) avaliaram o reforço de fibras em areias, onde foi notado um aumento da tensão de pico e uma tensão pós-pico relevante quando comparado às amostras sem fibra. Foi observado que quanto maior o teor de fibra, maior é a resistência mecânica, até um certo limite ou assíntota, a partir do qual o efeito das fibras não é mais observado. O maior teor de fibras também mostrou aumento a capacidade de absorção de energia da mistura.

As fibras não impedem a formação de fissuras no compósito, mas são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras (TAYLOR, 1994). Hannant (1994) acredita que as fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, beneficiando as propriedades mecânicas no estado pós-fissuração, ou seja, aumentando a ductilidade. As fibras que “atravessam” as fissuras contribuem para os aumentos da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos (CASAGRANDE, 2001).

Os principais parâmetros relacionados ao desempenho dos materiais compósitos cimentados reforçados com fibras são apresentados por Taylor (1994), assumindo que as variações das propriedades descritas abaixo são atingidas independentemente:

- Teor de fibra: um alto teor de fibras confere maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura;

- Módulo de elasticidade da fibra: quanto maior o módulo de elasticidade, maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;
- Aderência entre a fibra e a matriz: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito;
- Resistência da fibra: aumentando a resistência das fibras, aumenta, portanto a ductilidade do compósito, assumindo que as ligações de aderência não sejam rompidas. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;
- Comprimento da fibra: quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade de elas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será mais bem utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão trativa igual à sua resistência à tração.

2.3.1 Tipos de fibras empregadas em solos reforçados

As fibras podem ser classificadas em quatro grupos: naturais, poliméricas, minerais e metálicas.

2.3.1.1 Fibras naturais

Foram os primeiros tipos de fibras empregados na história da humanidade, podendo ter origem bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana de açúcar (HANNANT, 1994). Essas fibras podem atingir resistências elevadas, como por exemplo as fibras de bambu, que chegam em resistências acima de 100 MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

Um problema enfrentado na utilização de compostos formados por fibras vegetais é a durabilidade, visto que o material natural sofre com ações de microrganismos e fungos, podendo afetar suas características mecânicas. Teodoro (1999) afirmou que a exposição

de fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras naturais, impedindo a utilização como reforço em materiais cimentados comuns, como o cimento Portland. Carvalho et al. (2015) mostrou que a utilização da fibra de sisal apresentou propriedades mecânicas interessantes para utilização como reforço, porém as fibras apresentaram também ser altamente biodegradáveis, sendo muito afetadas por raios ultravioletas, calor e umidade, sugerindo o uso desse material somente para obras temporárias.

2.3.1.2 Fibras poliméricas

A utilização de fibras poliméricas é considerada interessante para o emprego em reforço de solos pelas suas características físicas, químicas e mecânicas. Diversos tipos de polímeros são utilizados para a fabricação de fibras, apresentando diferentes características de acordo com sua estrutura química (Casagrande, 2005).

Casagrande (2005) apresentou que as fibras poliméricas podem ser divididas em fibras de polipropileno, polietileno, poliéster e poliamida. Essas categorias são descritas a seguir:

- Fibras de polipropileno: essas fibras são constituídas por um material que adquire uma consistência plástica com o aumento de temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma a que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994). Essas fibras possuem grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição, seu módulo de elasticidade se encontra em torno de 8GPa e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de substâncias químicas e ambientes alcalinos (Taylor, 1994). Tais características conferem aos materiais reforçados por essas fibras uma substancial resistência ao impacto;
- Fibras de polietileno: as fibras de polietileno possuem módulo de elasticidade baixo, possuem pouca aderência à matriz cimentada e são altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, o que significa que sua utilização para suporte de altas tensões permanentemente em um compósito fissurado pode implicar em consideráveis alongações e deflexões ao

longo do tempo (Hannant, 1994). Procurando minimizar o problema da baixa aderência e módulo, tem sido desenvolvido o polietileno de alta densidade;

- Fibras de poliéster: o poliéster apresenta alta densidade, rigidez e resistência, conferindo tais características às fibras feitas deste material. Essas fibras possuem aspecto similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994). O poliéster mais conhecido é o polietileno tereftalato, cuja sigla é PET, muito utilizados em garrafas plásticas.
- Fibras de poliamida (Kevlar): são polímeros que contém longas cadeias de moléculas, possuindo baixa resistência e rigidez, visto que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, ao esticar e reforçar essas moléculas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como por exemplo o Kevlar (Taylor, 1994).

2.3.1.3 Fibras minerais

As principais fibras minerais utilizadas são a fibra de carbono, vidro e amianto, apresentadas a seguir:

- Fibras de carbono: são baseadas na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza destas, apresentando alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420 GPa. Além disso, possui grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor, 1994);
- Fibras de vidro: as fibras de vidro são geralmente manufaturadas de forma que os fios são compostos por centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é da ordem de 10 µm (Taylor, 1994). A maior parte das fibras de vidro é produzida a partir de vidro tipo E, que é susceptível ao ataque alcalino.
- Fibras de amianto: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000 MPa e módulo de elasticidade em torno de 160 GPa, com alta aderência entre a matriz cimentada e as fibras. Seu diâmetro é muito pequeno, na ordem de 1 µm (Taylor, 1994). Entretanto, quando cortadas, essas fibras liberam partículas

pequenas que ao serem inaladas podem causar danos aos pulmões. Esses danos à saúde humana levaram à proibição de seu uso em diversos países.

2.3.1.4 Fibras metálicas

As fibras de aço conduziram a um número considerável de pesquisas como método de melhoria das propriedades mecânicas de materiais de construção. As fibras de aço utilizadas na construção civil apresentam fator de forma na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 0,1 a 7,62 cm e diâmetro entre 0,13 e 0,9 mm. A ruptura de compósitos contendo fibras de aço é normalmente associada ao arrancamento das fibras, devido à elevada resistência das mesmas.

2.3.2 Alterações na resistência ao cisalhamento

Conforme Festugato (2008), as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito, levando a um aumento nas áreas sob as curvas tensão-deformação. Essa propriedade é comumente referida como tenacidade e representa o trabalho da fatura ou a capacidade de absorção da energia do compósito.

Diversos autores relataram acréscimo na resistência devido à adição de fibras ao solo. Alguns relataram aumento de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986) e, outros, um aumento não linear (Shewbridge & Sitar, 1989; Jewell & Wroth, 1987; Teodoro, 1999) (CASAGRANDE, 2005).

Festugato *et al.* (2017), encontrou uma relação quase linear do comprimento da fibra quando analisadas as resistências normalizadas pelo parâmetro porosidade/cimento ajustado. Essa linearidade sugere que para cada comprimento de fibra há uma proporcionalidade direta entre as forças de tração e compressão das misturas cimentadas reforçadas com fibra, sendo independente da relação porosidade/cimento.

Montardo (1999) observou o aumento do ângulo de atrito interno de uma areia uniforme com e sem cimentação artificial, reforçada com diferentes tipos de fibras. Com relação ao intercepto coesivo, o autor somente encontrou um aumento para a areia não cimentada reforçada com fibras de polipropileno.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento no ângulo de atrito. Já para

solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último. Conforme observado pelo mesmo autor, a resistência do solo cimentado reforçado com fibras depende basicamente das condições da matriz, como teor de cimento, densidade, tamanho médio das partículas e distribuição granulométrica.

Consoli *et al.* (1999) observou que o acréscimo de resistência devido à inclusão de fibras em solo cimentado artificialmente se mostrou mais pronunciada para menores teores de cimento.

Conforme observado por Casagrande (2005), a adição de fibras ao solo aumenta tanto os parâmetros de resistência de pico, como a resistência pós-pico do mesmo, após grandes deslocamentos.

De acordo com os ensaios realizados por Consoli *et al.* (2009), onde amostras de areia de Osório cimentadas com cimento Portland e reforçadas com fibras de polipropileno de 24mm foram testadas, as amostras cimentadas reforçadas com fibra demonstraram comportamento dúctil para amostras com teor até 4% de cimento e um comportamento frágil, porém menos pronunciado do que uma amostra estabilizada somente com cimento, para maiores teores de cimento. Também se observou um aumento global do ângulo de atrito e do intercepto coesivo após a adição de cimento e inclusão de fibras.

2.4 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Nesse item serão descritos alguns critérios de ruptura que são utilizados para descrever o comportamento de solos. Serão descritos os modelos de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Lade.

2.4.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb descreve o colapso do material no momento em que a tensão cisalhante atuante no plano de resistência alcança o valor da tensão cisalhante de resistência do material. A envoltória é comumente descrita como uma curva, porém é possível ajustá-la por uma reta, levando em consideração as tensões principais menor e maior. Esse critério é destinado para materiais com atrito interno. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a resistência ao cisalhamento τ no momento da ruptura pode ser determinada pela equação 5.

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi \quad (5)$$

Onde c é a coesão e Φ o ângulo de atrito interno do material.

O conceito do círculo de Mohr, descrito pelas equações 6 e 7, pode ser utilizado para expressar a função de escoamento em termos das tensões principais σ_1 e σ_3 , a tensão principal maior e a tensão principal menor, respectivamente.

$$\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{3} \sin \Phi + c \cos \Phi \quad (6)$$

$$F = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{3} \sin \Phi + c \cos \Phi = 0 \quad (7)$$

Onde F é a função de resistência em termo das tensões principais ($F(\sigma_1, \sigma_3)$).

A figura 2.13 apresenta o critério de ruptura Mohr-Coulomb no plano (σ, τ) e no plano octaédrico, onde é possível observar uma seção em formato de polígono octogonal.. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a tensão de falha sob compressão é maior do que sob tração.

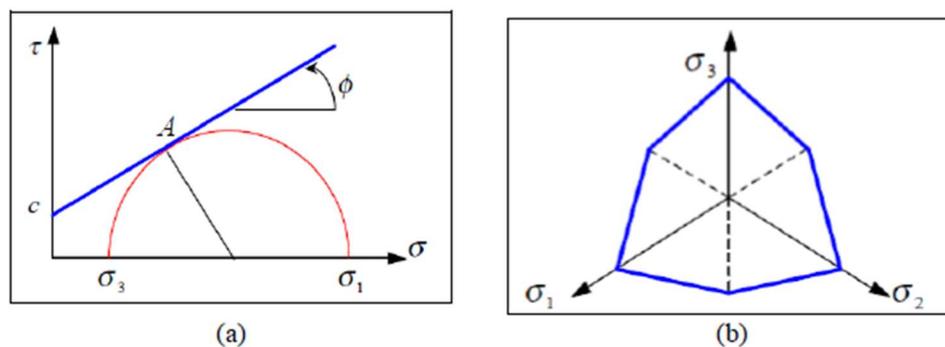


Figura 2.13 - Representação do critério de Mohr-Coulomb no plano (a) (σ, τ) e (b) octaédrico (Silvani, 2017).

2.4.2 Critério de ruptura de Drucker-Prager

O modelo de Mohr-Coulomb, apresentado no item 2.4.1, apresenta cantos agudos quando representado no espaço octaédrico das tensões principais. Esses cantos implicam em singularidades nas funções de fluência, dificultando a implementação computacional. Visando resolver este problema Drucker e Prager (1952) propuseram uma revisão na equação da superfície de escoamento proposta por Coulomb. Este critério é apresentado

matematicamente pela equação 8 e não incorpora a ação do caminho de tensão ao qual o material é sujeito. As diferenças entre o critério de Mohr- Coulomb e Drucker-Prager podem ser observadas na figura 2.14.

$$F = \sqrt{\frac{1}{6}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2} - A - B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (8)$$

Onde $A = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3+\sin \phi)}$ e $B = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3+\sin \phi)}$ são funções da coesão e do ângulo de atrito e σ_x , σ_y e σ_z são as tensões principais.

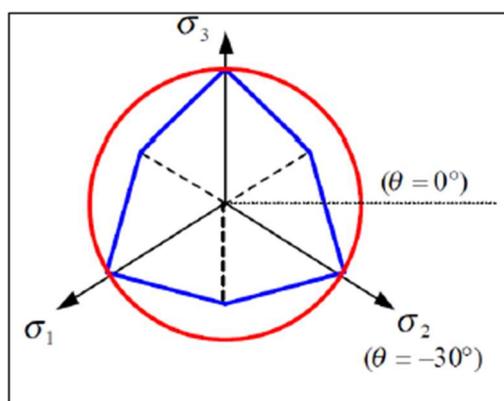


Figura 2.14 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (em azul) e Drucker-Prager (em vermelho) no plano octaédrico (Silvani, 2017).

2.4.3 Critério de ruptura de Lade

Este critério de ruptura foi proposto Lade e Kim (1988a,b), como um aperfeiçoamento do modelo de duas superfícies desenvolvido por Lade (1977) para areias e argilas. O modelo é formulado no estado 3D de tensões para materiais isotrópicos com atrito interno. Esse modelo é adequado para representar o escoamento contínuo de materiais granulares, associados a ocorrências de endurecimento e/ou amolecimento isotrópicos. Depende do primeiro e terceiro invariantes do tensor de tensões, sendo expresso pela equação 9. A superfície descrita pela equação se assemelha a uma bala assimétrica no espaço de tensões, com a ponta na origem dos eixos.

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{P_a}\right)^m - \eta_1 = 0 \quad (9)$$

Onde os parâmetros m e η_1 são constantes adimensionais.

O ângulo da ponta aumenta com o valor de η_1 como pode ser observado na figura 2.15a, enquanto a curvatura da superfície, sempre côncava com respeito ao eixo hidrostático, aumenta com o valor de m . Para m constante e η_1 crescente, a projeção da superfície no plano octaédrico é uma curva que varia da forma circular para um triângulo com bordas arredondadas. Para $m = 0$, a forma da curva não é afetada por I_1 e para $m > 0$ muda gradualmente de triangular para circular à medida que I_1 aumenta (Figura 2.15b).

A resistência à tração (coesão) é incorporada no critério trasladando-se a origem dos eixos de tensão ao longo do eixo hidrostático de um valor ap_a , de tal forma que a equação 10 seja satisfeita.

$$\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} + \delta_{ij}ap_a \quad (10)$$

Onde a é uma constante adimensional. Os parâmetros η_1 , m e a devem ser determinados a partir de ensaios de compressão triaxial convencionais.

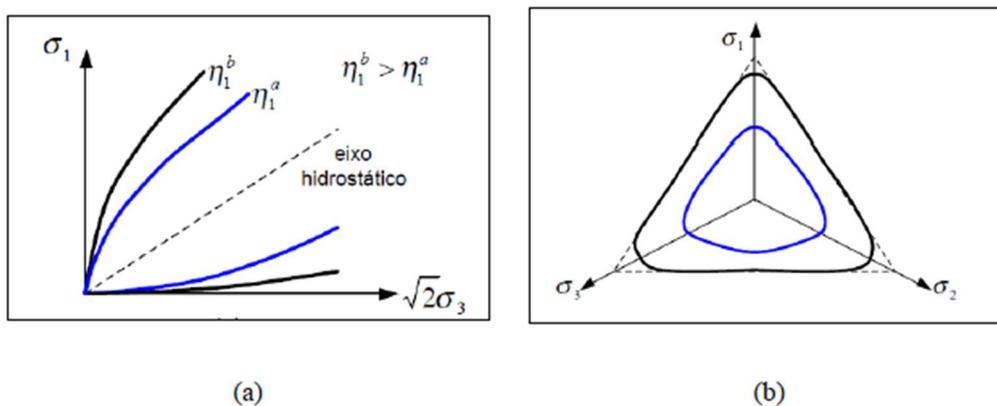


Figura 2.15 - Critério de ruptura de Lade e Kim no plano (a) biaxial e (b) triaxial (Silvani, 2017)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para que seja possível a avaliação do comportamento mecânico das misturas estudadas, o programa experimental descrito neste capítulo foi executado.

3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Para possibilitar a avaliação das propriedades mecânicas das misturas, foram definidos três tipos de variáveis: fixas, independentes e de resposta.

A variáveis fixas da pesquisa são:

- a) Material – Rejeito de minério de ferro;
- b) Tipo de agente cimentante – Cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI);
- c) Teor de umidade de moldagem – 11,3%;
- e) Tempo de cura – 7 dias.

As variáveis independentes da pesquisa são:

- a) Peso específico da mistura – expressa em função do peso específico aparente seco (γ_D), nos valores 17,5 kN/cm³, 1,9 g/cm³, 2,15 g/cm³ e 2,2 g/cm³ para ensaios de compressão simples e diametral; 1,75 g/cm³ para ensaios *True Triaxial* e para ensaios *Hollow Cylinder Torsional*;
- b) Teor de cimento – definidos nas porcentagens 3%, 5% e 7% para ensaios de compressão simples e diametral; 2,43% nos ensaios *True Triaxial* e *Hollow Cylinder Torsional* para amostras com fibra; 2,66% nos ensaios *True Triaxial* e *Hollow Cylinder Torsional* para amostras sem fibra.
- d) Teor de fibra – 0,0 e 0,5%;

As variáveis de resposta do estudo são:

- a) Resistência à compressão simples (RCS);
- b) Resistência à tração na compressão diametral (RCD);
- c) Comportamento do material quando submetido a ensaios *True Triaxial*, avaliado a partir da tensão em cada face (σ_x , σ_y , σ_z) e deformação em cada face (ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z), e suas correlações.
- d) Comportamento do material quando submetido a ensaios *Hollow Cylinder Torsional*, avaliado a partir da tensão vertical (σ_z), radial (σ_r) e circunferencial (σ_θ), deformação vertical (ϵ_z), radial (ϵ_r) e circunferencial (ϵ_θ), variação volumétrica (ϵ_v) e suas correlações.

3.2 MATERIAIS

Neste item são detalhados os materiais que são utilizados no programa experimental, sendo eles:

- a) Rejeito de mineração de ferro;
- b) Cimento Portland;
- c) Fibras de polipropileno;
- d) Água.

3.2.1 Rejeito de mineração de ferro

O rejeito de minério de ferro utilizado na pesquisa é oriundo da empresa Companhia Siderúrgica Nacional (CSN). O material é o rejeito do beneficiamento de minério de ferro. Esse beneficiamento é caracterizado por ser um processo físico. Esse rejeito, em específico, é depositado em pilhas, seguindo as recomendações da ANM, que indicam a obrigatoriedade da deposição de forma mais segura após as recentes rupturas da barragem de Fundão (Mariana – MG) e Córrego do Feijão (Brumadinho – MG).

O rejeito em estudo é caracterizado por ser um material com finos, de característica predominantemente siltosa. O peso específico real dos grãos encontrado, determinada com o procedimento descrito na NBR 6458 (ABNT, 2016), foi 31,8 kN/m³. A tabela 3.1 indica as propriedades físicas do material em estudo.

Tabela 3.1 – Propriedades físicas do rejeito de minério de ferro

Propriedades	Rejeito de minério de ferro
Índice de Plasticidade (%)	9 %
Peso específico (kN/m ³)	31,8
Areia Fina (0,06 mm < diâmetro < 0,2 mm)	18 %
Silte (0,002 mm < diâmetro < 0,06 mm)	70 %
Argila (diâmetro ≤ 0,005 mm)	12 %
Diâmetro médio das partículas, D ₅₀	0,04 mm
Classificação USCS	CL-OL (Argila siltosa de baixa plasticidade)

A curva granulométrica, realizada a partir do ensaio de granulometria (NBR 7181), está apresentada na figura 3.1. Junto a curva representativa do material em estudo estão representados materiais de origem semelhantes anteriormente caracterizados por diversos autores na literatura.

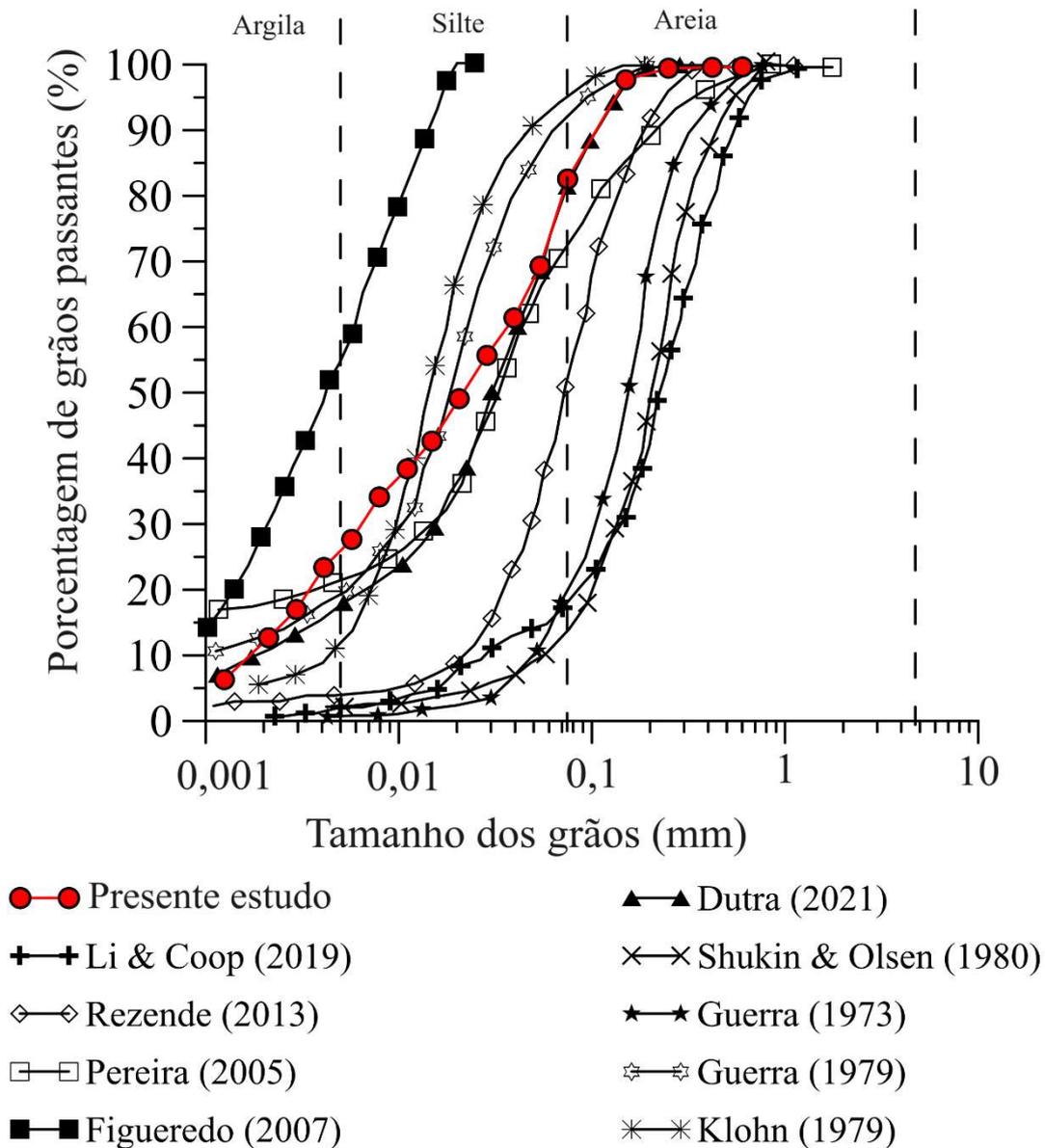
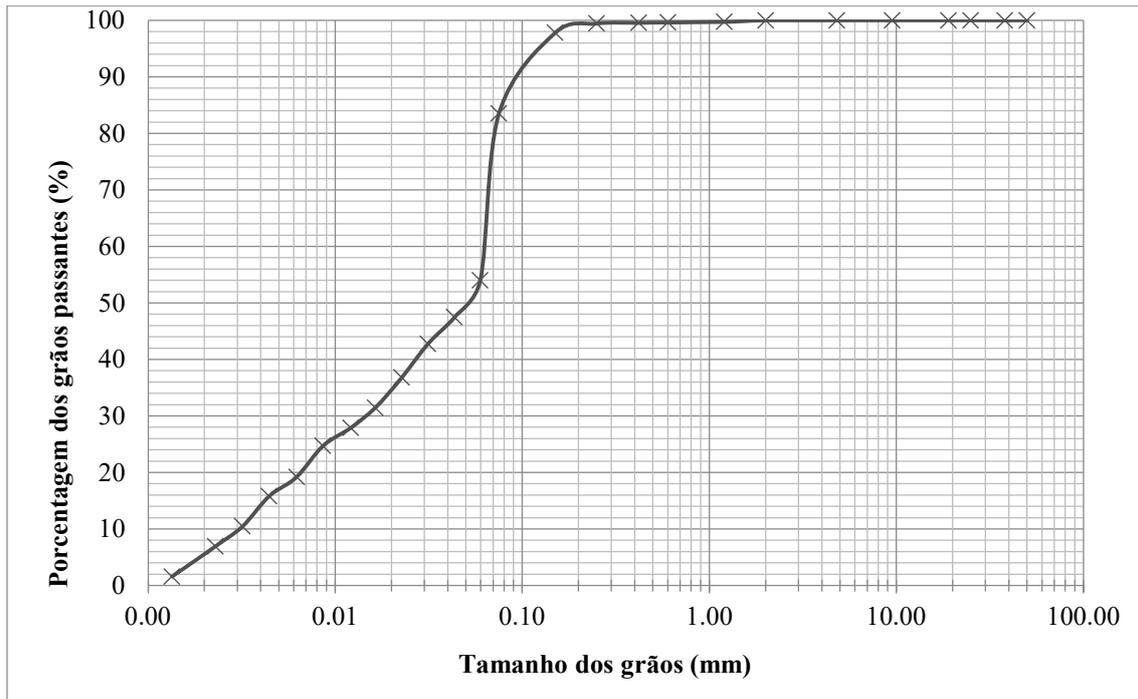


Figura 3.1 – Granulometria do material em estudo e comparação com materiais semelhantes presentes na literatura



O ensaio de massa específica do cimento, realizado por Foppa (2005) conforme NBR NM 23/2001, indicou o valor médio de 3,15 g/cm³.

3.2.3 Fibras de polipropileno

Para o presente trabalho, visando reforçar o solo, foram escolhidas fibras de polipropileno. Segundo Festugato (2008), as fibras de polipropileno apresentam características uniformes e bem definidas, são inertes quimicamente e estão disponíveis em grande quantidade no comércio.

As fibras de polipropileno são constituídas de um tipo de material que adquire uma consistência plástica com o aumento da temperatura, denominado termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas, separadas entre si de forma que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994).

Essas fibras possuem uma grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição; seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Além disso, possuem elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis (Taylor, 1994). Tais características conferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto (Festugato, 2008).

Foi escolhido para a moldagem das amostras fibras com comprimento de 24 mm e 0,023 mm de diâmetro, correspondentes a um índice aspecto de 1043. A fibra utilizada na pesquisa é chamada FibroMac, disponibilizada pela empresa Maccaferri. Elas são constituídas por filamentos extremamente finos, produzidos a partir do processo de extrusão.

3.2.4 Água

Foi empregada no processo de moldagem das misturas água destilada. Ela foi utilizada para que não houvesse a presença de minerais que pudessem causar influência e/ou reações não esperadas em contato com outros materiais na mistura.

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Preparação das amostras e cura

Os corpos de prova são moldados conforme a norma NBR 12024 (2012). Primeiramente, os materiais secos são pesados e misturados até que seja formada uma mistura homogênea. Após, a água destilada é adicionada e misturada de forma uniforme. Após a uniformização, são adicionadas as fibras de polipropileno e misturadas até que o material obtido se mostre homogêneo. A quantidade misturada é suficiente para a moldagem do corpo de prova e a retirada de amostras para verificação da umidade. A massa total necessária para a moldagem da amostra é então dividida em 3 camadas e, em seguida, são retiradas amostras do material restante para verificação da umidade da mistura. Essas amostras retiradas para a medição da umidade são levadas a estufa, na temperatura de 100°C, e deixadas por um período de 48 horas.

3.3.1.1 Moldagem dos corpos de prova para ensaios de resistência não confinada

Os corpos de prova são compactados estaticamente, com o auxílio de um macaco hidráulico e uma estrutura de reação, em 3 camadas. As amostras são em molde cilíndrico, com dimensões de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. Nas interfaces entre camadas, a superfície é escarificada para que seja garantida a aderência entre elas. Após a compactação, a amostra é retirada do molde, são verificadas as dimensões e massa, e o corpo de prova é acondicionado para cura em embalagem plástica durante o período de 7 dias, com temperatura de 20 ± 1 °C. No sexto dia, as amostras são colocadas em imersão pelo período de 24 horas, visando a redução da sucção no corpo de prova. No sétimo dia, são realizados os ensaios de resistência não confinada (compressão simples e compressão diametral).

3.3.1.2 Moldagem das amostras de *True Triaxial*

O processo de moldagem das amostras utilizadas para a realização do ensaio *True Triaxial* é semelhante ao realizado na moldagem das amostras de resistência não confinada. A figura 3.3 mostra o molde e uma amostra *True Triaxial* moldada. As amostras utilizadas para esses ensaios são confeccionadas em um molde cúbico, com dimensões de 10 cm de altura, 10 cm de comprimento e 10 cm de largura. Nas interfaces entre camadas é realizada a escarificação para garantir aderência. A compactação é realizada de forma

manual, com o auxílio de um compactador de base quadrada, em 5 camadas, cada uma com 2 cm de altura. Após a compactação, a amostra é mantida no molde pelo período de um dia, coberto com saco plástico, visando garantir que as arestas e vértices do cubo não sofram possíveis danos na desmoldagem. Após a retirada do molde, a amostra é acondicionada para cura no restante dos dias, com temperatura controlada de 20 ± 1 °C. No dia de montagem do ensaio *True Triaxial* são verificados as dimensões e massa do corpo de prova.



Figura 3.3 - Molde e amostra *True Triaxial*

3.3.1.3 Moldagem das amostras *Hollow Cylinder Torsional*

Primeiramente, os materiais secos foram pesados e misturados até que formasse uma mistura homogênea. Após, a água destilada foi adicionada e misturada de forma uniforme. Após a uniformização, foram adicionadas as fibras de polipropileno e misturadas até que o material obtido se mostrasse homogêneo. A quantidade misturada foi suficiente para a moldagem do corpo de prova e a retirada de amostras para verificação da umidade. A massa total necessária para a moldagem da amostra foi então dividida em 7 camadas e, em seguida, foram retiradas amostras do material restante para verificação da umidade da mistura. Essas amostras retiradas para a medição da umidade foram levadas a estufa, na temperatura de 100°C, e deixadas por um período de 48 horas. As amostras foram moldadas em molde cilíndrico tripartido, com dimensões de 20 cm de altura, 10 cm de

diâmetro externo e 6 cm de diâmetro interno. Os corpos de prova foram compactados manualmente, com auxílio de um compactador, em 7 camadas de mesma espessura. Nas interfaces entre camadas, a superfície foi escarificada para que fosse garantida a aderência entre elas. Após a compactação, as amostras cimentadas foram retiradas do molde, verificadas as dimensões e massa, e os corpos de prova foram acondicionados para cura em embalagem plástica durante o período de 7 dias, com temperatura de 20 ± 1 °C. No quinto dia, as amostras foram posicionadas dentro da câmara para iniciar os procedimentos do ensaio de forma que no sétimo dia foi realizada a etapa de cisalhamento. As amostras não cimentadas foram colocadas imediatamente dentro da câmara para realização do ensaio.

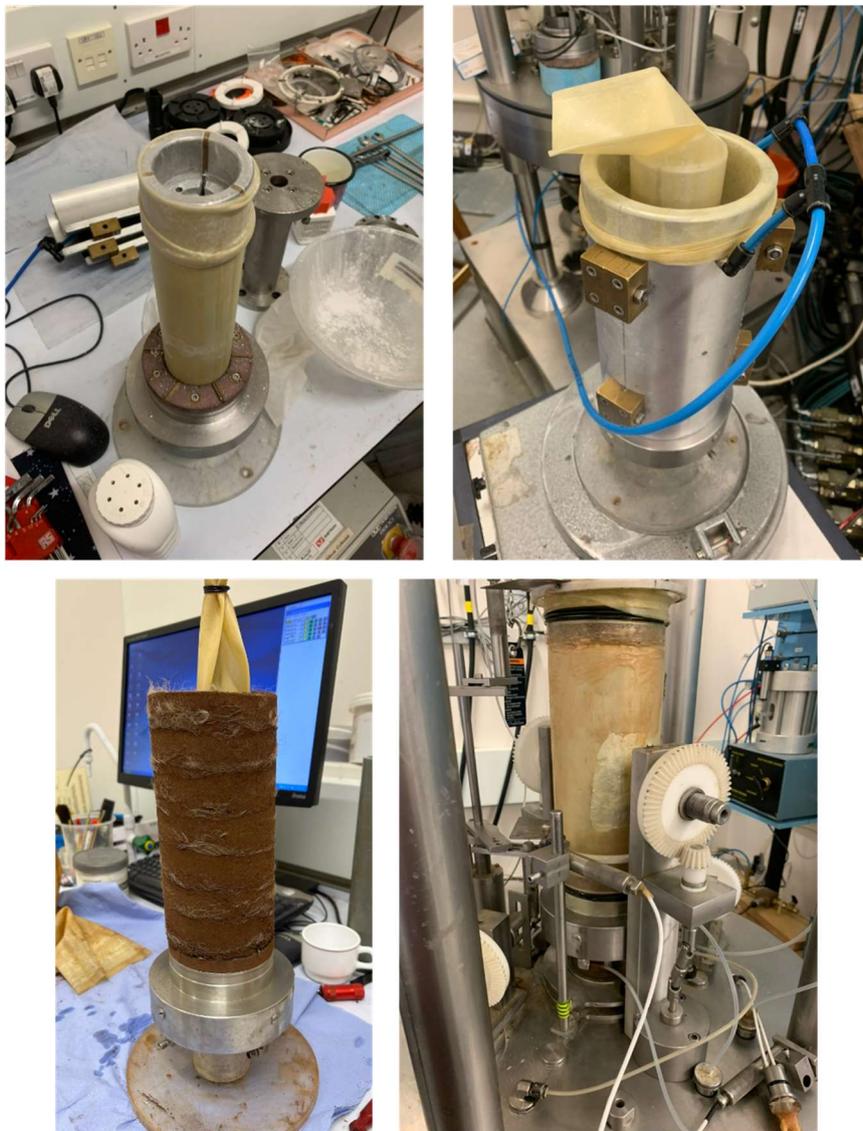


Figura 3.4 - Moldagem e montagem de uma amostra *Hollow Cylinder*

3.3.2 Critérios de aceitação da amostra

Foram consideradas adequadas para ensaiar os corpos de prova que seguiam os seguintes critérios:

- a) massa específica aparente seca (γ_d): grau de compactação de 99 a 101% do especificado;
- b) teor de umidade (ω): $\pm 0,5\%$ da umidade especificada;
- c) dimensões amostras de resistência não confinada: diâmetro $50 \pm 0,5$ mm e altura 100 ± 1 mm;
- d) dimensões amostras de *True Triaxial*: altura 100 ± 1 mm, comprimento 100 ± 1 mm e largura 100 ± 1 mm;
- e) dimensões amostras de *Hollow Cylinder*: altura 200 ± 2 mm, diâmetro interno $60 \pm 0,6$ mm e diâmetro externo 100 ± 1 mm.

3.3.3 Ensaaios

Nesse item serão descritos os ensaios previstos no programa experimental, representados pelos ensaios de compressão simples, compressão diametral, *true triaxial* e *hollow cylinder torsional*.

3.3.3.1 Ensaaios de resistência não confinada

O ensaio de compressão simples, normatizado pela NBR 12770, consiste na avaliação da resistência mecânica do corpo de prova submetido à um carregamento monotônico, conforme figura 3.3. O ensaio de compressão simples é muito utilizado para a avaliação da resistência por ser um ensaio simples, de fácil execução e de baixo custo.

Foram moldados para este ensaio triplicatas das misturas definidas, totalizando 36 corpos de prova. Para a realização dos ensaios, foi utilizada uma prensa automática com capacidade de 100 kN, utilizando para a medição da carga aplicada uma célula de carga de capacidade de 20 kN e resolução de 0,005 kN. A velocidade da prensa é constante e

configurada com a taxa de 1,14 mm/min. A configuração do ensaio de compressão simples pode ser observada na figura 3.5(a).

O ensaio de compressão diametral, cuja normatização encontra-se na NBR 7222 (2011), é baseado na experiência de Lobo Carneiro (1943). O ensaio visa a obtenção da resistência à tração através de uma compressão, onde o corpo de prova se encontra na posição horizontal, conforme a figura 3.5(b). Esse ensaio foi escolhido por ser considerado um ensaio de fácil execução e com corpos de prova com as mesmas dimensões dos utilizados para a realização dos ensaios de compressão simples.

Foram moldados para o ensaio de compressão diametral triplicatas das misturas, totalizando 36 corpos de prova. Para a realização dos ensaios foi utilizado o mesmo equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão simples.

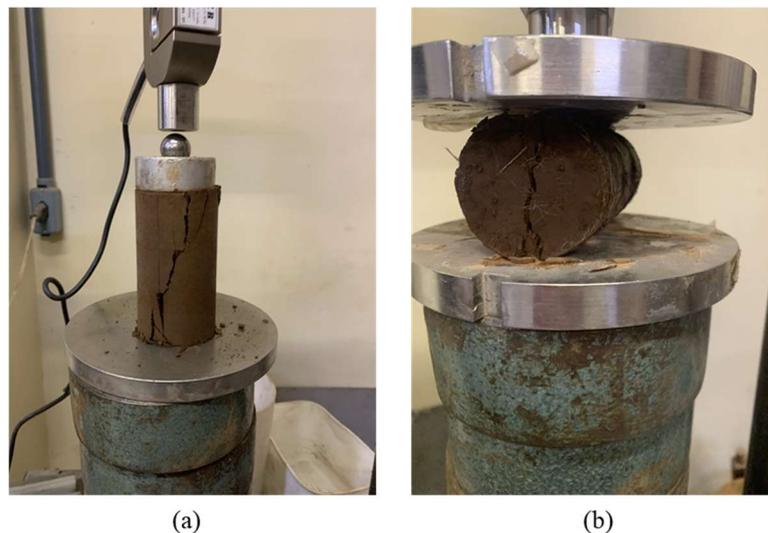


Figura 3.5 - Ensaios de compressão não confinada: (a) compressão simples; (b) compressão diametral.

3.3.3.2 Ensaio *True Triaxial*

O equipamento de ensaio triaxial verdadeiro proporciona a possibilidade de controlar as três tensões principais ou as três deformações principais sem permitir a rotação da direção dos eixos principais. Este, portanto, permite a exploração do comportamento tridimensional dos elementos de solo. Vários tipos de equipamentos foram desenvolvidos

por muitos pesquisadores diferentes, mas todos eles se dividem em três categorias principais: tensão controlada com parede flexível, deformação controlada com parede rígidas e fronteira mista (Silvani, 2017).

Ko e Scott (1967) desenvolveram um aparelho que tem sido o modelo de muitos equipamentos de triaxiais verdadeiros com parede flexível. Segundo Willians (2001), o conceito básico deste tipo de equipamento é de uma caixa rígida cúbica capaz de proporcionar reação para membranas flexíveis de borracha que podem ser pressurizadas independentemente e assim transmitir tensões uniformes para a amostra cúbicas nos três planos principais. O deslocamento e a alteração do volume das membranas podem ser medidos para o cálculo das tensões. Pode-se observar um esquema do equipamento na figura 3.6.

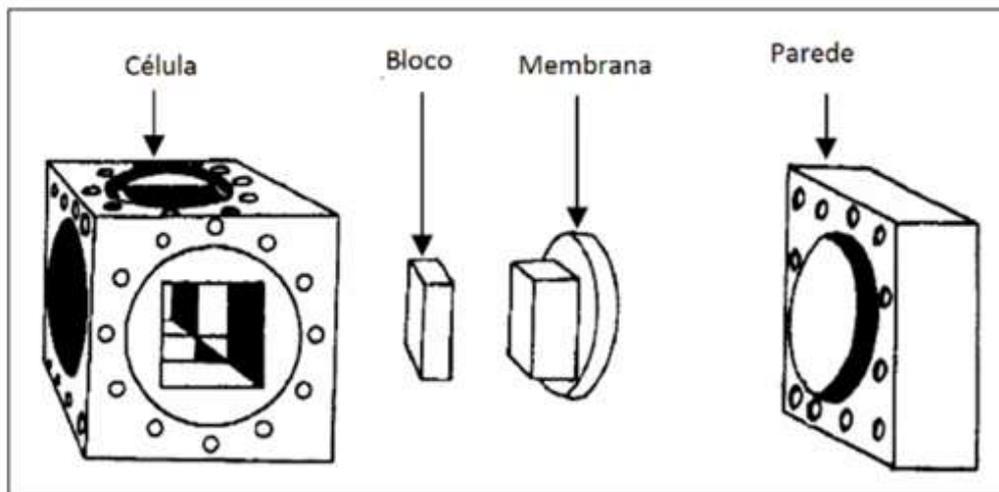


Figura 3.6 - Esquema do equipamento de triaxial verdadeiro (Adaptado de William, 2011 apud Silvani, 2017)

O ensaio de triaxial verdadeiro busca avaliar a influência da tensão principal intermediária sobre o comportamento do solo, o efeito de bandas de cisalhamento sobre o comportamento de tensão-deformação e falha de solos, investigação da natureza anisotrópica não-monotônica de solos e utilização de dados multiaxiais para a exploração e verificação das hipóteses básicas de modelos constitutivos sofisticados (Silvani, 2017).

O parâmetro b associado com o ensaio de triaxial verdadeiro, utilizado em termos de tensões médias é definido pela equação 13.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (13)$$

A representação do estado de tensões do ensaio de triaxial verdadeiro é realizado no plano octaédrico, onde posteriormente é possível o ajuste de critérios de ruptura do material, tais como Mohr-Coulomb, Matsuoka e Nakai (1974), Lade e Duncan (1975), Lade e Kim (1988), William and Warnke (1974) e Lade (1977). Os modelos tratam o material analisado como homogêneo e isotrópico. A representação das tensões pode ser observada na figura 3.7.

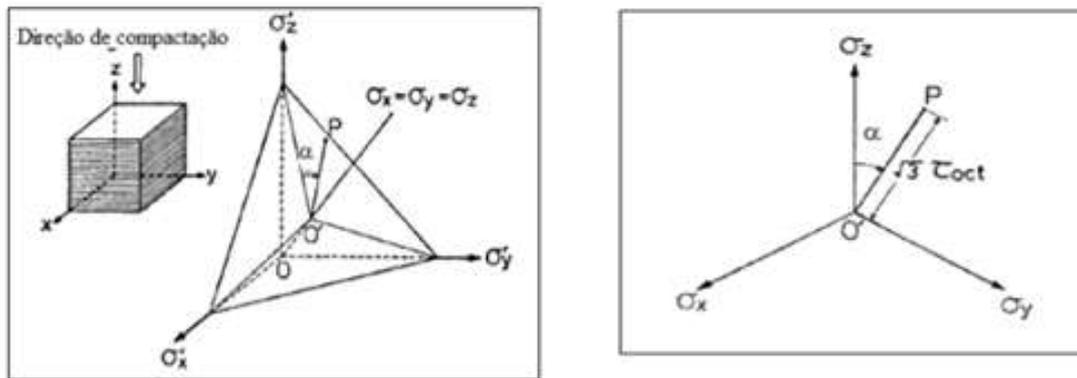


Figura 3.7 - Representação das tensões principais no plano octaédrico

Para que seja possível a visualização das trajetórias de tensões no plano ortogonal, as tensões precisam ser planificadas. Essa planificação é realizada através das componentes qx e qz

A tensão e a deformação desviatória são definidas a partir das equações 14 e 15.

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + (\sigma'_x - \sigma'_y)^2}{2}} \quad (14)$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3} \sqrt{2 [(\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2]} \quad (15)$$

As mudanças de tensões são representadas no plano octaédrico. A componente de tensão normal, σ_{oct} , a componente tangencial, τ_{oct} , e a direção onde esse plano se encontra, θ , são definidas a partir das três tensões principais σ'_x , σ'_y e σ'_z , descritos pelas equações 16, 17 e 18, respectivamente.

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad (16)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2} \quad (17)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{3}(\sigma'_y - \sigma'_x)}{2\sigma'_z - \sigma'_x - \sigma'_y}\right) \quad (18)$$

A deformação cisalhante octaédrica e o ângulo ω , que representa a direção da deformação do plano octaédrico, são representados pelas equações 19 e 20.

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (19)$$

$$\tan \omega = \frac{\sqrt{3}(\varepsilon_y - \varepsilon_x)}{2\varepsilon_z - \varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (20)$$

Visto que os modelos de ruptura preveem que o material é homogêneo e isotrópico, os modelos não são totalmente representativos de materiais geotécnicos. Gao e Zhao (2012) observaram que o critério de ruptura de Kim e Lade não atende os resultados obtidos no ensaio triaxial verdadeiro. Com isso, foi proposto um ajuste ao critério de ruptura original, adaptando de forma que atenda o material estudado por eles. Com isso, é possível a verificação considerando a anisotropia. Entretanto, cada material possui um ajuste diferente, sendo necessária a realização de ensaios triaxiais verdadeiros para o ajuste da nova envoltória de ruptura.

Silvani (2017) observou a partir da realização de ensaios triaxial verdadeiro em misturas de areia, cal e cinza volante que os critérios de ruptura convencionais não são perfeitos para descrever a superfície de falha real do material, como pode ser observado na figura 3.8.

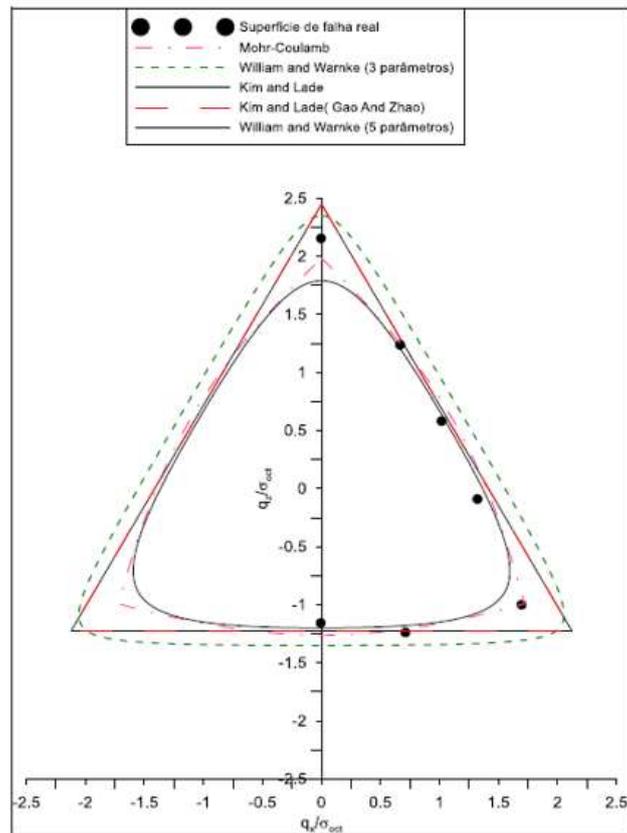


Figura 3.8 - Superfície de falha real e ajustada à modelos existentes (Silvani, 2017).

Os ensaios *true triaxial* foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG). O equipamento utilizado foi desenvolvido por Andreghetto *et al.* (2022), e é composto por um *hardware* de aquisição de dados e controle dos atuadores, uma célula cúbica com três faces flexíveis e três faces rígidas, membranas “*cushion*” de borracha de silicone e um software de controle e monitoramento. O algoritmo utilizado para a execução do ensaio foi desenvolvido no ambiente LabView 2013. O equipamento foi desenvolvido de forma que o controle das pressões é realizado por meio de dois controladores Arduino, que são responsáveis por comandar os motores de passo acoplados nas válvulas manuais de precisão. As medidas de pressão e deslocamento são adquiridas por meio de quatro transdutores de pressão (PT), acoplados em cada uma das três faces flexíveis e na entrada de água superior da célula cúbica, e nove transdutores de deslocamento (LVDT), acoplados nas faces flexíveis, três em cada face. Na figura 3.9 é possível observar o esquema do equipamento. Originalmente, o equipamento não operava com a utilização de contrapressão, porém foi

implementado anteriormente ao início dos ensaios presentes nesse trabalho. A contrapressão foi implementada adicionando um motor de passo acoplado a uma válvula de pressão. O controle dessa válvula é realizado pelo mesmo Arduino que é responsável pelo controle do atuador no eixo Z. Para o controle da pressão aplicada, foi acoplado um transdutor de pressão antes da entrada de água na célula cúbica. Para a aplicação da pressão, foi utilizada a tubulação instalada para percolação para a entrada de água, onde foi conectada uma ligação para uma câmara de interface ar-água. A válvula aplica a pressão selecionada no ar presente na câmara e a água pressurizada é introduzida na amostra, elevando a contrapressão. A figura 3.10 apresenta uma imagem do equipamento após a implementação da contrapressão, sem a presença das cartolas da célula cúbica.

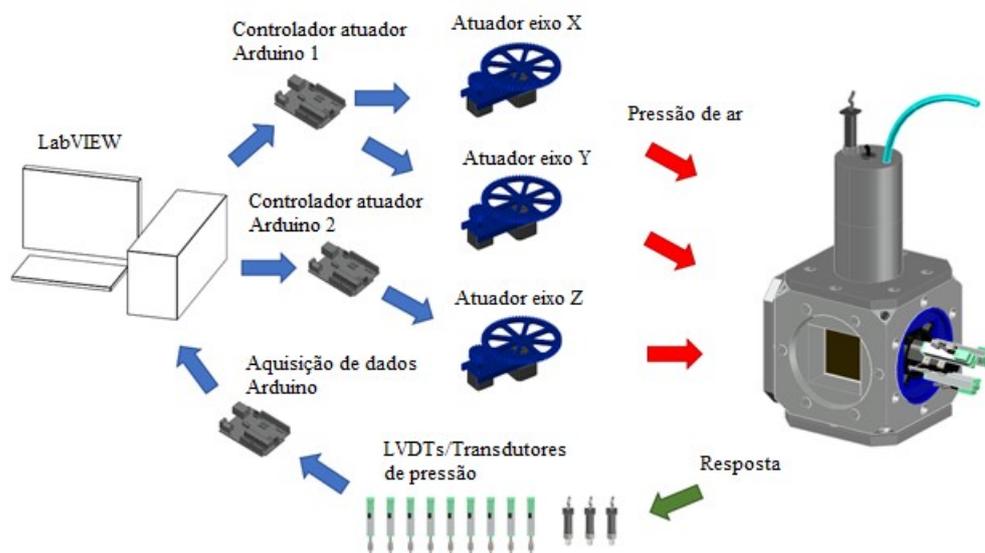


Figura 3.9 - Esquema de controle e monitoramento do equipamento true triaxial antes da implementação do sistema de contrapressão (adaptado de Andreghetto et al., 2022).

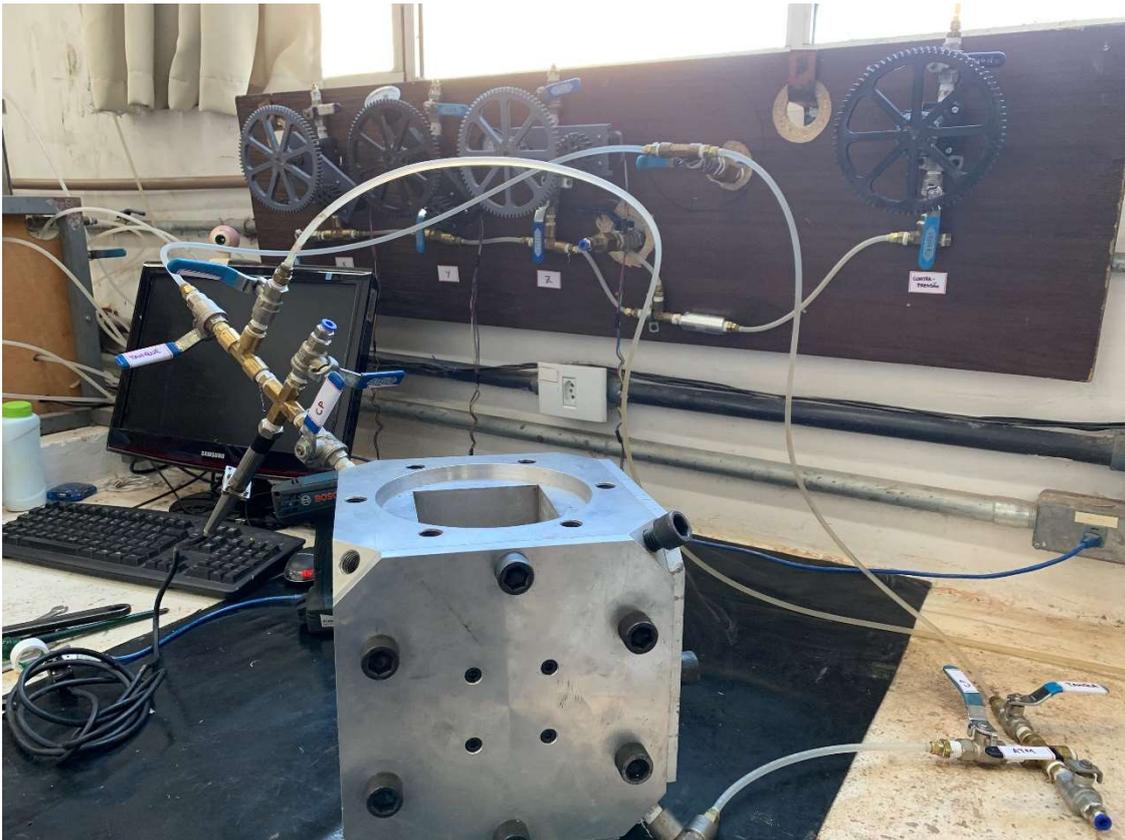


Figura 3.10 - Configuração do equipamento após a implementação da contrapressão.

O procedimento do ensaio *true triaxial* é realizado a partir do sexto dia de cura das amostras, quando o corpo de prova é acondicionado dentro da célula do *true triaxial* e é iniciado o processo de percolação na amostra. Primeiramente, as pressões são elevadas até 48 kPa, ao longo de 25 incrementos, visando a tensão efetiva de 30 kPa ao longo da percolação, visto que o tanque de água destilada a ser percolada exerce uma pressão de cerca de 18 kPa. Essa pressão foi escolhida para que seja possível a percolação, visto que o material quando submetido a uma tensão efetiva mais baixa teve dificuldades em percolar de forma uniforme na amostra. Após atingir a pressão alvo, é percolado gás carbônico (CO_2) com pressão de 18 kPa, pelo período de 15 minutos. A utilização de CO_2 se dá por motivo da fácil dissolução desse gás em água, contribuindo para uma diminuição das bolhas de ar dentro da amostra e facilitando o processo de saturação. Após, é iniciada a percolação com água destilada, realizada por um período de 24 horas para que seja garantida a entrada de água em toda a amostra. No sétimo dia de cura, após finalizar a percolação, é realizada a saturação das amostras, onde as pressões são elevadas até o alvo

de 300 kPa na contrapressão, ao longo de 50 incrementos. Essa pressão foi escolhida visando dissolver as possíveis bolhas de ar existentes dentro da amostra e limitada a capacidade que o equipamento suporta antes de ocorrerem vazamentos pelas faces flexíveis. Não foi possível a medição de parâmetro B ao longo da saturação. Após o processo de saturação, é realizada a consolidação da amostra até a tensão efetiva de 100 kPa em 50 incrementos. As etapas do ensaio *true triaxial* são realizadas de forma semelhante ao procedimento adotado em ensaios triaxiais convencionais. Após a finalização da consolidação, é iniciado o cisalhamento da amostra. O cisalhamento no ensaio é realizado de forma que pode ser escolhida a trajetória que é desejada pelo operador. É escolhido o ângulo de Lode e o cisalhamento ocorre com p' constante. As trajetórias são descritas conforme a tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Trajetórias dos ensaios *true triaxial* (adaptado de Corte, 2020).

Ângulo de Lode	Tensão principal máxima	Tensão principal intermediária	Tensão principal mínima	b	Incremento de carregamento (kPa)		
					$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_y$	$\Delta\sigma_x$
0°	σ_z	-	σ_x, σ_y	0	+10	-5	-5
30°	σ_z	σ_y	σ_x	0,5	+10	0	-10
60°	σ_y, σ_z	-	σ_x	1	+5	+5	-10
90°	σ_y	σ_z	σ_x	0,5	0	+10	-10
120°	σ_y	-	σ_x, σ_z	0	-5	+10	-5
150°	σ_y	σ_x	σ_z	0,5	-10	+10	0
180°	σ_x, σ_y	-	σ_z	1	-10	+5	+5

Foram realizados 14 ensaios *true triaxial*, totalizando duas rosetas. Foi escolhido, para fim de comparação, o mesmo fator porosidade/teor volumétrico de cimento para as duas composições, com e sem fibra. Foi definido a massa específica aparente seca igual a 1,75 g/cm³ para as duas misturas e o cimento foram distintos para que fosse possível manter o mesmo $\eta/C_{iv}^{0,16}$ nos dois tipos de amostra.

3.3.3.3 Ensaio *Hollow Cylinder Torsional*

Os ensaios *Hollow Cylinder Torsional* foram realizados no laboratório de geomecânica da University of Bristol. Este equipamento foi desenvolvido para a investigação do comportamento mecânico de um solo submetido a diferentes condições de carregamento. As amostras submetidas a esse ensaio são de formato cilíndrico vazado e o equipamento permite o controle do carregamento axial (W), o torque aplicado (T) e a pressão externa e interna (P_i, P_o) independentemente. Essas variáveis controláveis permitem alterar

quatro diferentes componentes de tensão: axial (σ_z), radial (σ_r), circunferencial (σ_θ) e cisalhante ($\tau_{\theta z}$), relacionadas respectivamente as deformações axial, radial, circunferencial e cisalhante. Os quatro graus de liberdade permitem maior combinação de trajetórias de tensão, sendo uma peculiaridade única do equipamento.

O HCTA é especialmente adequado para a investigação da resposta mecânica do solo sob condições de carga generalizadas. Amostras de solo testadas no HCTA têm uma forma cilíndrica oca (como mostrado na Figura 3.11) e o aparelho tem a capacidade de controlar carga axial (W), torque (T) e pressão interna e externa (P_i , P_o) de forma independente. Isso permite o gerenciamento de quatro diferentes componentes de tensão: axial (σ_z), radial (σ_r), circunferencial (σ_θ) e cisalhamento ($\tau_{\theta z}$), o que implica respectivamente em deformações axiais (ϵ_z), radiais (ϵ_r), circunferenciais (ϵ_θ) e de cisalhamento ($\gamma_{\theta z}$). Os quatro graus de liberdade são uma peculiaridade única deste equipamento, tornando possível ensaios com diferentes trajetórias de tensões no espaço de tensões multiaxiais.

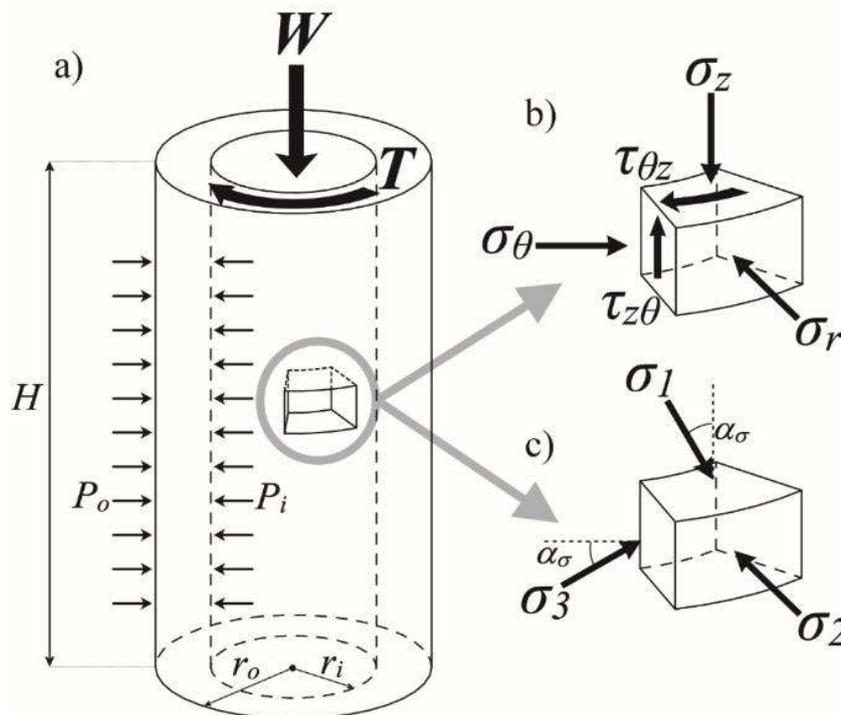


Figura 3.11 - Definição do estado de forças e tensões em uma amostra Hollow Cylinder: (a) Carregamentos na superfície; (b) componentes de tensão; (c) tensões principais médias em um elemento representativo da parede da amostra (Mandolini et al. 2018)

A matriz do estado de tensões durante o ensaio é descrita na equação 21:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & \tau_{\theta z} \\ 0 & \tau_{z\theta} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (21)$$

Os quatro graus de liberdade proporcionam notáveis capacidades de teste, mas isso ocorre às custas de variações inevitáveis de tensão e deformação dentro da amostra. Assim, qualquer tensão/deformação é deduzida a partir de valores médios. Foram realizadas diversas tentativas de propor valores representativos de tensões radiais e circunferenciais médias (σ_r e σ_θ) dentro da amostra (por exemplo, HIGHT et al., 1983; FRYDMAN et al., 1973). Assumindo uma resposta isotrópica, linear-elástica do material e utilizando as equações de Lamé para cilindro vazado com paredes espessas, puderam ser derivadas as relações na Tabela 3.2. As tensões são integradas sobre todo o volume da amostra e as curvaturas das paredes laterais internas e externas são levadas em conta. A expressão para a tensão cisalhante ($\tau_{z\theta}$) na Tabela 3.2 pode ser derivada assumindo um comportamento plástico-rígido para o material e uma distribuição uniforme de tensões de cisalhamento dentro das paredes da amostra. Pode-se notar que r_o e r_i indicam, respectivamente, os raios externo e interno da amostra de cilindro vazado, θ_s é a rotação em sua extremidade superior e H_s representa sua altura, enquanto o símbolo Δ antes da variável indica variação.

Tabela 3.2 - Equações das componentes de tensão e deformação de amostras *Hollow Cylinder*

Direção Eixo	Equações Tensões	Equações Deformações
a) Axial normal	$\sigma_z = \frac{P_i r_i^2 - P_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)}$	$\varepsilon_z = -\frac{\Delta H_s}{H_s}$
b) Radial normal	$\sigma_r = \frac{P_i r_i^2 - P_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} - \frac{2(P_o - P_i)r_o^2 r_i^2 \ln(r_o/r_i)}{(r_o^2 - r_i^2)^2}$	$\varepsilon_r = -\frac{\Delta r_o - \Delta r_i}{r_o - r_i}$
c) Circunferencial normal	$\sigma_\theta = \frac{P_i r_i^2 - P_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{2(P_o - P_i)r_o^2 r_i^2 \ln(r_o/r_i)}{(r_o^2 - r_i^2)^2}$	$\varepsilon_\theta = -\frac{\Delta r_o + \Delta r_i}{r_o + r_i}$
d) Circunferencial normal	$\tau_{\theta z} = \tau_{z\theta} = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)}$	$\gamma_{\theta z} = \frac{2\Delta\theta_s \pi(r_o^3 - r_i^3)}{3H_s(r_o^2 - r_i^2)}$

Utilizando o círculo de Mohr, conforme a Figura 3.12, é possível derivar as relações entre as três principais tensões (σ_1 , σ_2 e σ_3) e qualquer estado de tensões dado da amostra (σ_z , σ_r , σ_θ e $\tau_{z\theta}$):

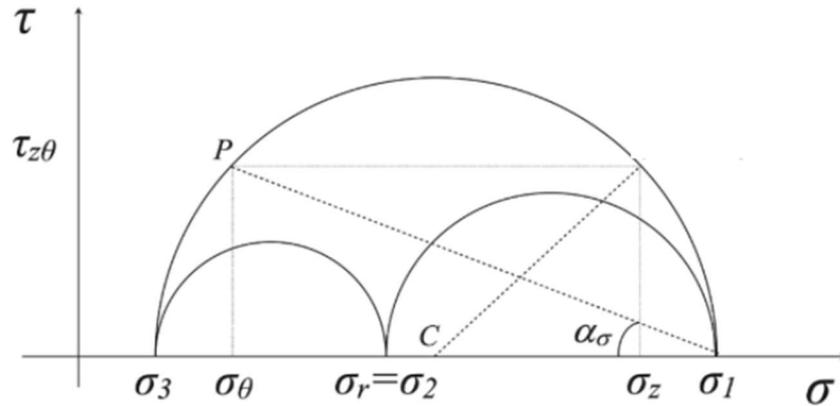


Figura 3.12 - Relação entre tensões aplicadas e tensões principais utilizando o círculo de Mohr

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (22)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (23)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (24)$$

A partir do círculo de Mohr, também é possível derivar uma expressão para o ângulo α_σ , que define a inclinação da tensão principal (σ_1) em relação aos eixos verticais, como ilustrado anteriormente na Figura 3.9c:

$$\alpha_\sigma = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_\theta - \sigma_z} \right) \quad (25)$$

A inclinação do eixo da tensão principal maior (α_σ) pode descrever a direção do carregamento no espaço multiaxial generalizado, o que tem uma influência fundamental na resposta mecânica de solos anisotrópicos. Seu valor pode variar dentro do intervalo de 0° a 90° . Ao comparar os equipamentos de teste de laboratório, α_σ é o parâmetro que mais inteiramente interpreta o caminho de tensões aplicado à amostra. Há uma segunda

variável de estresse, b , que é necessária para descrever o estado de tensões aplicado e define a magnitude relativa da tensão principal intermediária.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (26)$$

A variável b pode variar entre 0 e 1 quando a tensão principal intermediária é igual a menor ($\sigma_2 = \sigma_3$) ou a maior ($\sigma_2 = \sigma_1$), respectivamente. Para esta investigação específica e para a maioria dos trabalhos publicados sobre o HCTA, uma pressão interna e externa igual, $P_i = P_o = P$, foi utilizada, portanto, σ_r e σ_θ se tornam ambos iguais à pressão aplicada P . A partir da Eq. (24), σ_2 também deve ser igual a P . Portanto, para este caso, as mudanças no ângulo α_σ são acompanhadas por mudanças na magnitude de b (Hight et al., 1983):

$$b = 2 \sin^2 \alpha_\sigma \quad (27)$$

Ao trabalhar em condições de tensões multiaxiais, também é adequado definir o estado de tensões utilizando os componentes isotrópico e desviatório, que podem ser derivados dos invariantes do tensor de tensões na Eq. (21). O componente isotrópico p é definido como um terço do traço do tensor de tensão e , portanto, é a média das tensões normais na amostra:

$$p = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta + \sigma_r}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (28)$$

Para a matriz de estado de tensões descrita na Eq. (21), o componente da tensão desviatória pode ser expresso da seguinte forma:

$$q = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (29)$$

No caso particular de compressão pura axissimétrica (ou seja, triaxial convencional) ($\alpha_\sigma = 0^\circ$) e testes de extensão ($\alpha_\sigma = 90^\circ$), o valor de q é governado pela diferença entre a tensão axial σ_z e as outras duas tensões perpendiculares (σ_r e σ_θ). Para ensaios de torção pura ($\alpha_\sigma = 45^\circ$), o valor de q é totalmente governado pelo valor da tensão de cisalhamento $\tau_{\theta z}$, sendo as tensões axial, radial e circunferencial iguais entre si ($\sigma_z = \sigma_\theta = \sigma_r$). Para qualquer outro teste, o valor da tensão desviatória q é o resultado de uma contribuição combinada de $\tau_{\theta z}$ e das diferenças entre os três componentes de tensão normal.

3.3.3.3.1 Estado de deformações em uma amostra Hollow Cylinder

O estado de deformações da amostra também pode ser expresso por uma matriz:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_r & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta & \gamma_{\theta z} \\ 0 & \gamma_{z\theta} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (30)$$

onde ε_r , ε_θ e ε_z são respectivamente as deformações radial, circunferencial e axial, e $\gamma_{\theta z}$ é a deformação cisalhante. As deformações também são calculadas como médias dentro da amostra. Os diversos componentes médios de deformação são calculados usando as equações propostas por Hight et al. (1983) e Vaid et al. (1990), e as expressões estão resumidas na Tabela 3.2, na qual H_s é a altura da amostra, ΔH_s representa o deslocamento axial, Δr_o e Δr_i são respectivamente a variação nos raios externo e interno, e θ_s denota o ângulo de torque em relação ao topo do espécime. Os valores médios das deformações são derivados usando um procedimento baseado apenas na compatibilidade de deformações e, portanto, diferentes das expressões resultantes para os estresses, são independentes da lei constitutiva assumida para o comportamento do solo. Usando um círculo de Mohr para deformações semelhante ao proposto para estresses na Figura 3.10, agora é possível derivar as seguintes relações entre deformações principais e reais:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}} \quad (31)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}} \quad (32)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad (33)$$

Agora é conveniente introduzir também os componentes isotrópico (ou volumétrico) e desviatório das deformações, que são derivados dos invariantes do tensor de deformação. O componente de deformação volumétrica ε_v é definido como:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad (34)$$

enquanto o componente de deformação desviatória ε_q é:

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2 + 2(\varepsilon_r - \varepsilon_\theta)^2 + 2(\varepsilon_\theta - \varepsilon_z)^2 + 3\gamma_{\theta r}^2}}{3} \quad (35)$$

3.3.3.3.2 Tensões não uniformizadas

Como mencionado anteriormente, a vantagem de ter quatro graus de liberdade vem com o custo de lidar com um “sistema” de solo em vez de um elemento de solo uniforme. Geralmente, os estresses (e as deformações) não são uniformes dentro da amostra e isso pode resultar em previsões imprecisas das tensões médias calculadas necessárias para considerar a amostra como um elemento cilíndrico oco. A distribuição não uniforme de tensões ao longo da parede do espécime surge devido à curvatura da amostra e ao efeito das extremidades restritas. As extremidades restritas podem desenvolver uma tensão de cisalhamento radial devido ao atrito das extremidades da amostra com as placas superior e inferior. No entanto, a extensão da área perturbada depende da geometria da amostra.

Para amostras sólidas cilíndricas, como aquelas usadas em testes triaxiais convencionais, extremidades alargadas e lubrificadas podem ser usadas para minimizar os efeitos das extremidades restritas. Infelizmente, essas extremidades lubrificadas não podem ser aplicadas às amostras de HCTA testadas neste trabalho. Algumas tentativas teóricas foram propostas na literatura para estimar a magnitude das não uniformidades de tensões. Hight et al. (1983), cientes das dificuldades em avaliar tanto as tensões quanto as deformações ao longo da parede da amostra do cilindro oco, investigaram as diferenças teóricas entre o $\bar{\sigma}$ calculado (usando a relação na Tabela 3.2) e médias reais $\bar{\sigma}^*$ determinadas usando um método de elementos finitos, onde um modelo constitutivo Cam-Clay para solo foi adotado. Um coeficiente β_1 , que mede a diferença entre a média calculada e a média real, mas normalizada por um fator de nível de tensão (σ_L), foi proposto:

$$\beta_1 = \frac{|\bar{\sigma}^* - \bar{\sigma}|}{\sigma_L} \quad (36)$$

onde σ_L representa um valor médio do componente de tensão expresso por:

$$\sigma_L = \frac{|\bar{\sigma}_\theta| + |\bar{\sigma}_r|}{2} \quad (37)$$

Um coeficiente adicional (β_3) também foi introduzido para quantificar o nível de não uniformidade das tensões:

$$\beta_3 = \frac{\int_{r_i}^{r_o} |\sigma(r) - \bar{\sigma}^*| dr}{(r_o - r_i) \sigma_L} \quad (38)$$

onde $\sigma(r)$ é a distribuição do componente de tensão específico (σ_z , σ_θ ou $\tau_{\theta z}$) através da amostra do cilindro oco (Figura 3.13). Hight et al. (1983) sugeriram manter o valor de $\beta_3 < 0,11$ e $0,9 < P_o/P_i < 1,2$ para alcançar um grau aceitável de não uniformidade.

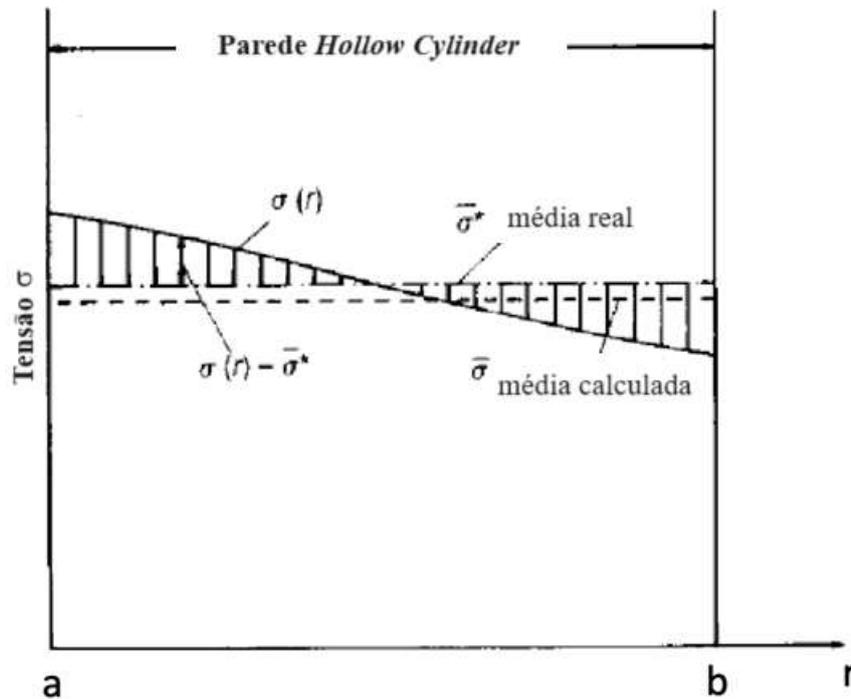


Figura 1.13 - Definições usadas para não uniformidade das tensões

Alguns anos depois, Vaid et al. (1990) demonstraram que o coeficiente β_3 proposto por Hight et al. (1983) pode subestimar as não uniformidades de tensão para trajetórias de tensão específicas.

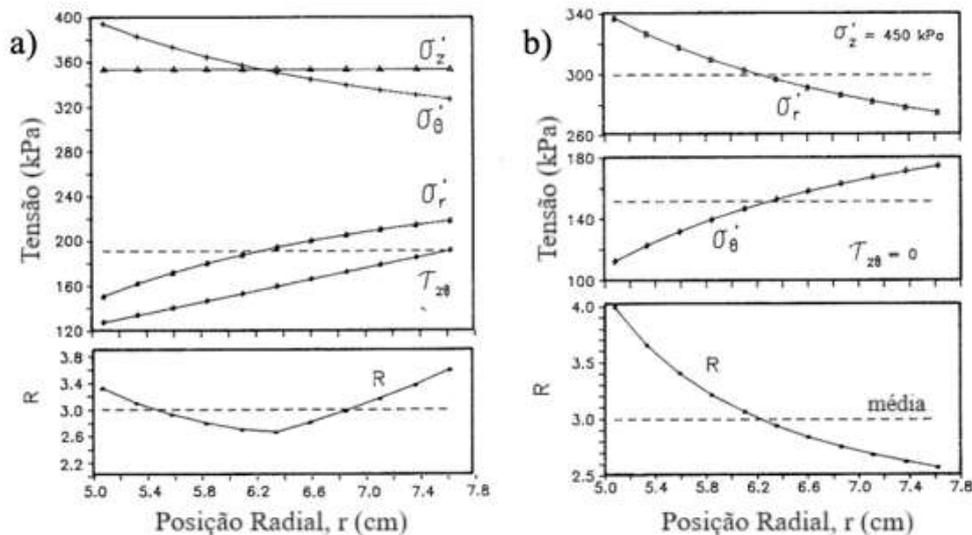


Figura 3.14 - Tensões elásticas nas paredes, (a) tensão normal média 300 kPa, $R=\sigma_1'/\sigma_3'=3$, $b=0$, $\alpha=45^\circ$; (b) tensão normal média 300 kPa, $R=\sigma_1'/\sigma_3'=3$, $b=0,5$, $\alpha_\sigma=0^\circ$ (Vaid et al, 1990)

A Figura 3.14 apresenta as tendências de tensões através da parede do espécime para dois testes diferentes em $\alpha_\sigma=45^\circ$ (Figura 3.12a) e $\alpha_\sigma=0^\circ$ (Figura 3.12b), juntamente com a razão entre a tensão efetiva principal mínima e máxima ($R=\sigma_1'/\sigma_3'$). Os valores de β_3 (Hight et al, 1983) indicaram um grau aceitável de não uniformidade para ambos os testes, mas a tendência de R na Figura 3.14b claramente mostra uma não uniformidade intolerável através da parede. Assim, um novo índice β_r foi introduzido por Vaid et al. (1990) para avaliar o grau de não uniformidade em termos da razão entre a tensão efetiva principal mínima e máxima.

$$\beta_r = \frac{(R_{max}-R_{min})}{R_{av}} \quad (39)$$

onde R_{max} , R_{min} e R_{av} são respectivamente o valor máximo, mínimo e médio das razões de tensão. Vaid et al. (1990) sugeriram que a não uniformidade de tensões poderia ser considerada aceitável se a diferença máxima entre R_{max} e R_{av} fosse mantida abaixo de 10%, o que basicamente significa $\beta_r \leq 0,2$.

O tamanho da amostra pode afetar significativamente o desenvolvimento de não uniformidades de tensões durante os testes. A não uniformidade da distribuição de tensões ao longo da parede do espécime cilíndrico oco pode ser minimizada selecionando dimensões de espécime adequadas e usando a mesma pressão interna e externa, conforme recomendado por Saada et al. (1983). Quando a espessura da parede é reduzida ou o raio interno é aumentado, a distribuição de tensões se torna mais uniforme (Sayão e Vaid, 1991).

Analisando uma ampla pesquisa de dispositivos de cisalhamento de cilindro oco usados por vários pesquisadores no passado, Sayão e Vaid (1991) propuseram a Figura 3.15, onde as geometrias das amostras são plotadas nos eixos (R_e-R_i , R_i/R_e , $H/2R_e$) e os pontos dentro das caixas representam aqueles testes para os quais as não uniformidades estavam dentro de uma faixa aceitável. R_e e R_i representam respectivamente os raios externo e interno que anteriormente foram indicados como r_o e r_i . Os autores finalmente recomendaram esta faixa de dimensões referentes ao raio externo da amostra:

- Espessura da parede: $R_o - R_i = 20$ a 26 mm
- Raio interno: $0,65 < R_i/R_o < 0,82$
- Altura: $1,8 < H/2R_o < 2,2$

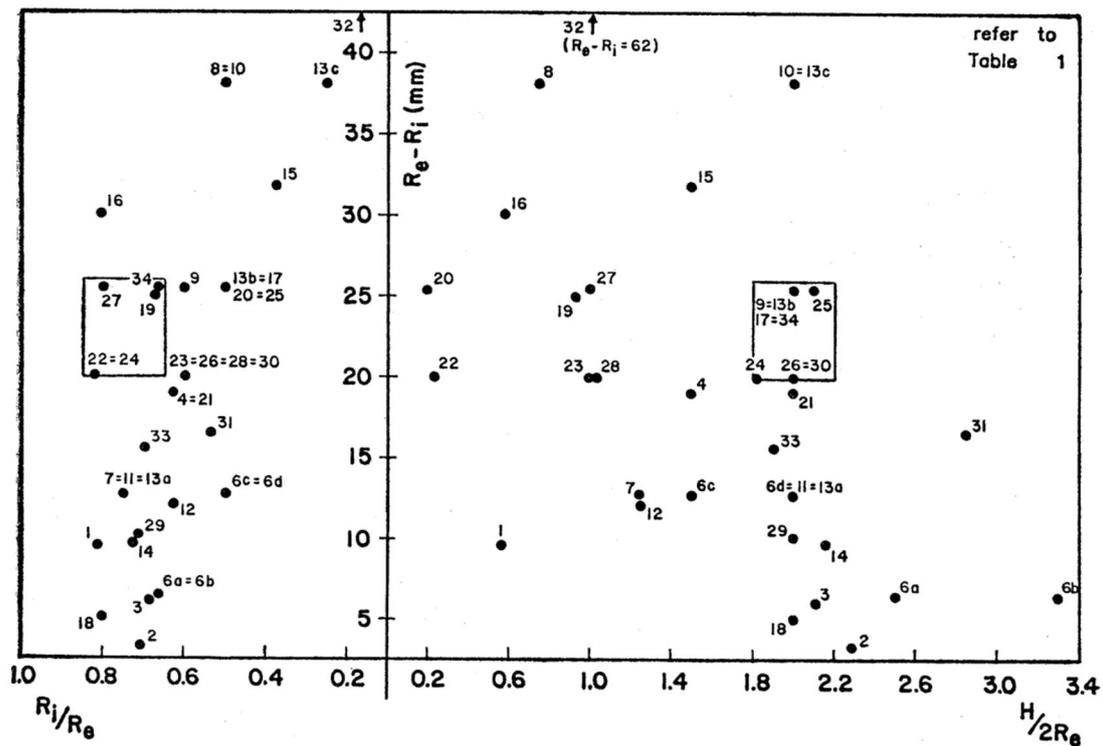


Figura 3.15 - Coleção de dimensões de amostras *Hollow Cylinder* (Sayão e Vaid, 1991)

3.3.3.3 Influência da membrana

Duas membranas, feitas de material de látex de borracha, mas com diâmetros diferentes, são usadas para isolar a amostra dentro da célula triaxial nos testes HCTA. Ambas as membranas influenciam as condições de contorno da amostra: ambas fornecem um efeito de restrição, mas podem ser pressionadas e penetrar em vazios periféricos, afetando a medição volumétrica da amostra testada. Esses dois efeitos são discutidos na análise a seguir.

Quando a investigação implica uma pressão de confinamento aplicada a amostras de solo granular cercadas por duas membranas finas, a penetração da membrana é uma preocupação. Dentro de uma matriz de areia, existem espaços relativamente grandes entre as partículas granulares, que são preenchidos com ar ou água. Nas bordas laterais da amostra, onde a membrana de látex separa a areia da água pressurizada na célula, a membrana cobre firmemente o contorno do espécime seguindo todas as irregularidades entre os grãos. Esse efeito é chamado de penetração da membrana. Sob mudanças de

pressões da célula e da amostra interna, a quantidade de penetração da membrana varia e pode influenciar as medições de mudança de volume da amostra, como ilustrado na Figura 3.16. No caso de testes não drenados, a variação da penetração da membrana pode afetar as condições constantes de volume e influenciar largamente o desenvolvimento da pressão da água dentro da amostra.

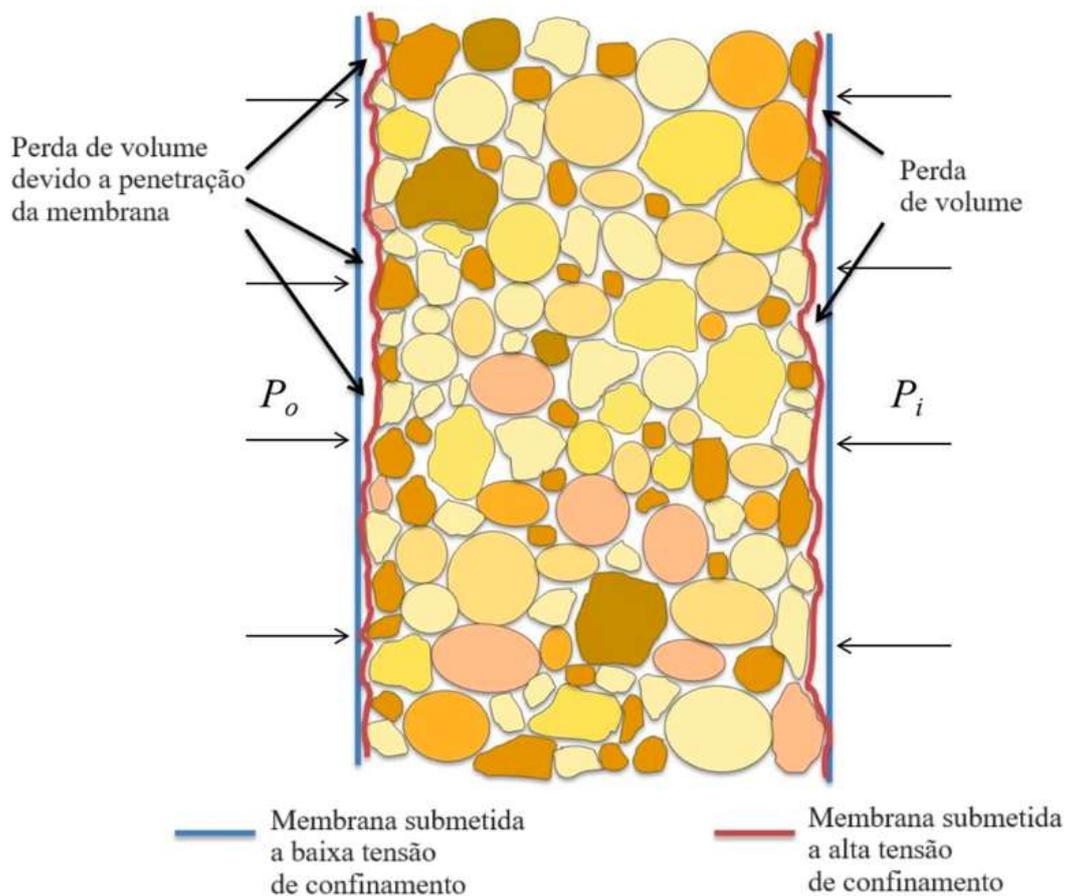


Figura 3.16 - Ampliação da parede da amostra de *Hollow Cylinder*: penetração da membrana induzida pelas pressões interna (P_i) e externa (P_e) (Mandolini, 2014)

Uma das primeiras tentativas de avaliar a penetração da membrana foi feita por Newland & Allely (1957) em amostras triaxiais drenadas. Eles propuseram uma correção considerando a isotropia do material sob incrementos de carga hidrostática ($\epsilon_z = \epsilon_\theta = \epsilon_r$). A mudança volumétrica devido à penetração da membrana foi calculada como a diferença entre a deformação volumétrica total (ϵ_v) e três vezes a deformação axial observada (ϵ_z).

No entanto, os solos granulares se comportam como material anisotrópico, o que torna esse método não completamente preciso.

Posteriormente, a pesquisa de um método preciso para avaliar a magnitude da penetração da membrana foi direcionada para a investigação tanto da área de superfície da membrana quanto do volume da amostra. Frydman et al. (1973), por exemplo, investigaram a penetração da membrana em amostras triaxiais convencionais e HCTA usando diferentes volumes e mudando, particularmente para as amostras de cilindro oco, o diâmetro interno enquanto o externo era mantido constante. Os autores encontraram um incremento linear do efeito de penetração da membrana com o logaritmo da pressão da célula e também propuseram uma relação entre o tamanho médio das partículas D_{50} e a inclinação das curvas de penetração (Figura 3.17).

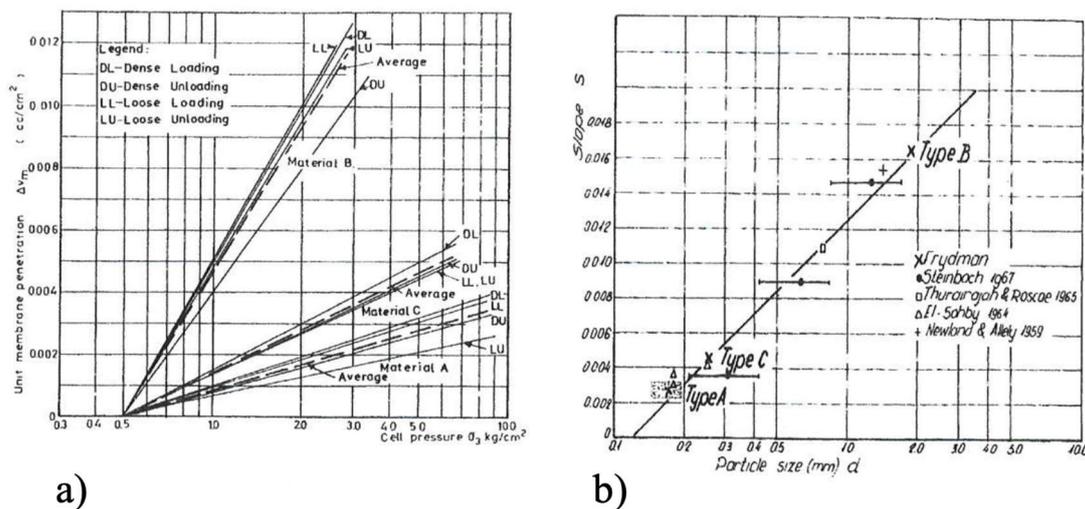


Figura 3.17 - Relações lineares de penetração da membrana: (a) tensão lateral efetiva σ_3 e penetração da membrana unitária Δv_m ; (b) tamanho da partícula d e inclinação S das curvas de penetração da membrana (Frydman et al., 1973)

Para amostras de areia média com um tamanho médio de partícula de $D_{50} \geq 0,1$ mm, a penetração da membrana se torna uma questão relevante e uma correção deve ser aplicada, enquanto pode ser negligenciável para solos de grãos finos (Molenkamp e Luger, 1981).

Sivathayalan & Vaid (1998) sugeriram um método alternativo para a correção dos efeitos de penetração da membrana. Eles estudaram a diferença entre a medição da deformação volumétrica diretamente no espécime e aquelas da câmara interna de um único espécime cilíndrico oco carregado hidrostáticamente. A expressão de penetração da membrana foi proposta como:

$$\varepsilon_m = \frac{\Delta V - \Delta V_i (\chi^2 - 1)}{\chi (A_{mi} + A_{me})} \quad (40)$$

em que ε_m é a penetração unitária da membrana (mm^3/mm^2), ΔV_i e ΔV_s são as mudanças de volume medidas da câmara interna e da amostra, χ é a razão entre os raios externo e interno da amostra, e A_{mi} e A_{me} são respectivamente as áreas de superfície interna e externa da amostra cobertas pelas membranas.

Baldi & Nova (1984) formularam dois métodos para corrigir os valores medidos para testes drenados e não drenados, considerando todos os principais fatores que influenciam o efeito de penetração da membrana. Fatores que podem influenciar esse efeito (como tamanho dos grãos, pressão de confinamento, rigidez e espessura da membrana e volume da amostra) são todos considerados na seguinte relação para estimar a penetração da membrana V_m (mm^3):

$$V_m = \frac{D_{50} V_0}{2D} \left[\frac{D_{50}}{E_m t_m} \right]^{\frac{1}{3}} \left[(\sigma'_{3})^{1/3} - (\sigma'_{3o})^{1/3} \right] \quad (41)$$

onde D é o diâmetro do espécime, V_0 é o volume do espécime, E_m e t_m são respectivamente o módulo de Young e a espessura da membrana, D_{50} é o tamanho médio dos grãos do solo, σ'_{3o} e σ'_3 são respectivamente as pressões de confinamento efetivas inicial e final aplicadas.

Mandolini (2014) estimou o volume de penetração da membrana (V_m) para as membranas externa e interna levando em conta o efeito de penetração em ambas as superfícies. O tamanho médio dos grãos (D_{50}) utilizado foi de 0,32 mm, o módulo de elasticidade da membrana (E_m) de 2 MPa e a espessura da membrana externa ($t_{m,o}$) de 0,5 mm, enquanto para a interna uma espessura ($t_{m,i}$) de 0,3 mm foi considerada. Os cálculos foram realizados para a amostra testada sob a pressão de confinamento inicial (σ'_3) de 30 kPa e pressão de confinamento final (σ'_{3o}) de 200 kPa (Mandolini, 2014). A variação de volume devido à penetração da membrana interna e externa é finalmente de 823,3 mm^3 , o que

representa 0,08% do volume inicial. Portanto, variações de volume devido ao efeito da penetração da membrana foram consideradas negligenciáveis para o propósito desta pesquisa.

Para obter resultados precisos das tensões computadas, Tatsuoka et al. (1986) sugeriram várias equações que consideram a resistência adicional fornecida pelas membranas de borracha interna e externa durante o cisalhamento torsional. Essas correções de tensões para as forças da membrana são obtidas usando a teoria da elasticidade e considerando o coeficiente de Poisson de 0,5 para as membranas de borracha.

$$\Delta\sigma_z = -\frac{4}{3} \frac{E_m t_m}{r_o^2 - r_i^2} \{r_o [2(\varepsilon_{z_m})_0 + (\varepsilon_{\theta_m})_0] + r_i [2(\varepsilon_{z_m})_i + (\varepsilon_{\theta_m})_i]\} \quad (42)$$

$$\Delta\sigma_\theta = -\frac{2}{3} \frac{E_m t_m}{r_o^2 + r_i^2} \{[(\varepsilon_{z_m})_0 + 2(\varepsilon_{\theta_m})_0] + [(\varepsilon_{z_m})_i + 2(\varepsilon_{\theta_m})_i]\} \quad (43)$$

$$\Delta\sigma_r = -\frac{2}{3} \frac{E_m t_m}{r_o^2 + r_i^2} \{[(\varepsilon_{z_m})_0 + 2(\varepsilon_{\theta_m})_0] - [(\varepsilon_{z_m})_i + 2(\varepsilon_{\theta_m})_i]\} \quad (44)$$

$$\Delta\tau_{\theta z} = -2E_m t_m \frac{r_o^3 + r_i^3}{(r_o^3 - r_i^3)(r_o - r_i)} \gamma_{\theta z} \quad (45)$$

onde $(\varepsilon_{z_m})_o$ e $(\varepsilon_{z_m})_i$ são as deformações axiais médias na membrana externa e interna, $(\varepsilon_{\theta_m})_o$ e $(\varepsilon_{\theta_m})_i$ são as deformações circunferenciais médias na membrana externa e interna; em particular, essas deformações foram calculadas como:

$$\varepsilon_{z_m} = \varepsilon_{z_m}^* + \varepsilon_{z_k} + \varepsilon_z \quad (46)$$

$$\varepsilon_{\theta_m} = \varepsilon_{\theta_m}^* + \varepsilon_{r_k} + \varepsilon_\theta \quad (47)$$

$\varepsilon_{z_m}^*$ e $\varepsilon_{\theta_m}^*$ são as deformações iniciais da membrana no ajuste das membranas, ε_{z_k} e ε_{r_k} são as deformações ao longo das direções radial e axial durante a compressão e ε_z e ε_θ são as deformações normais axiais e circunferenciais médias da amostra durante o cisalhamento torsional.

Assim como em Mandolini (2014, 2018) e Corte (2020), neste estudo, para medir a resistência da membrana, foi assumido que todas as deformações eram iguais para ambas as membranas interna e externa, e as deformações iniciais na direção axial ($\varepsilon_{z_m}^*$) foram consideradas nulas, enquanto a deformação inicial ao longo da circunferência ($\varepsilon_{\theta_m}^*$) foi para ambas as membranas da ordem de -0,02, de acordo com Tatsuoka et al. (1986).

A célula de confinamento (Figura 3.19) é feita de acrílico transparente espesso e é projetada para suportar uma pressão interna da água de até 1 MPa. Doze barras de aço inoxidável são colocadas ao redor da célula para conectar os anéis e placas de aço inoxidável resistente à corrosão na parte inferior e superior. Com dimensões totais de 960 mm de altura, 597 mm de diâmetro externo e 521 mm de diâmetro interno, a célula de confinamento oferece um amplo plano de trabalho ao redor das amostras durante a instalação e os testes. Uma capacidade de quase 200 litros permite uma ampla variedade de instrumentação de medição.



Figura 3.19 - Equipamento *Hollow Cylinder Torsional* localizado no laboratório de geomecânica da *University of Bristol* (Mandolini, 2018)

As superfícies superior e inferior da célula são compostas de aço inoxidável resistente à corrosão, com alta rigidez, e incluem a válvula de expulsão de ar ou válvula de saída para drenar a água contida na célula.

O "coração" do sistema, o sistema hidráulico permite o carregamento do espécime e pode fornecer a força axial, torque, pressão externa e interna. O HCTA pode ser operado sob dois regimes de modo de carregamento - sistemas de carregamento hidráulico e pneumático, mas nesta investigação apenas o hidráulico foi usado. Dois atuadores hidráulicos servo localizados no topo da célula triaxial aplicam a força axial e o torque independentemente à amostra, graças ao sistema de fluxo hidráulico. A energia hidráulica vem de outro laboratório com um fluxo de 200 l/s na forma de óleo incompressível.

Um compressor de ar central fornece ar comprimido que pode ser regulado manualmente com manômetros do painel principal (Figura 3.20a). O ar sob alta pressão é dividido em 3 interfaces ar/água diferentes ou "*bladders*" (Figura 3.20b), que podem converter a pressão do ar de entrada em pressão da água. Essas unidades basicamente consistem em câmaras seladas com dois compartimentos separados por um diafragma ou membrana elastomérica. A pressão do ar é aplicada à câmara inferior enquanto a câmara superior é preenchida com água. Os dispositivos de interface ar-água fornecem pressão para a célula triaxial, para a amostra e para a câmara interna; estes serão denominados respectivamente como pressão da célula (CP), pressão de contrapressão (BP) e pressão interna (IP).

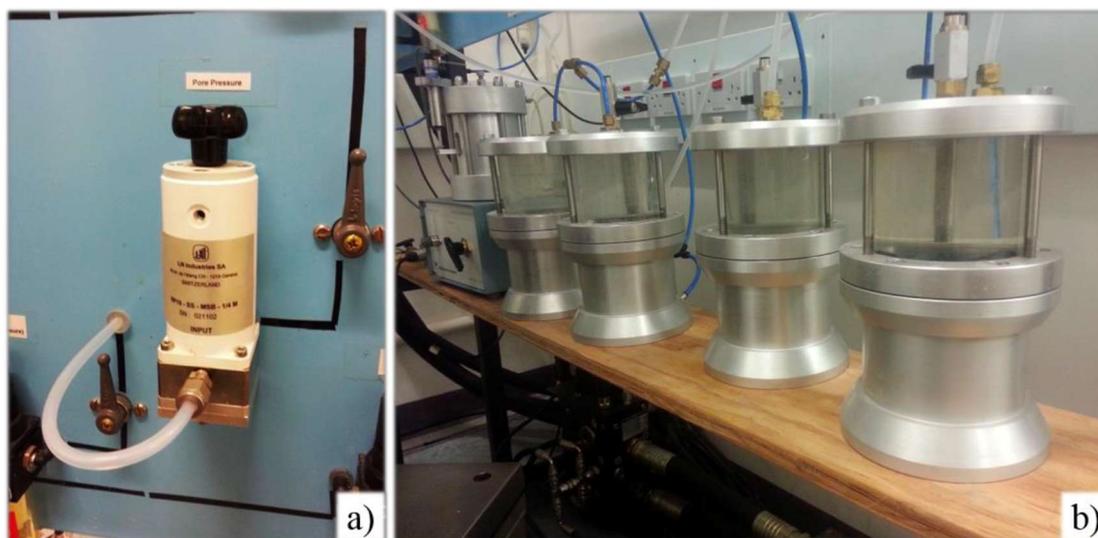


Figura 3.20 - (a) regulador de pressão manual e (b) dispositivos de interface ar-água (ou "*bladders*") (Mandolini, 2014)

Nesta investigação, verificou-se que o sistema de instrumentação de medição já foi recentemente calibrado. No entanto, todos os dispositivos envolvidos (como: célula de carga, mudança de volume da amostra e da célula interna, transdutores de pressão da célula, poros e internos) foram verificados para confirmar a precisão das medições.

A força e o torque impostos na amostra cilíndrica oca são medidos por uma célula de carga combinada interna submersível (Figura 3.21a). Ela está situada dentro da célula triaxial em sua superfície superior, ao longo do êmbolo de carga central para o sistema de carga hidráulica. A vantagem excepcional da célula de carga submersível é a eliminação dos efeitos do atrito do pistão na medição da carga. A célula de carga vem com seu próprio parâmetro de calibração de fábrica (verificado em intervalos regulares) e é capaz de avaliar uma carga axial máxima de até 8000 N e torque máximo de 400 Nm. Durante o carregamento, um transdutor de deslocamento variável linear (Modelo: ATC1000) e um transdutor de deslocamento rotativo capacitivo (Modelo: RCDT 300) foram usados para medir, respectivamente, o deslocamento axial e o deslocamento angular rotativo (Figuras 3.21 b e c).

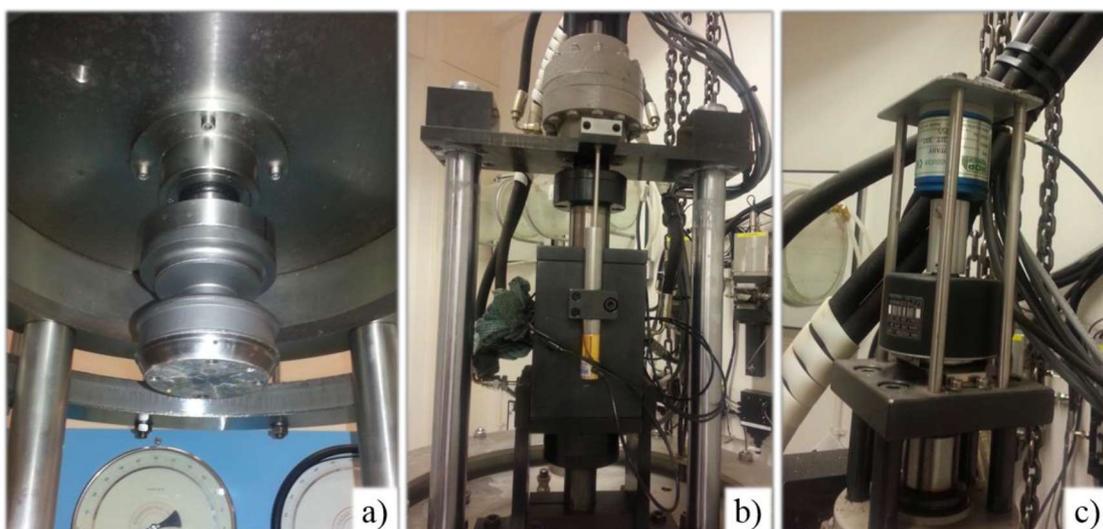


Figura 3.21 – (a) Célula de carga submersível, (b) LVDT e (c) RCDT localizado no topo da célula de confinamento (Mandolini 2014)

Todas as principais pressões foram medidas utilizando transdutores de pressão eletrônicos (Modelo PDCR 4010), que conectam blocos de transdutores de pressão ao sistema de

aquisição de dados (Figura 3.22a). Esses transdutores são capazes de cobrir uma ampla faixa de pressões de 0 a 700 kPa.

Conforme mostrado esquematicamente na Figura 3.18, o transdutor de pressão externo foi colocado na parte inferior da base da célula e selado com um vedante de rosca. O transdutor de pressão interno foi instalado em um bloco de latão de montagem entre a volumétrico e a câmara interna da amostra, enquanto o transdutor de poro pressão foi posicionado ao longo da linha de saturação da amostra e conectado às conexões de drenagem superiores da tampa superior.

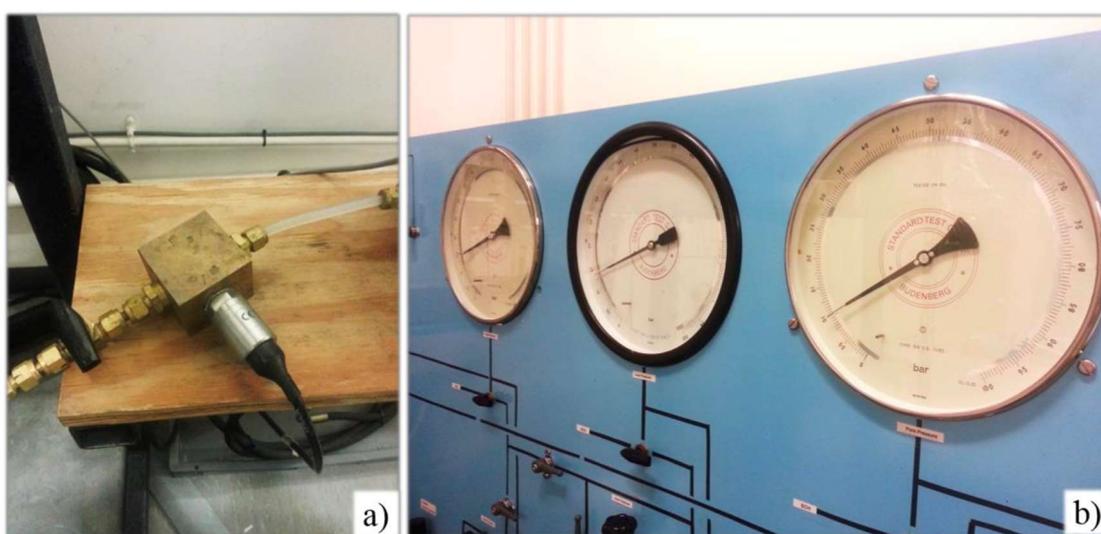


Figura 3.22 – (a) Transdutor de pressão eletrônico e (b) medidores de pressão interna, externa e contrapressão (Mandolini, 2014)

Manômetros de pressão analógicos para pressões interna/externa e de poros foram ajustados após todas as interfaces ar/água para confirmar os níveis de pressão provenientes dos transdutores eletrônicos (Figura 3.22b). A faixa de pressão operacional dos transdutores usados nesta investigação cobre uma faixa de pressão de 0 a 1000 kPa com uma precisão de 2,5 kPa (de acordo com as especificações do fabricante).

Graças às unidades de câmara dupla conectadas ao transdutor de deslocamento linear na Figura 3.23, as medições de mudança de volume foram feitas tanto na amostra quanto na câmara interna da célula. O medidor de mudança de volume (Figura 3.23) é basicamente um cilindro oco de parede dupla que contém uma câmara de calibração usinada com

precisão preenchida com 100 ml de água desaerada com um pistão flutuante selado contra ela. O pistão também está conectado externamente a um LVDT, de modo que cada variação de volume é proporcional a um movimento linear do pistão com precisão de pelo menos $\pm 0,05$ ml.

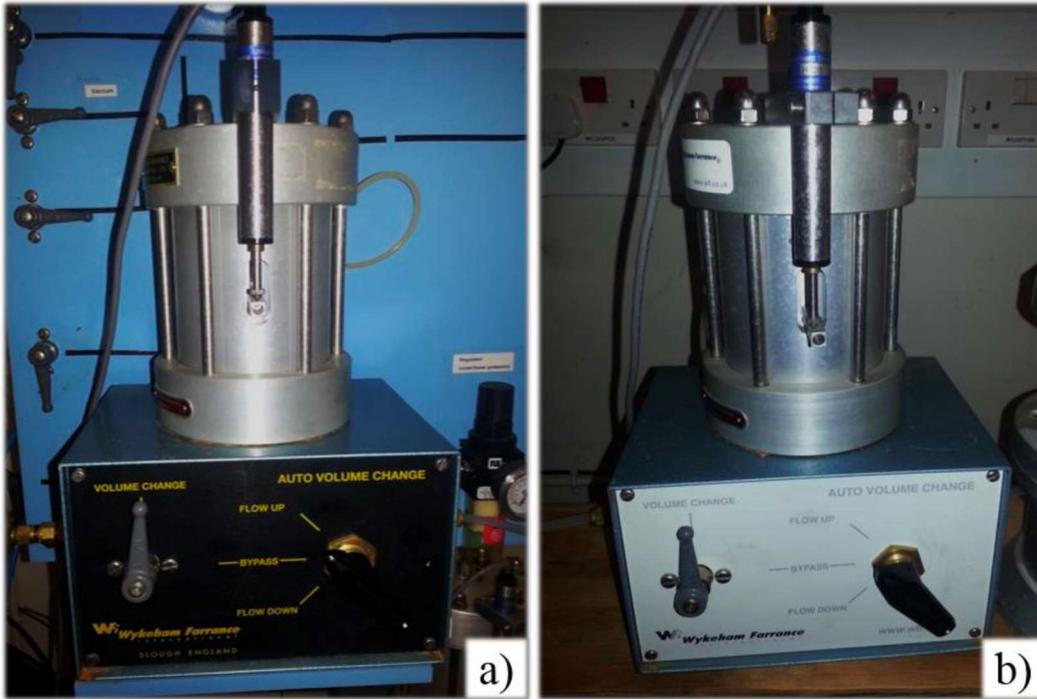


Figura 3.23 - Medidor volumétrico de (a) variação do volume da amostra e (b) variação do volume da câmara interna (Mandolini, 2014)

As medições de volume da célula interna e da amostra são necessárias para determinar as deformações da amostra durante o teste, em particular para esta investigação na qual se assume que a amostra cilíndrica se deforma uniformemente. Por exemplo, para obter a variação dos raios interno e externo (Δr_i e Δr_o) durante os testes e, assim, a espessura da amostra:

$$\Delta r_i = \sqrt{\frac{Hr_i^2}{H-\Delta H} - \frac{\Delta V_i}{\pi(H-\Delta H)}} - r_i \quad (48)$$

$$\Delta r_o = \sqrt{\frac{Hr_o^2}{H-\Delta H} - \frac{\Delta V_i + \Delta V_s}{\pi(H-\Delta H)}} - r_o \quad (49)$$

onde ΔV_i indica mudanças no volume da câmara interna enquanto ΔV_s são as variações de volume da amostra.

O módulo de aquisição de dados usado para coletar todos os sinais recebidos do sistema de medição eletrônica foi o Controlador Instron multi-eixos FastTrack 8800, que fornece até seis eixos de controle. Esses sinais provêm dos transdutores HCTA (por exemplo, célula de carga, transdutor de pressão, LVTDs, RVDT e sensores sem contato), convertidos em sinais digitais pela Instron por meio de uma unidade de condicionamento de sinal com 16 canais, cada um com resolução de 19 bits, e enviados para um computador hospedeiro. O programa de aquisição e exibição de dados é baseado em uma linguagem de programação gráfica chamada LabVIEW, que permite acesso à maioria dos recursos dos controladores Instron a partir de um computador. O software coleta medições por transdutores e controladores conectados ao sistema de aquisição de dados e calcula a força relativa, pressões, tensões, deslocamentos e deformações. Esses valores podem ser exibidos na tela ou salvos em um arquivo de dados bruto. O LabVIEW incorpora um painel frontal e um diagrama de blocos. O painel frontal é a interface, totalmente personalizável pelo operador, que também permite o monitoramento e o controle das condições de teste durante o carregamento. Paralelamente ao LabVIEW, o Instron MAX foi empregado como sistema de backup de aquisição de dados. O Instron MAX também foi usado para capturar o sinal quando uma gravação mais rápida ou mais detalhada era necessária (por exemplo, pontos de investigação, frequências de carregamento cíclico mais altas), pois o software permitia um tempo de gravação de até 10 Hz.

3.3.3.3.5 Equipamento auxiliar

O equipamento utilizado para deaerar a água era composto por um tanque com capacidade de 2 litros, uma pequena esfera magnética giratória e um agitador magnético. O agitador magnético é usado para preparar a água deaerada fornecida à célula interna e à amostra durante os ensaios.

O vácuo era fornecido por um sistema Venturi localizado no lado a montante do tanque, e seu propósito era coletar e evacuar o ar dissolvido na água. O ímã de barra, colocado no fundo do tanque, agitava a água na câmara, criando um pequeno redemoinho que permitia que o ar dissolvido fosse separado da água rapidamente.

Uma série de dispositivos foi projetada para preparar amostras de solo granular para o HCTA. A Figura 3.24 mostra todo o equipamento necessário para fabricar a amostra, como:

- Molde interno (a) e externo (b) compostos por três elementos distintos cada;
- pedras porosas no *top cap*(c) e na base inferior (d);
- (e) anel de fixação da membrana inferior interna e sua viga (f);
- (g) *top cap* com seis hexágonos fixados nela.



Figura 3.24 - Equipamento para a preparação de amostras *Hollow Cylinder* (Mandolini, 2018)

O primeiro passo é montar a câmara interna. O anel de fixação inferior é colocado dentro do pedestal de base anelar e a membrana interna é selada entre eles (Figuras 3.24 (e) e (f)). O molde interno (Figura 3.24(a)), formado por uma montagem de três segmentos de metal, é construído em cima da base anelar e deve ser fixado na superfície superior com uma pequena placa e três parafusos. O molde externo (Figura 3.24(b)), também formado por três peças como o interno, é suportado pela base anelar e possui conexões para sucção.

A borda de cada peça possui um par de conexões de bronze que são conectadas entre si por meio de parafusos.

Tanto o pedestal da base inferior quanto as tampas superiores são compostos por uma base de aço inoxidável, com duas pedras porosas anelares parafusadas nela (Figuras 3.24 (c) e (d)). Cada pedra tem seis dentes finos de metal usados para a transmissão uniforme da carga de torque para a amostra. As pedras porosas também têm linhas de drenagem e de pressão de água conectadas ao transdutor de pressão no *top cap* e ao transdutor de mudança de volume para o pedestal da base. Este último também possui um dreno interno, passando pelo anel de fixação inferior, que é usado tanto para aplicar a pressão quanto para medir a variação no volume da câmara interna. O *top cap* também possui uma seção para apertar as membranas de borracha da célula interna usando anéis de vedação (*o-rings*). O *top cap* é projetado para vedar a membrana interna fechada com um anel de vedação, parafusando oito parafusos. Também é feito de aço inoxidável e possui uma válvula de escape de ar para expulsar o ar aprisionado enquanto preenche a célula interna com água desaerada. Seis hexágonos ocos são parafusados na superfície superior usada para conectar a amostra à célula de carga (Figura 3.24(g)).

3.3.3.3.6 Sistema de medição de pequenas deformações

A determinação de pequenas deformações fornecida por sistemas de medição externos contém erros e deve ser evitada. Para a avaliação da rigidez a pequenas deformações, a precisão necessária é de pelo menos $10^{-3}\%$ e só pode ser alcançada medindo as deformações localmente, remotamente do prato final e tipicamente dentro da parte central da amostra (Scholey et al., 1995). Os erros não são apenas devido ao limite de resolução dos instrumentos convencionais, mas também devido ao inclinação da amostra, o assentamento nos pratos finais e os efeitos de conformidade no aparato (Viggiani & Atkinson, 1995; Jardine et al., 1984; Hoque & Tatsuoka, 2004; Scholey et al., 1995). Transdutores internos de deformação nas direções axial, radial e circunferencial ajudam a minimizar esses erros para obter deformações do solo mais realistas.

Transdutores locais são uma medição direta ponto a ponto de pequenas amplitudes de deformação e estresse. Um sistema de diferentes transdutores pode destacar a porção central da amostra cilíndrica, evitando problemas como a complacência do sistema de carga e erros de assentamento. A rigidez local de pequena deformação pode alcançar uma

resolução de 10^{-3} a 10^{-4} mm, por outro lado, a faixa de medição geralmente é limitada, portanto, em caso de análise da rigidez do solo com evolução do nível de estresse, é necessária a reposição do transdutor.

Dentro dos transdutores locais, os sensores sem contato têm excelentes qualidades técnicas e são capazes de oferecer altíssimo desempenho em termos de resolução das medições, linearidade, estabilidade a longo prazo, especialmente quando submersos. O sistema de medição opera sem contato, mas utilizando o efeito de corrente de Foucault gerado pela interação com um material condutor.

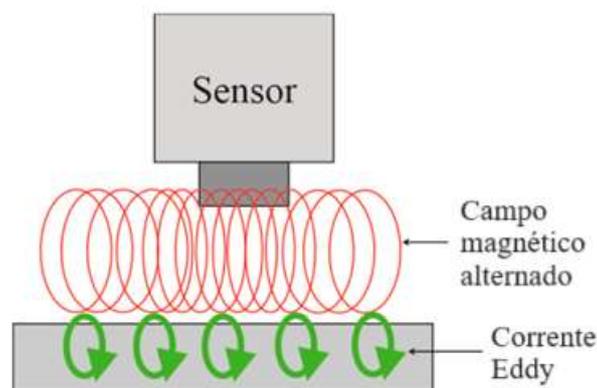


Figura 3.25 - Representação esquemática do efeito da corrente Eddy entre o sensor e um material condutivo (Mandolini, 2018)

Os campos magnéticos operam com correntes de Foucault: o sensor gera uma corrente alternada (Figura 3.25) que induz correntes pequenas (eddy) no material alvo. A interação dos campos magnéticos depende da distância entre a ponta do sensor e o alvo, portanto, à medida que a distância muda, a eletrônica detecta a mudança e envia uma tensão de saída para o sistema de aquisição de dados.

No estudo da rigidez de pequena deformação em diferentes níveis de estresse usando transdutores sem contato, o desafio técnico é representado pela faixa de medição limitada desses instrumentos. No entanto, o ajuste desenvolvido na Universidade de Bristol foi projetado para permitir o reposicionamento independente dos transdutores de fora da célula HCTA. O sistema de medição de deformação foi acomodado ao redor da amostra

usando uma estrutura de sensores acoplados para determinar o deslocamento tridimensional.

O HCTA está equipado com um sistema complexo de seis transdutores sem contato com o objetivo de fornecer acesso à rigidez do solo, incluindo sua evolução com os níveis gerais de deformação e estresse. Embora os seis sensores tenham sido projetados para se moverem independentemente, a fim de permitir pequenos ajustes de sua posição durante o teste, os alvos, para os quais os sensores estavam mirando, foram fixados com a amostra (Figura 3.26).

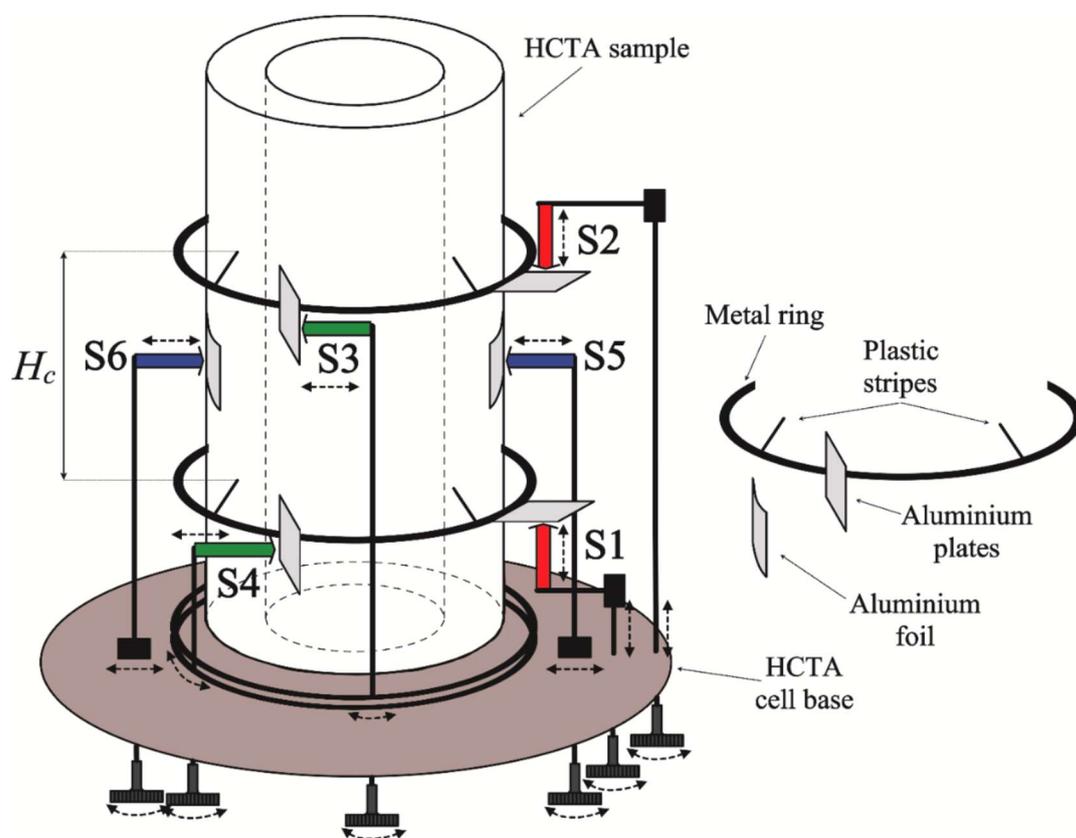


Figura 3.26 - Representação esquemática do sistema de medição de deformações montado ao redor da amostra (Mandolini, 2018)

O sistema de medição exigia alvos feitos de material não ferromagnético e condutor elétrico (por exemplo, alumínio) e com uma dimensão maior que 1,5 vezes o diâmetro da sonda. Os sensores S1, S2, S3 e S4 (Figura 3.25) miravam placas finas de alumínio parafusadas em dois anéis metálicos com diâmetro cerca de 20% maior que o diâmetro

da amostra. Cada um dos anéis estava fixado à amostra usando três tiras finas impressas em 3D coladas na membrana externa. As tiras de polímero termoplástico sintético (com 20 mm de comprimento), apesar de serem muito leves, tinham alta resistência à tração e boas propriedades de flexão. Isso proporcionou flexibilidade durante a instalação e garantiu a horizontalidade dos anéis durante o cisalhamento. Os sensores de raio externo, S5 e S6 na Figura 3.26, miravam folhas de alumínio em forma de quadrado colocadas, antes da deposição do material estudado, no lado interno da membrana externa. Ambos os transdutores sem contato foram montados em duas barras de aço inoxidável ao lado do espécime (Figura 3.26).

O sistema de medição de pequenas deformações avaliou as deformações da parte central do volume do espécime cilíndrico oco. Este volume menor, de altura H_c (Figura 3.26), poderia se deformar nas direções axial z , radial r e circunferencial θ , conforme mostrado na Figura 3.27. Os componentes da matriz de deformação do cilindro oco central ($\varepsilon_{z,c}$, $\varepsilon_{r,c}$, $\varepsilon_{\theta,c}$ e $\gamma_{\theta z,c}$) foram avaliados pelos dados coletados pelos sensores e definidos como:

$$\varepsilon_{z,c} = -d_z/H_c \quad (50)$$

$$\varepsilon_{r,c} = -(\Delta r_{o,c} - \Delta r_{i,c})/(r_o - r_i) \quad (51)$$

$$\varepsilon_{\theta,c} = -(\Delta r_{o,c} + \Delta r_{i,c})/(r_o + r_i) \quad (52)$$

$$\gamma_{\theta z,c} = \theta_{,c} \cdot r_{ave,c}/H_c \quad (53)$$

As deformações axiais ($\varepsilon_{z,c}$) dependem do deslocamento axial medido pela distância entre os sensores S2 e S1 (d_{S2} e d_{S1}) com seus respectivos alvos.

$$d_z = d_{S2} - d_{S1} \quad (54)$$

O sinal foi decidido em concordância com a convenção de medição de deformação externa. Levando em consideração que (i) $|d_{S2}| > |d_{S1}|$, uma vez que as forças foram aplicadas na parte superior do espécime, então o transdutor S2 mede um deslocamento maior que S1, e (ii) a direção dos sensores, já que S2 e S1 foram instalados voltados um para o outro (Figura 3.27c).

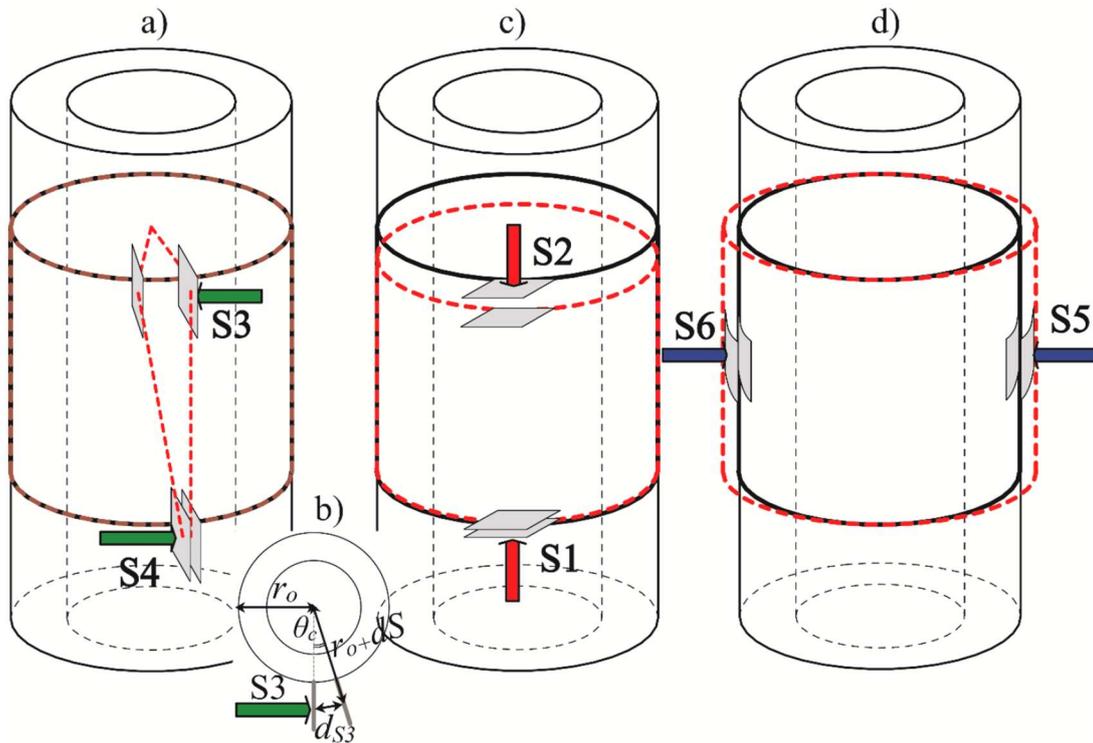


Figura 3.27 - Deflexão da parte central da amostra nas direções (a) e (b) circunferencial; (c) axial e (d) radial (Mandolini, 2018).

Nas direções radial e circunferencial, $\Delta r_{o,c}$ e $\Delta r_{i,c}$ (Eq. (51) e (52)) representavam as variações do raio externo e interno do volume central da amostra. As variações do raio interno foram assumidas uniformes ao longo da altura da amostra (ou seja, $\Delta r_{i,c} = \Delta r_i$), sendo então avaliadas a partir da variação de volume da câmara interna combinada com o deslocamento vertical da amostra (Eq. (48)). Os deslocamentos radiais externos da amostra ($\Delta r_{o,c}$), por sua vez, foram medidos diretamente pelos sensores S5 e S6 (Figura 3.26d) e deduzidos dos deslocamentos radiais médios (d_{S5} e d_{S6}):

$$\Delta r_{o,c} = (d_{S5} + d_{S6})/2 \quad (55)$$

As deformações de cisalhamento da parte central da amostra, Eq. (53), foram calculadas como função do ângulo de torção θ_c , a média entre $r_{o,c}$ e $r_{i,c}$, e a altura H_c . Em particular, a torção foi medida como a diferença entre os deslocamentos dos transdutores não lineares circunferenciais (S3 e S4 na Figura 3.27a) dividida por $r_o + dS$ (Figura 3.27b):

$$\theta_c = (d_{S3} - d_{S4}) / (r_o + dS) \quad (56)$$

Observa-se que o fator $(r_o + dS)$ representa a distância do centro da amostra até o ponto onde o sensor encontra o alvo. As distâncias H_c e d_S foram medidas com um paquímetro no início do teste e assumidas como constantes durante o cisalhamento.

3.3.3.3.7 Procedimento do ensaio *Hollow Cylinder Torsional*

O procedimento de ensaio *Hollow Cylinder Torsional* é semelhante ao procedimento adotado em um ensaio triaxial convencional, pode ser descrito em 4 etapas: montagem, saturação, consolidação e cisalhamento. A figura 3.28 mostra uma fotografia da câmara após a montagem do ensaio.



Figura 3.28 – Câmara utilizada no ensaio *Hollow Cylinder Torsional*

A montagem do ensaio foi realizada imediatamente após a moldagem da amostra quando não cimentadas e ao quinto dia de cura para amostras com inclusão de cimento e fibras. A amostra foi posicionada dentro da câmara, onde os alvos dos sensores internos (radiais

e axiais) foram colados com o auxílio de dois anéis ao redor da amostra (figura 3.29), posicionados conforme a figura 3.30.

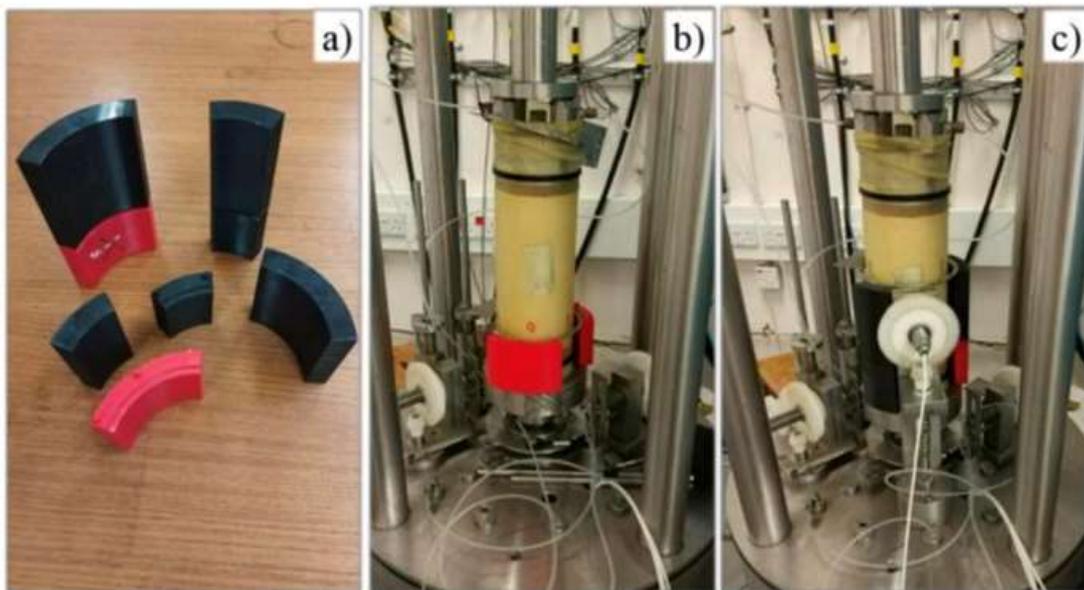


Figura 3.29 – (a) Peças impressas em 3D para o posicionamento dos anéis; (b) posicionamento do anel inferior e (c) posicionamento do anel superior (Mandolini, 2018)

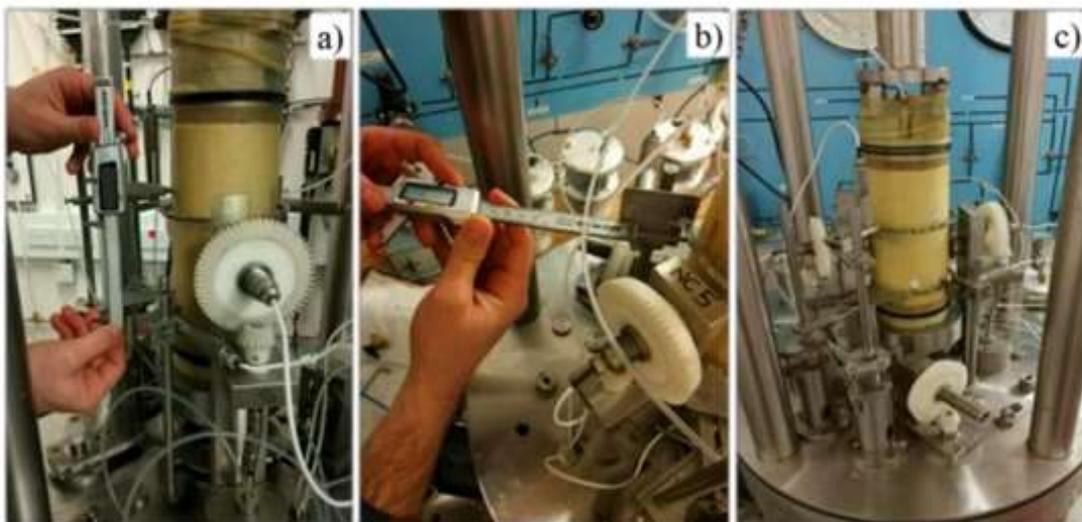


Figura 3.30 – (a) Medida da distância entre os anéis; (b) medida da distância radial ao alvo e (c) amostra pronta para o início do teste (Mandolini, 2018).

Após posicionar a amostra, foram conectadas todas as tubulações necessárias para a realização do ensaio, para fins de entrada e saída de água e aplicação das pressões. Por fim, o pistão utilizado para o carregamento foi posicionado sobre a amostra e fixado ao *top cap* utilizando cola do tipo epóxi. A utilização dessa cola foi necessária para que seja possível a execução do cisalhamento. Após a câmara foi preenchida com água do sistema de distribuição público. O furo interno da amostra foi preenchido com água deaerada. Após o enchimento da câmara, a pressão confinante interna e externa foi elevada até 30 kPa. Essas pressões foram controladas em conjunto para garantir que a mesma pressão fosse aplicada na superfície interna e externa da amostra.

Após a montagem do ensaio, o procedimento de saturação da amostra foi iniciado. Primeiramente foi realizada a percolação de gás carbônico na amostra pelo período de 1 hora e 30 minutos. Esse procedimento foi realizado visando substituir o ar presente dentro da amostra por gás carbônico. Isso é realizado pois o CO₂ é mais solúvel em água do que o ar e isso permite uma melhor saturação da amostra ao final desta etapa. Após a percolação do gás carbônico, água deaerada foi percolada na amostra pelo período de 20 horas. Após esse período, a saída de água foi fechada e foram elevadas as pressões interna (contrapressão) e externa (confinante) até os valores de 400 kPa e 430 kPa, respectivamente. Ao longo dessa etapa foi realizada a medição do parâmetro B de Skempton para a verificação da saturação da amostra. Todas as amostras atingiram B maior que 0,95, garantindo uma boa saturação.

Após a etapa de saturação, foi realizada a consolidação da amostra até uma tensão confinante efetiva de 100 kPa. A contrapressão foi mantida em 400 kPa ao longo dessa etapa, aumentando somente a pressão confinante interna e externa. Ao final dessa etapa, aguardou-se até o dia seguinte para iniciar o procedimento de cisalhamento. Essa espera se dá para que as deformações provenientes da etapa de consolidação se estabilizassem antes do início da etapa seguinte.

O cisalhamento da amostra foi realizado de forma drenada, controlando o carregamento vertical e o torque aplicado ao longo da etapa. Foram realizados ensaios em diferentes trajetórias para cada conjunto de amostras, sendo descritas por: compressão axial ($\alpha = 0^\circ$), compressão axial + torque ($\alpha = 30^\circ$), torque ($\alpha = 45^\circ$), e extensão ($\alpha = 90^\circ$). Ao início da etapa de cisalhamento foram aplicados ciclos de carga e descarga de 5 kPa axial e no torque. A etapa de cisalhamento foi realizada com tensão controlada, com taxa de

0,5 kPa/min. Ao longo do cisalhamento foram realizadas pausas para a aplicação de ciclos de carga e descarga visando avaliar a degradação do material. Após a aplicação desses ciclos, o cisalhamento foi retomado com a mesma taxa de carregamento utilizada anteriormente. A etapa teve duração variável de acordo com a trajetória de tensões do respectivo ensaio.

Foram realizados 12 ensaios do tipo *Hollow Cylinder Torsional*, sendo 4 ensaios para material sem melhoramento, 4 ensaios para o rejeito de mineração cimentado e 4 ensaios para o rejeito de mineração cimentado com adição de fibras. Foi mantida a mesma massa específica aparente seca para todas as misturas.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesse item serão expostos os resultados obtidos nos ensaios de resistência não confinada *true triaxial* e *hollow cylinder torcional* realizados.

4.1 ENSAIOS NÃO CONFINADOS

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples e diametral e uma breve discussão dos resultados apresentados.

4.1.1 Resistência à compressão simples

Foram realizados ensaios de resistência à compressão simples para material com e sem fibras, visando a comparação dos resultados obtidos e visualização dos benefícios de incluir material fibroso na matriz cimentada.

4.1.1.1 Rejeito de minério de ferro cimentado

Os resultados obtidos para os ensaios de resistência à compressão simples do material cimentado sem adição de fibras mostraram que a adição de cimento e a diminuição da porosidade contribuíram para o aumento da resistência do material. Na figura 4.1 é possível observar a evolução da resistência em relação à adição de cimento, mostrando que para maiores quantidades de cimento a resistência cresce de modo linear. Foi também realizada a análise da evolução da resistência em relação a porosidade das misturas (Figura 4.2), mostrando que com o aumento da porosidade a resistência diminui de forma exponencial.

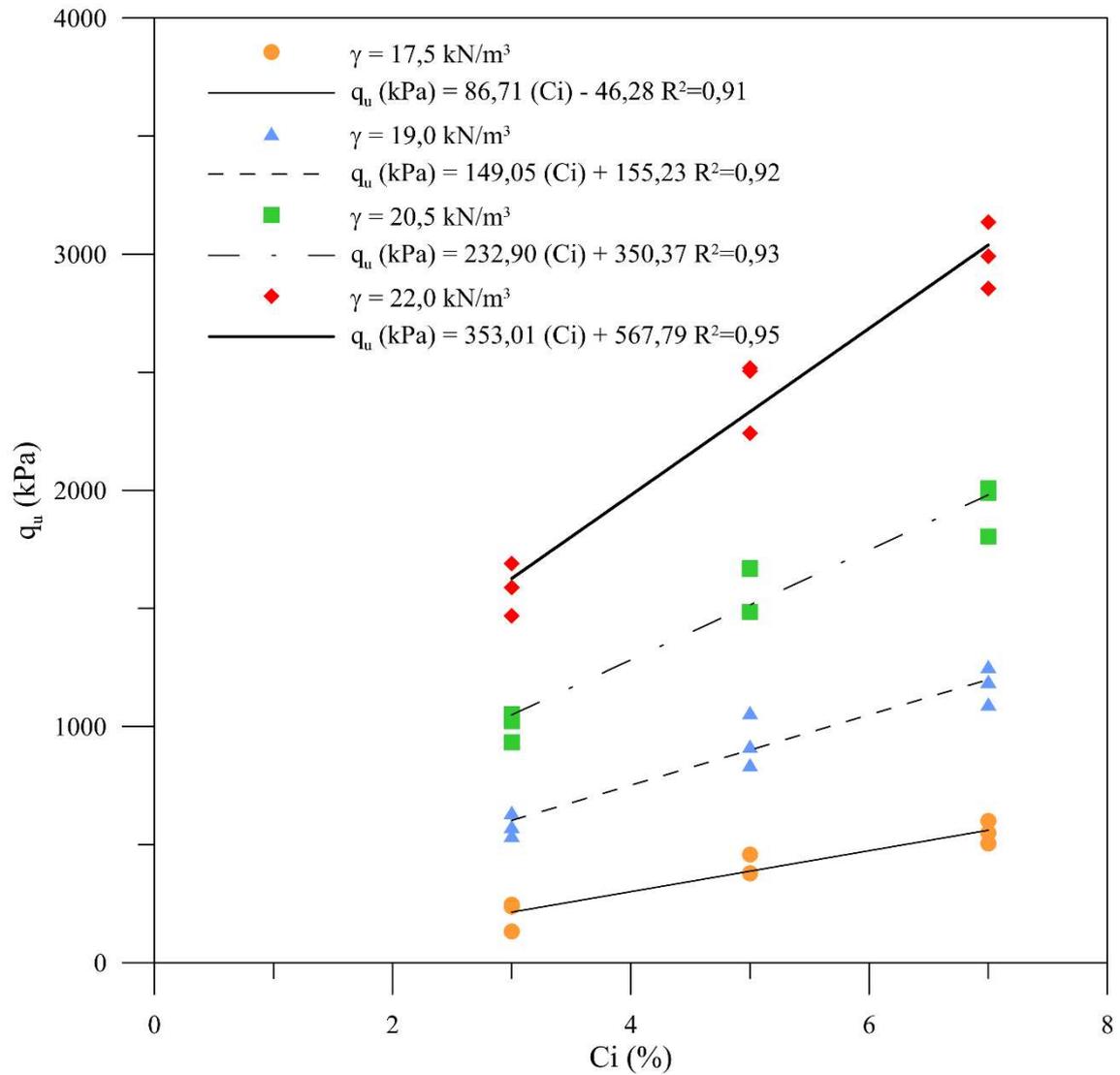


Figura 4.1 - Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em função da porcentagem de cimento.

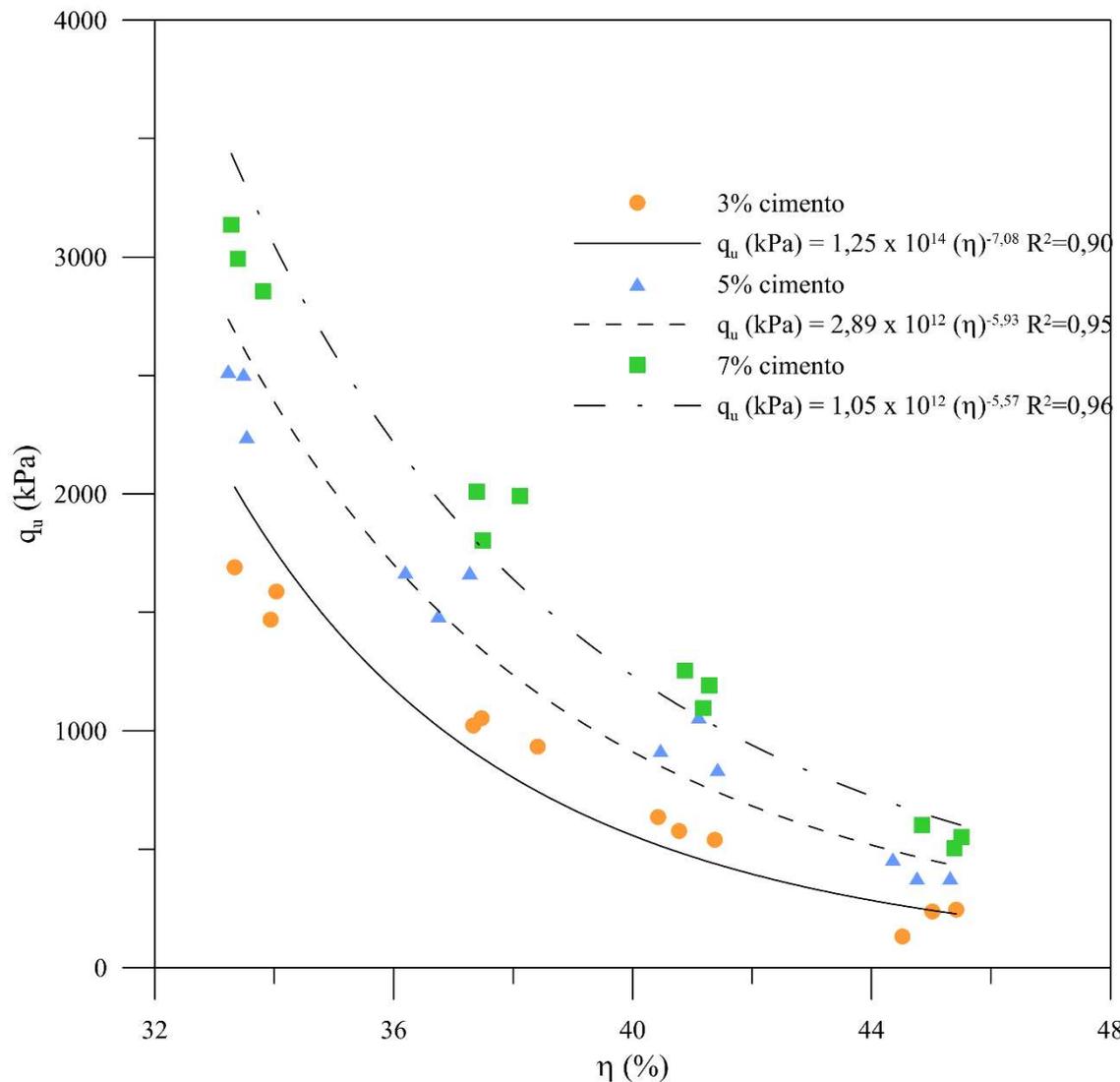


Figura 4.2 - Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em relação à porosidade.

Para a análise da influência da cimentação e da porosidade de forma conjunta, foi utilizado o parâmetro proposto por Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), exposto no item 2.2.3, para a avaliação da resistência à compressão simples. Essa representação pode ser observada na figura x. A análise conjunta permite observar que o aumento da cimentação ou a diminuição da porosidade implica em aumento da resistência à compressão simples. Visando a busca de um melhor ajuste da curva, foi utilizado um expoente interno no teor volumétrico de cimento. Esse ajuste empírico se dá devido à natureza do material estudado. Como pode ser observado na figura 4.3, a resistência à compressão simples diminui com o aumento do índice, indicando que o aumento da porosidade ou a utilização

de um volume menor de cimento implicam na diminuição da resistência, assim como a diminuição da porosidade ou o aumento da quantidade de cimento influenciam no aumento da resistência. A redução da porosidade promove o aumento da interação entre os grãos e a maior efetividade da cimentação.

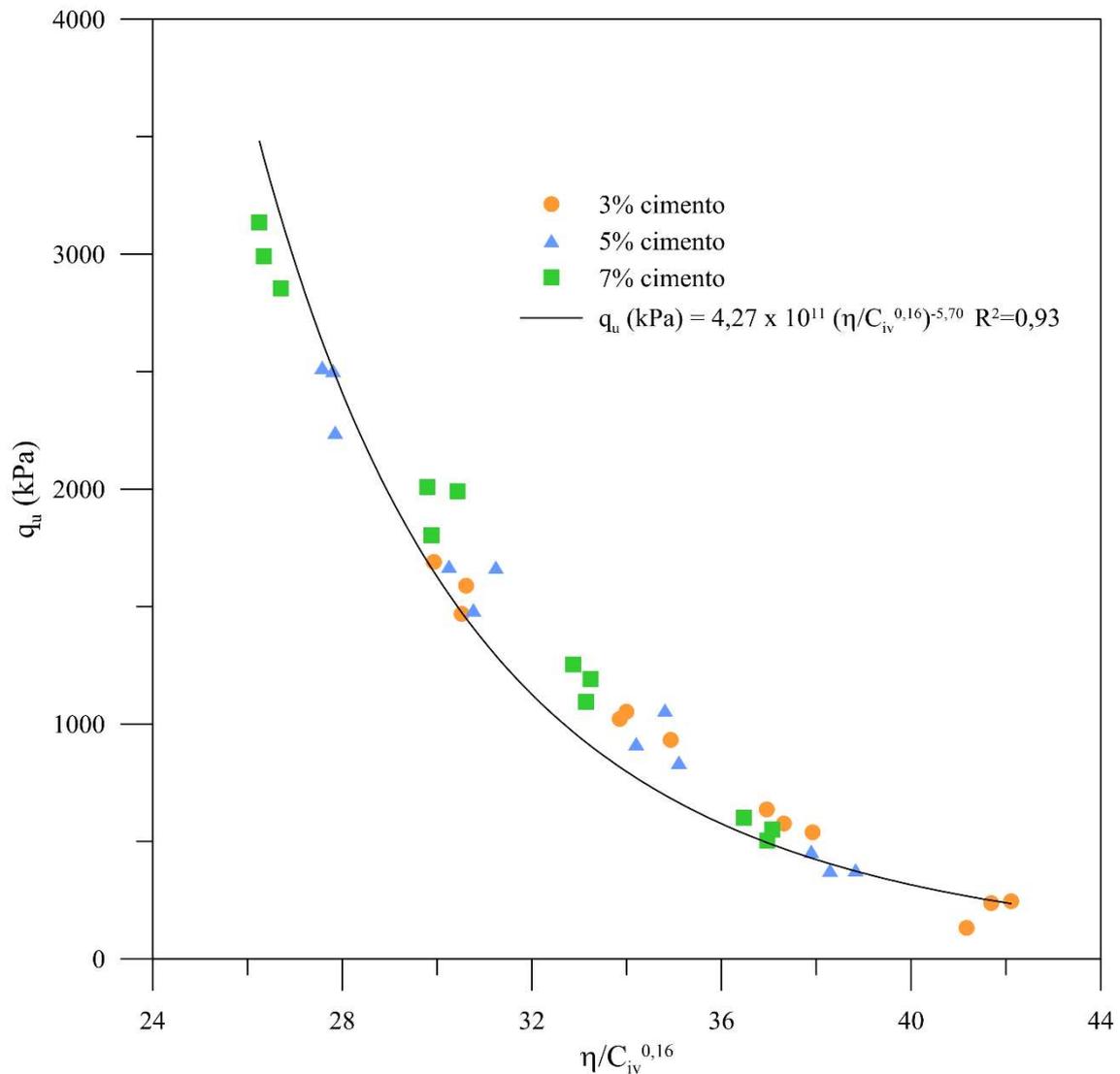


Figura 4.3 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento.

4.1.1.2 Rejeito de minério de ferro cimentado reforçado com fibras

A resistência à compressão simples das amostras de rejeito cimentado reforçado com fibras apresentou comportamento semelhante ao observado nas amostras sem acréscimo

de fibras. Conforme visualizado anteriormente, o aumento do teor de cimento das amostras influencia positivamente no aumento da resistência à compressão simples das amostras, apresentado na figura 4.4. De forma análoga, o aumento da porosidade também influenciou negativamente na resistência à compressão, como pode ser observado na figura 4.5. Entretanto, é possível observar que apesar do comportamento ser semelhante, a utilização das fibras contribuiu para que a resistência atingisse valores mais elevados do que os encontrados nas amostras sem inclusão de fibras.

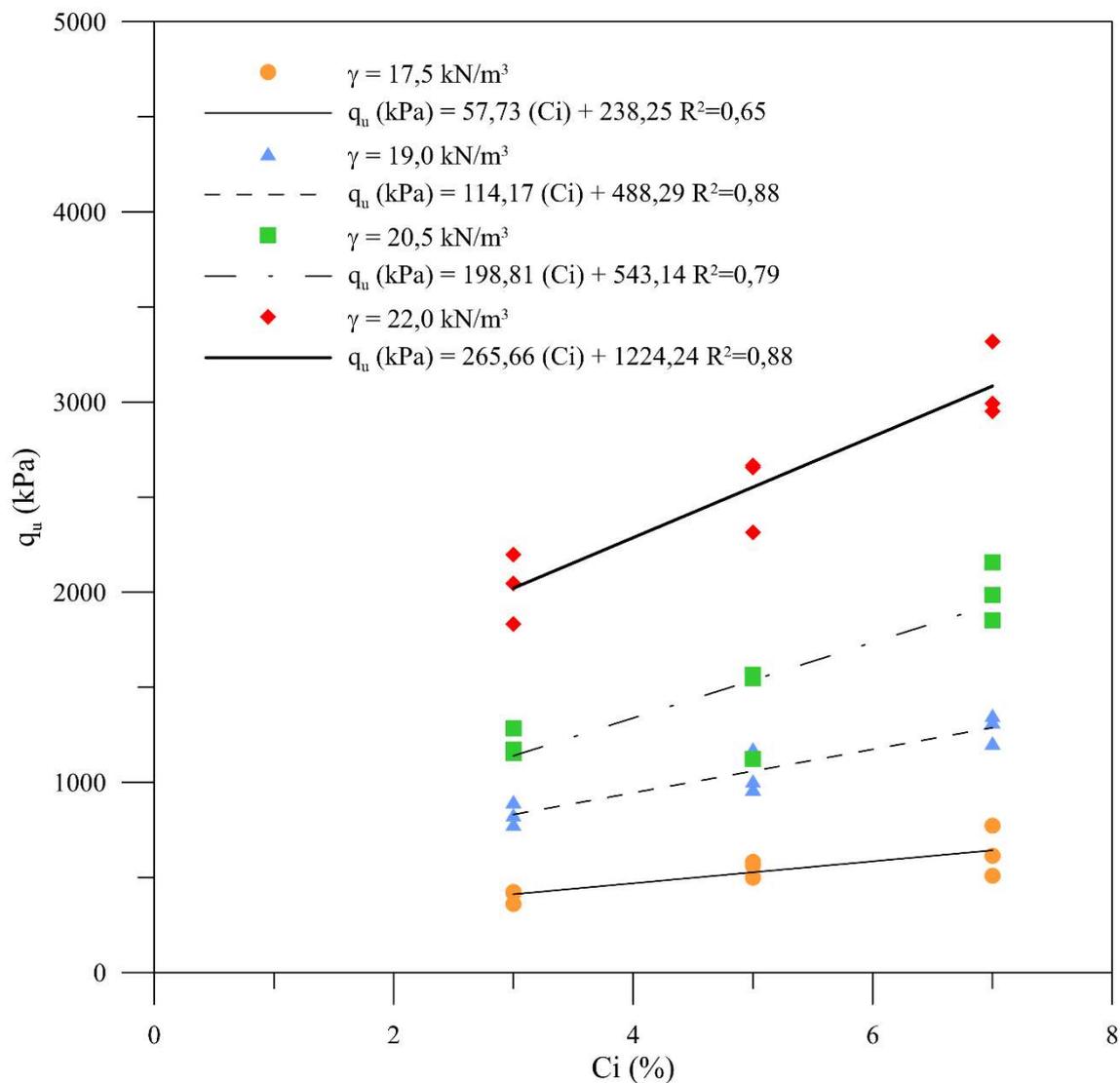


Figura 4.4 - Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em função da porcentagem de cimento.

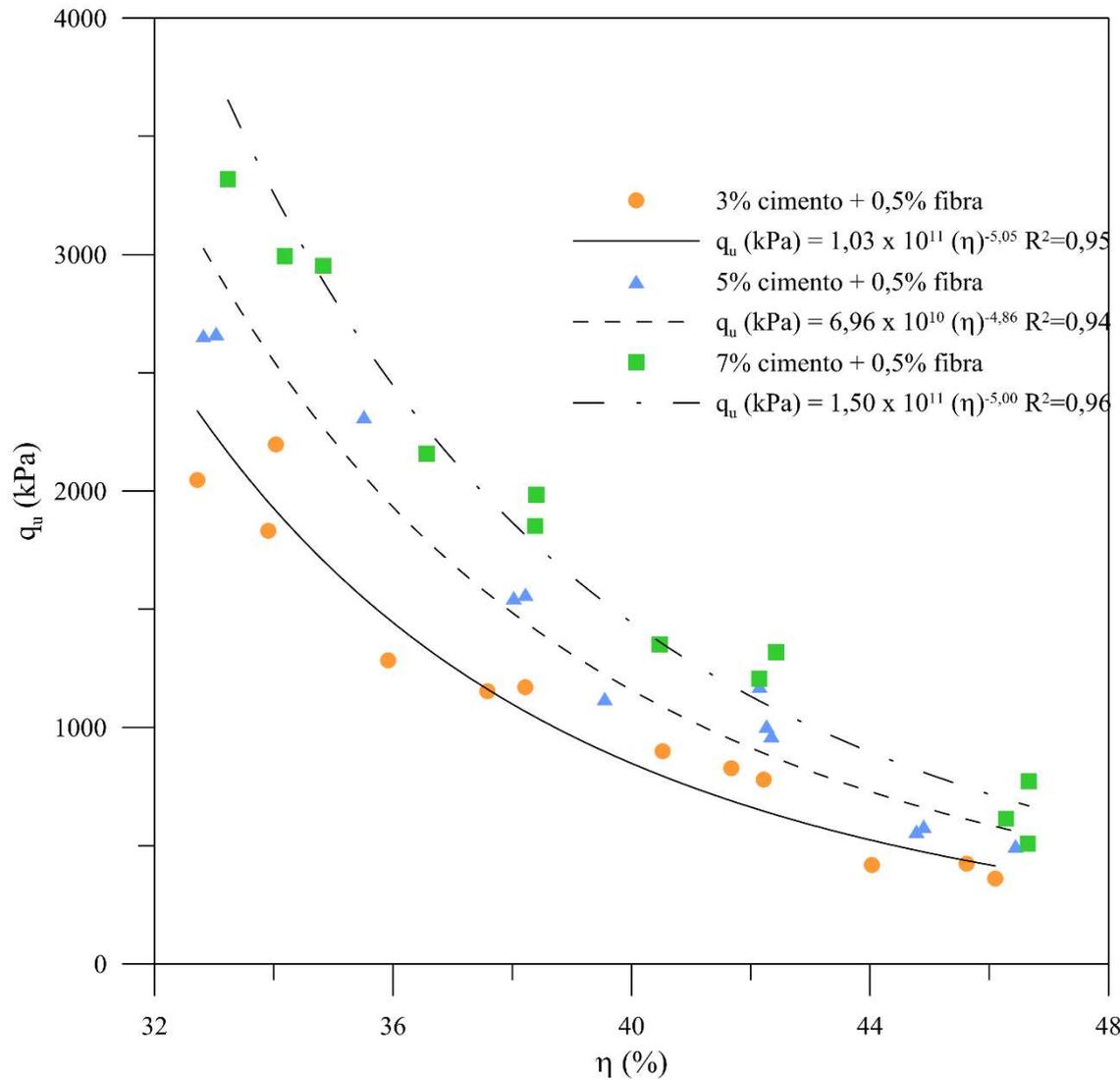


Figura 4.5 - Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em relação à porosidade.

Analisando de forma conjunta a influência da porosidade e do teor de cimento, foi aplicada a metodologia de Consoli et al. (2007), de forma análoga aos apresentados para resultados sem fibra, para o material com acréscimo de fibras, conforme figura 4.6. O comportamento observado no material foi semelhante ao encontrado para as amostras sem fibra, mostrando que a metodologia também é viável para a análise dos materiais compostos com inclusão de fibras. As fibras, ao absorverem e redistribuírem os esforços, proporcionam o acréscimo de resistência observado.

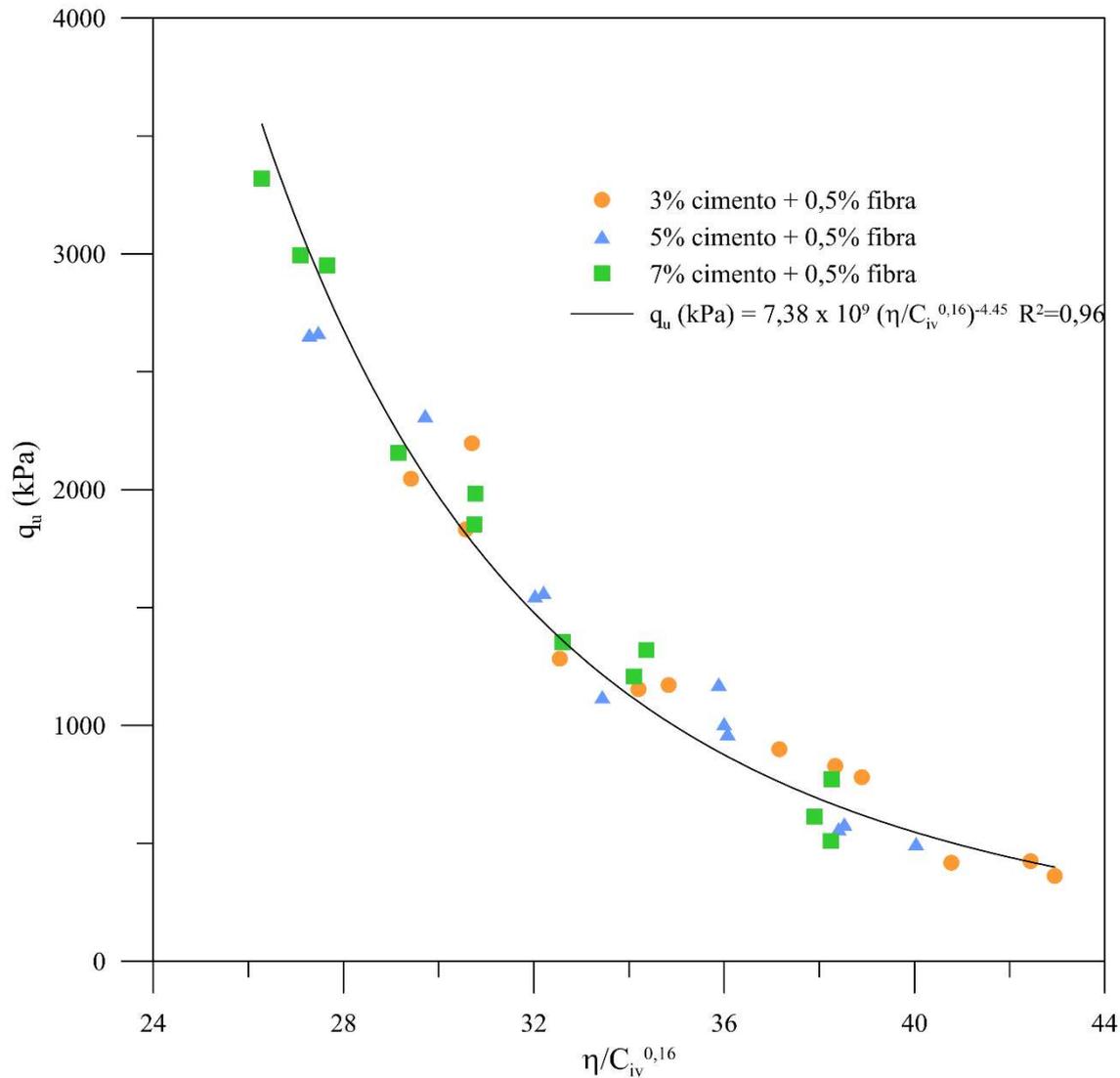


Figura 4.6 – Resistência à compressão simples do rejeito cimentado reforçado com fibras em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento.

4.1.2 Resistência à tração na compressão diametral

Foi observado ao longo dos ensaios de compressão diametral que a resistência à compressão diametral do material sem adição de fibras apresentou uma variabilidade maior do que quando comparado aos ensaios de compressão simples. Isso pode se dar devido à configuração do ensaio, devido à pequenos desníveis que podem ocorrer ao posicionar a amostra no equipamento e devido às baixas resistências obtidas.

Ao longo dos ensaios de resistência à compressão diametral do material cimentado com acréscimo de fibras foi observado que após um primeiro pico observado, o material ganha

de forma mais suave resistência. Isso se dá devido a mobilização das fibras presentes na matriz. Para a avaliação da resistência à compressão diametral, todos os ensaios foram realizados com o mesmo tempo de execução, visando uma deformação semelhante para todos. A deformação foi controlada com base na velocidade da prensa de compressão, visto que o ensaio não é instrumentado com medidores de deslocamento.

Os ensaios foram realizados ao longo de 10 minutos, porém os resultados escolhidos para a análise da resistência à compressão diametral foram no tempo de 5 minutos. Devido a velocidade de deformação da prensa, no minuto 5 o deslocamento imposto seria de aproximadamente 5 mm, 10 % do diâmetro da amostra. Porém, ao longo dos 10 minutos todos os espécimes obtiveram ganho de resistência devido à mobilização das fibras.

Na figura 4.7 pode ser observada de forma qualitativa a tensão lida ao longo do ensaio de compressão diametral. Pode se observar que as três amostras, cujas características são 3% de cimento e massa específica aparente seca de $1,7 \text{ g/cm}^3$, apresentaram um pequeno pico e, após um aparente platô, começou a ganhar resistência devido à mobilização das fibras. A medida de deslocamento foi realizada indiretamente, utilizando a velocidade de elevação da prensa para estimar o deslocamento, visto que não há instrumentação para medidas de deslocamento nos ensaios não confinados.

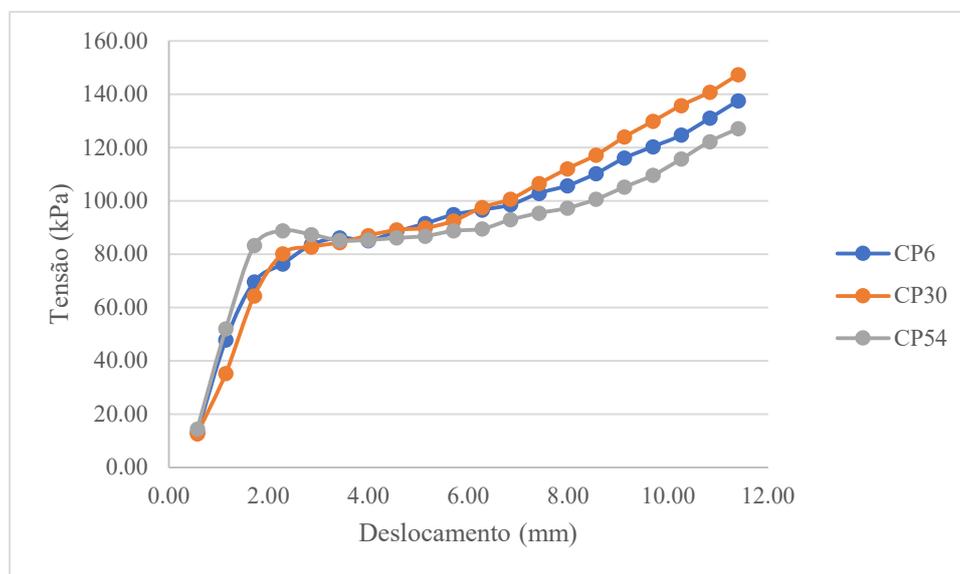


Figura 4.7 - Tensão x deslocamento de uma amostra com adição de fibras

4.1.2.1 Rejeito de minério de ferro cimentado

Os resultados de resistência à tração apresentaram comportamento semelhante aos de compressão simples já visualizados no item 4.1.1, mostrando que o aumento do teor de cimento contribui positivamente para o aumento da resistência (Figura 4.8). Entretanto, os resultados se mostraram mais dispersos do que os encontrados nos ensaios de compressão simples. Isso se dá provavelmente devido à configuração do ensaio, onde a tração é medida de forma indireta e qualquer diferença no posicionamento do corpo de prova no momento da execução do ensaio pode contribuir para essa variação. Foi observado que a relação da resistência à tração e a porosidade também apresentou comportamento semelhante aos mostrados na resistência à compressão simples, onde o aumento da porosidade influencia na diminuição da resistência à tração (Figura 4.9).

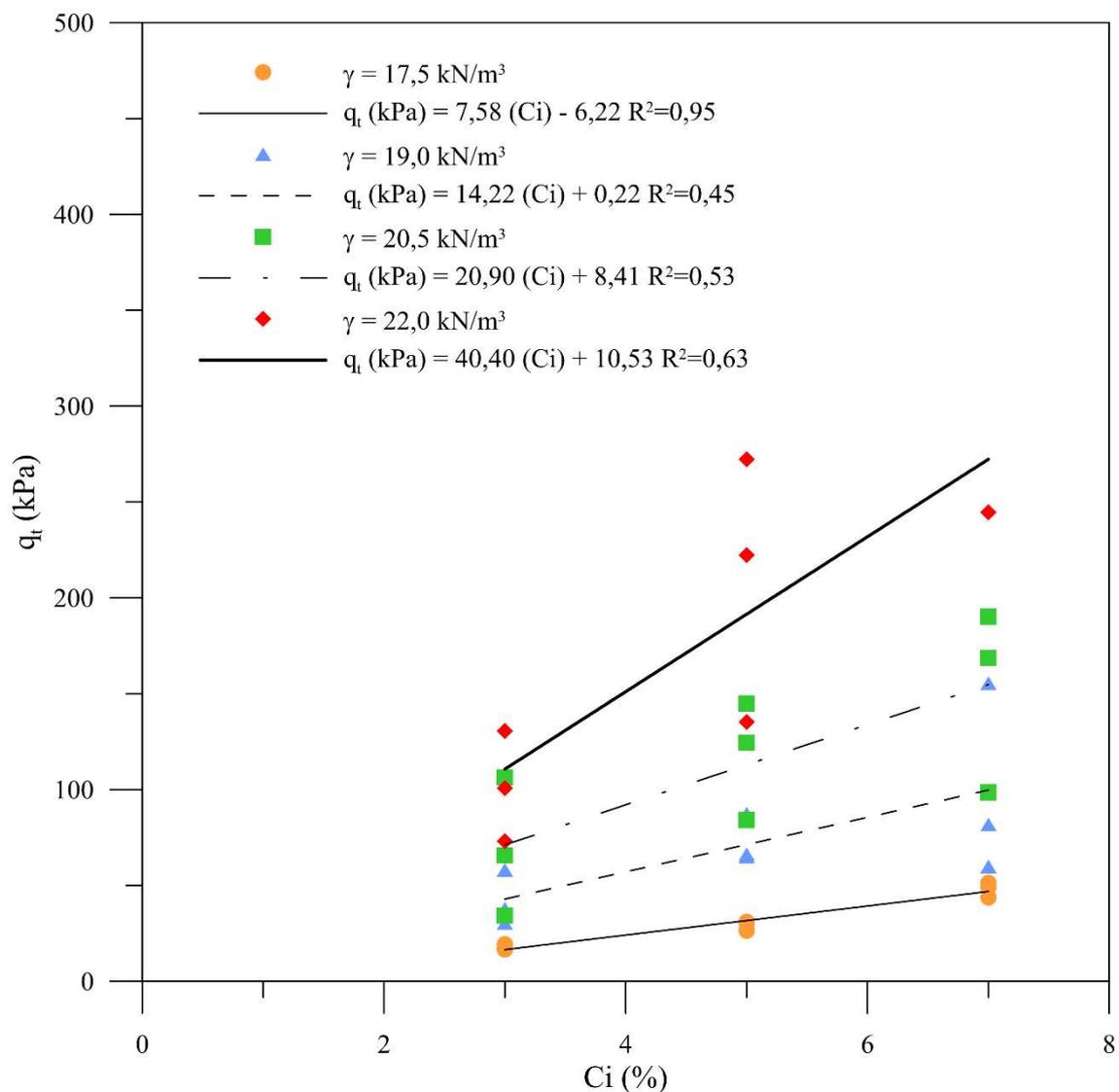


Figura 4.8 - Resistência à tração do rejeito cimentado em função da porcentagem de cimento.

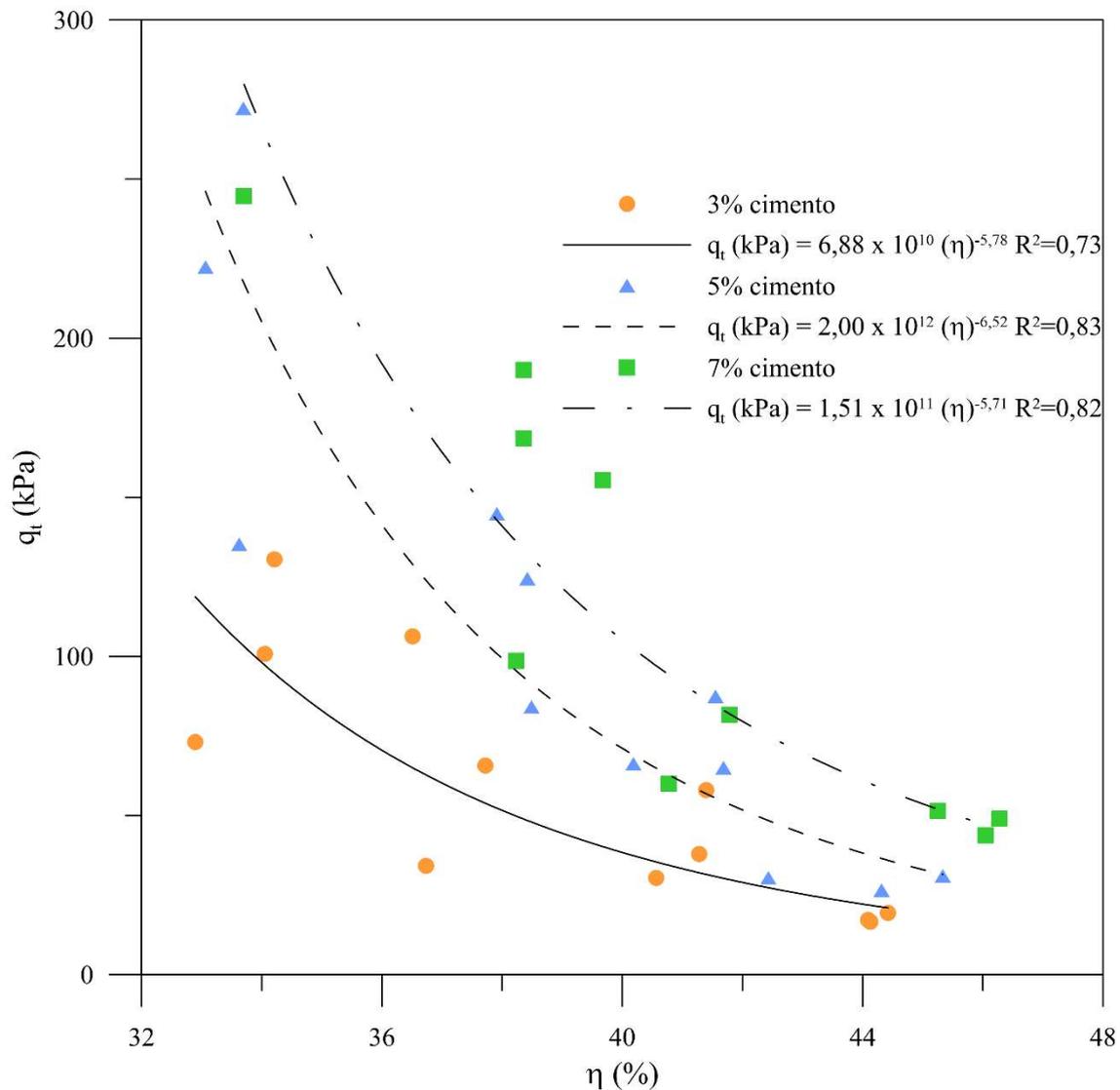


Figura 4.9 - Resistência à tração do rejeito cimentado em relação à porosidade.

Analisando de forma conjunta a influência da porosidade e do teor de cimento, de forma semelhante ao apresentado para resistência à compressão simples, foi aplicada a metodologia de Consoli et al. (2007, 2010) conforme figura 4.10, onde é apresentado o resultado de tração do rejeito cimentado em função do índice. O comportamento observado no material foi semelhante ao encontrado para as amostras apresentadas para resistência à compressão simples, mostrando que a metodologia também é viável para a análise dos materiais compósitos com inclusão de fibras.

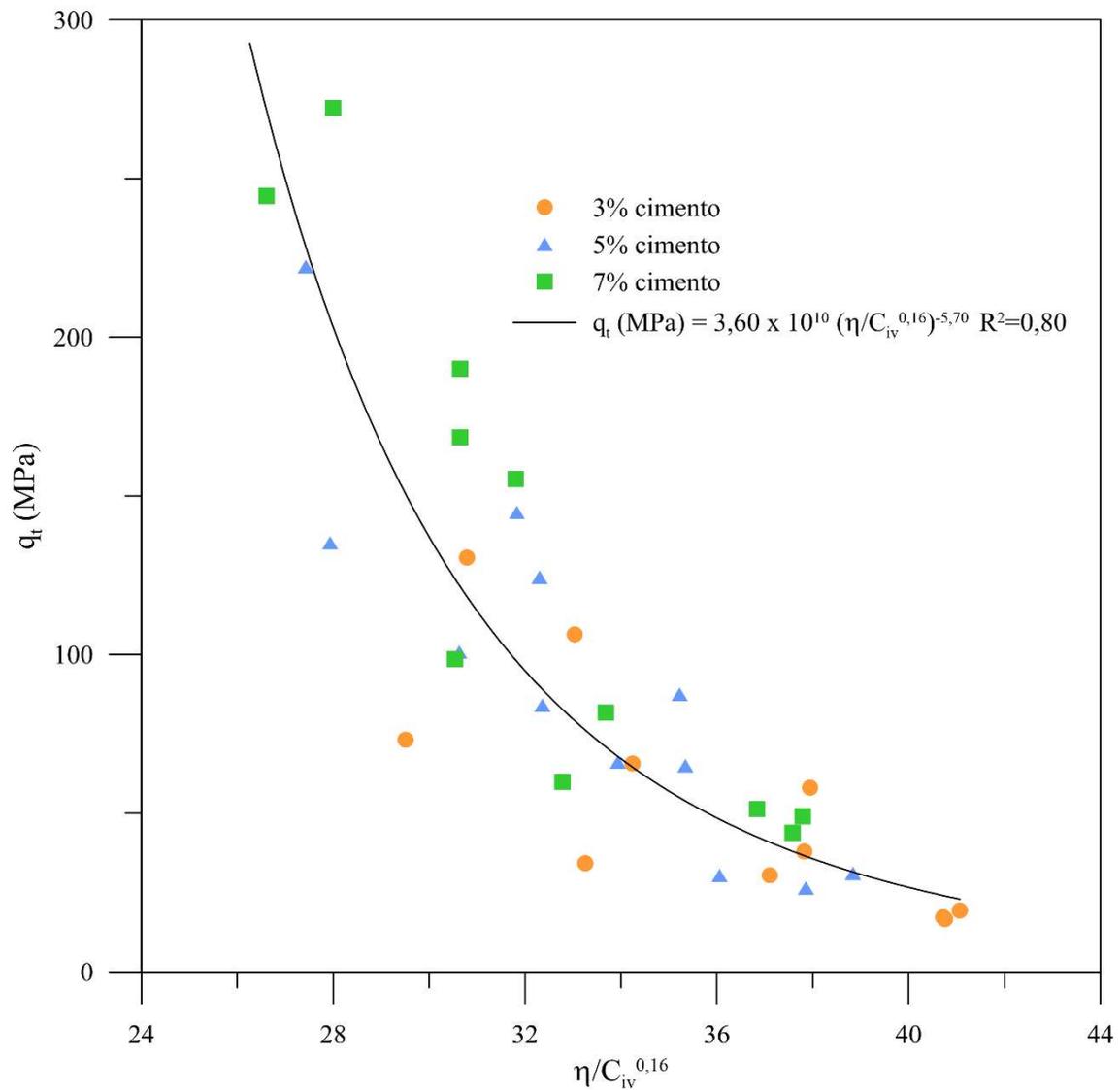


Figura 4.10 – Resistência à tração do rejeito cimentado em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento.

4.1.2.2 Rejeito de minério de ferro cimentado reforçado com fibras

Os resultados de resistência à tração apresentaram comportamento semelhante aos de compressão simples já visualizados no item 4.1.1, mostrando que o aumento do teor de cimento contribui positivamente para o aumento da resistência (Figura 4.11). Foi observado que a relação da resistência à tração e a porosidade também apresentou

comportamento semelhante aos mostrados na resistência à compressão simples, onde o aumento da porosidade influencia na diminuição da resistência à tração (Figura 4.12).

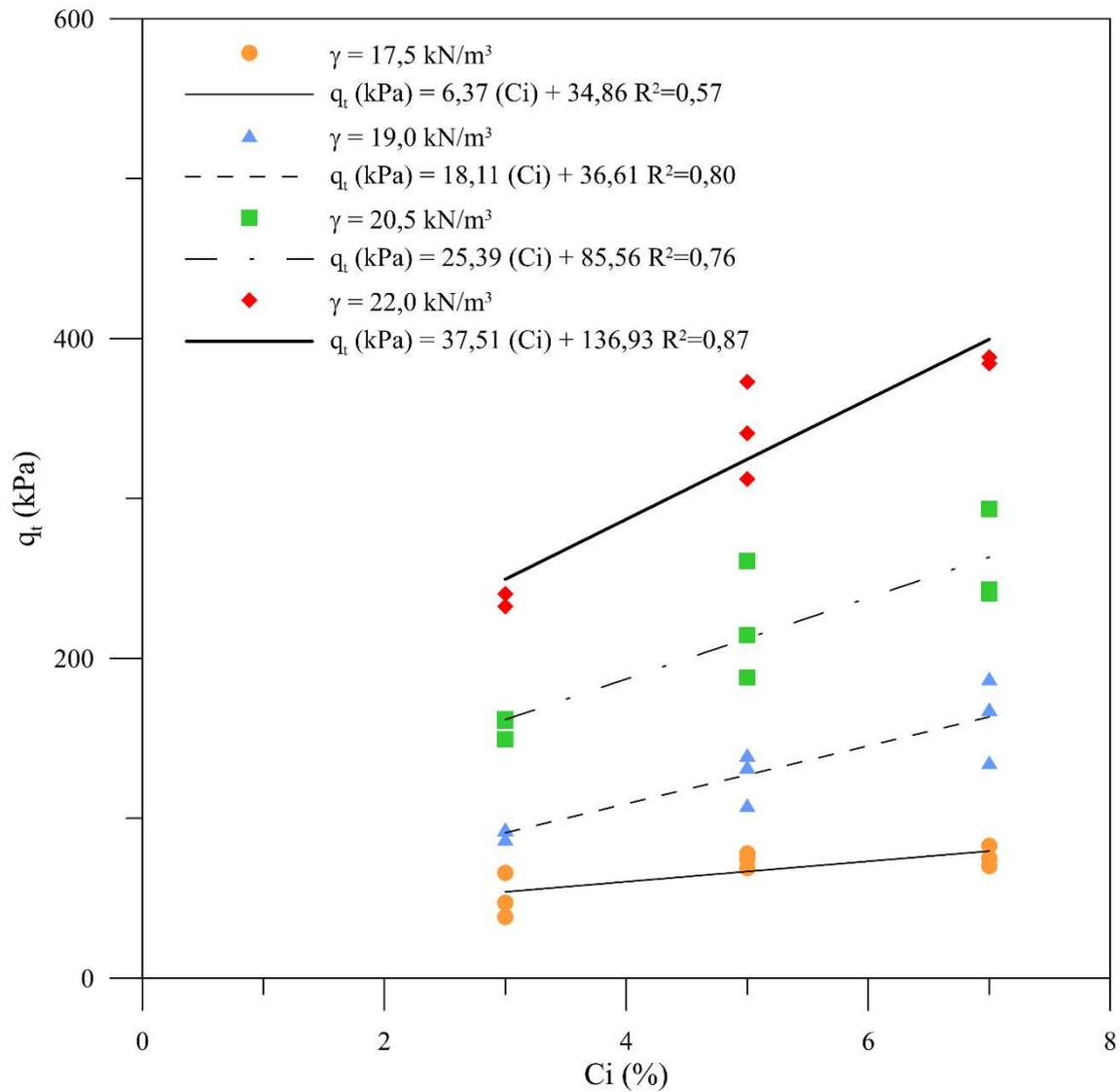


Figura 4.11 - Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em função da porcentagem de cimento.

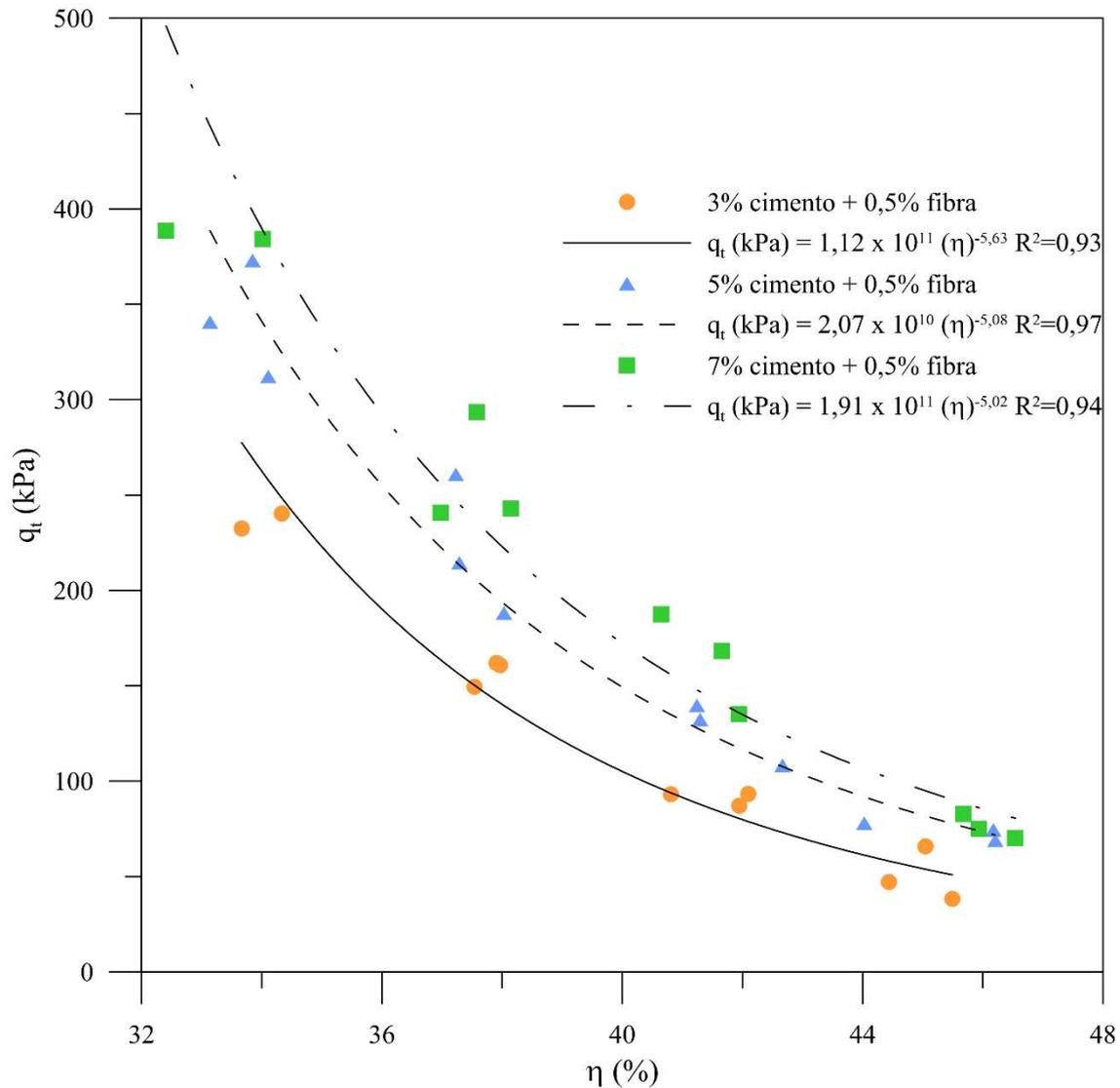


Figura 4.12 - Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em relação à porosidade.

Analisando de forma conjunta a influência da porosidade e do teor de cimento, de forma semelhante ao apresentado para resistência à compressão simples, foi aplicada a metodologia de Consoli et al. (2007, 2010) conforme figura 4.13, onde é apresentado o resultado de tração do rejeito cimentado em função do índice. O comportamento observado no material foi semelhante ao encontrado para as amostras apresentadas para resistência à compressão simples, mostrando que a metodologia também é viável para a análise da resistência à tração dos materiais compósitos com inclusão de fibras.

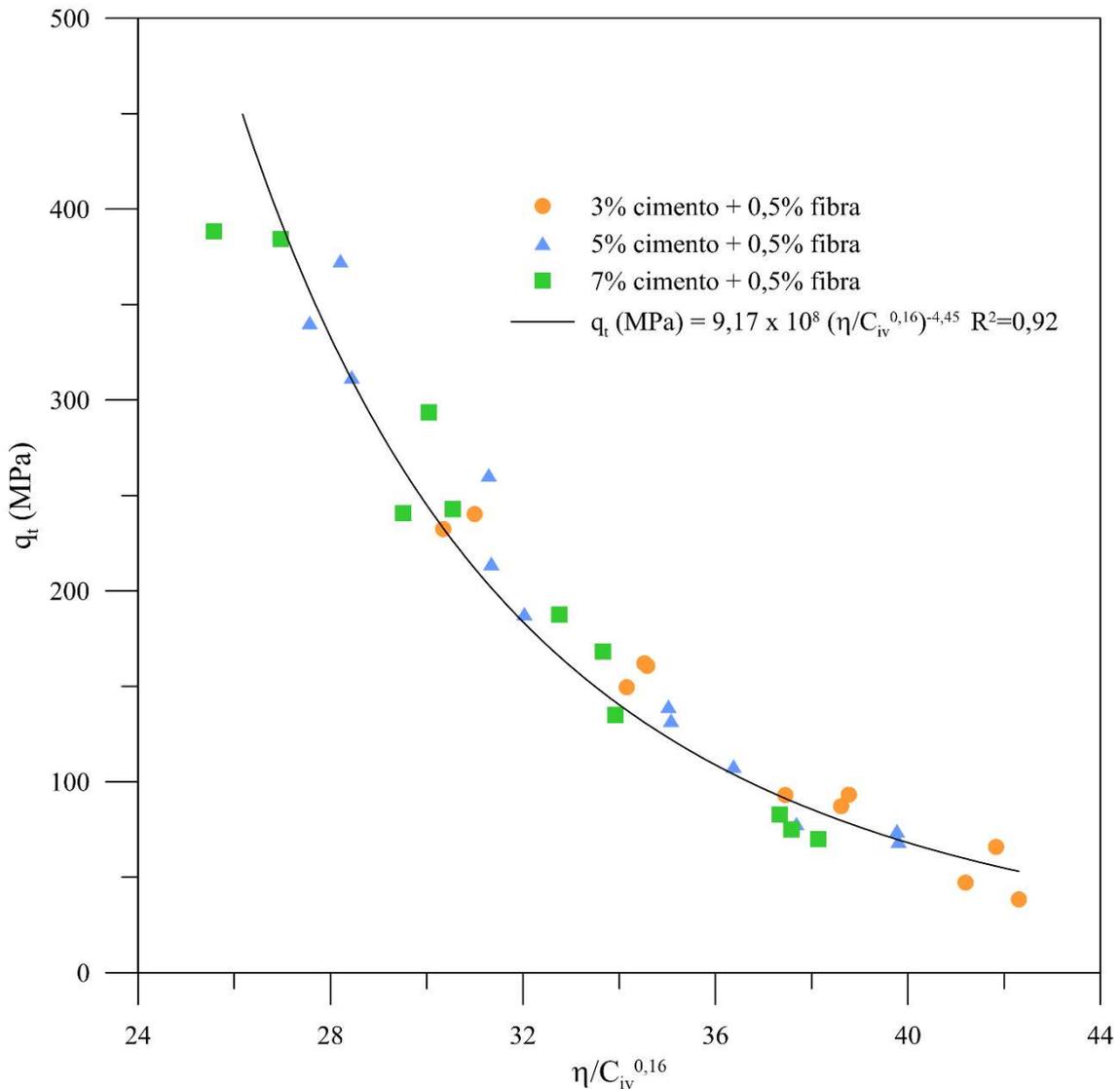


Figura 4.13 – Resistência à tração do rejeito cimentado reforçado com fibras em função do fator porosidade/teor volumétrico de cimento.

4.1.3 Comparativo entre q_u e q_t

Os ensaios de resistência à compressão simples e à tração na compressão diametral podem ser relacionados utilizando a metodologia proposta por Consoli et al. (2010), buscando um escalar relacionando os dois ensaios. Consoli et al. (2019) aplicou essa metodologia estudando três diferentes tipos de solo estabilizados com cimento, onde esse escalar variou entre 0,10 e 0,14. Para isso, os expoentes externos das curvas obtidas para resistência em ambos os ensaios em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento devem ser iguais. Quando a metodologia é aplicada ao rejeito de minério de ferro

cimentado, representado na figura 4.14, o escalar obtido na razão da resistência à tração na compressão diametral e a resistência à compressão simples foi igual a 0,08. Para o rejeito de minério de ferro cimentado reforçado com fibras, apresentado na figura 4.15, foi obtido o escalar 0,12.

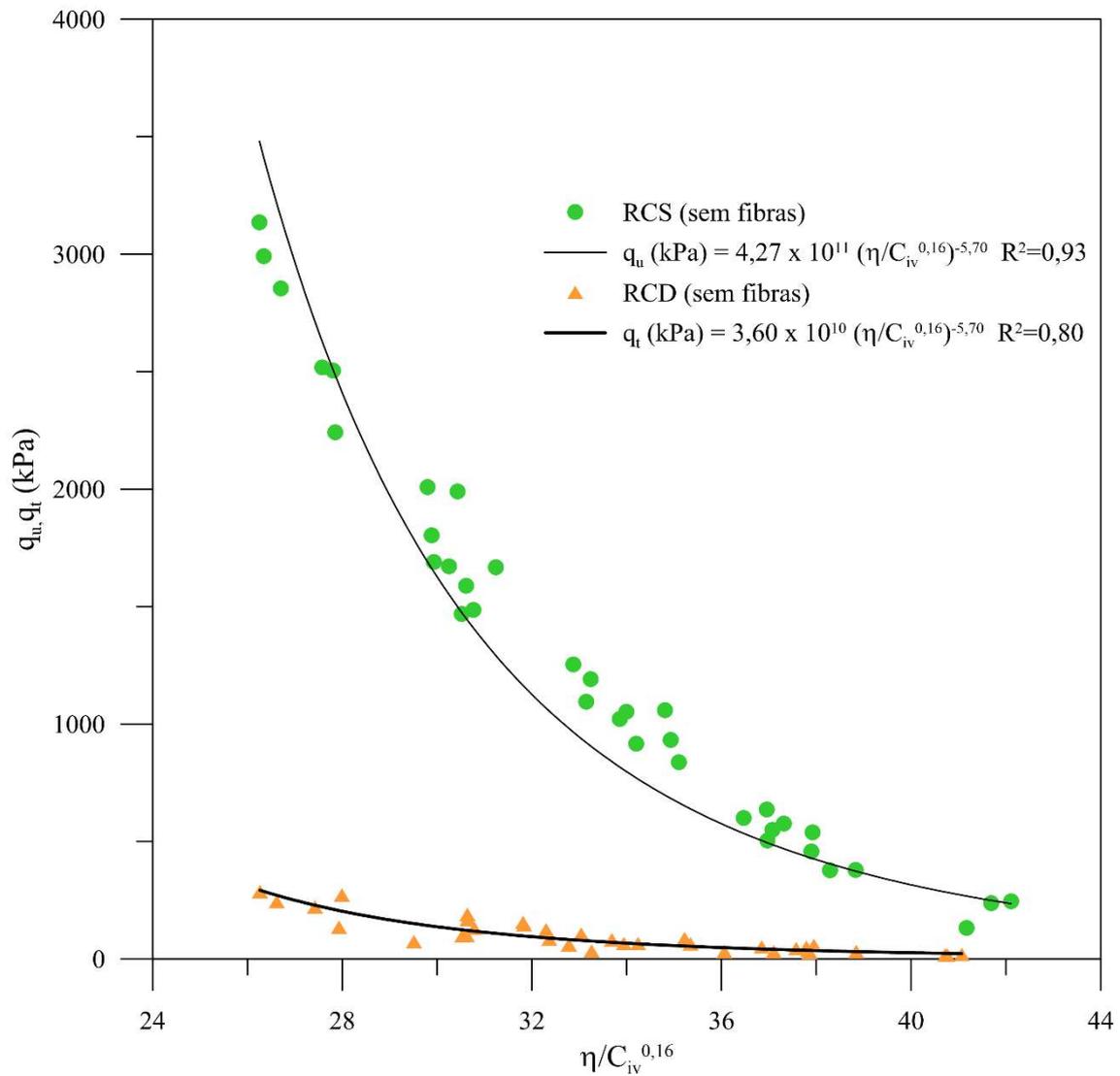


Figura 4.14 - Comparativo da resistência à tração e compressão do rejeito de minério de ferro cimentado.

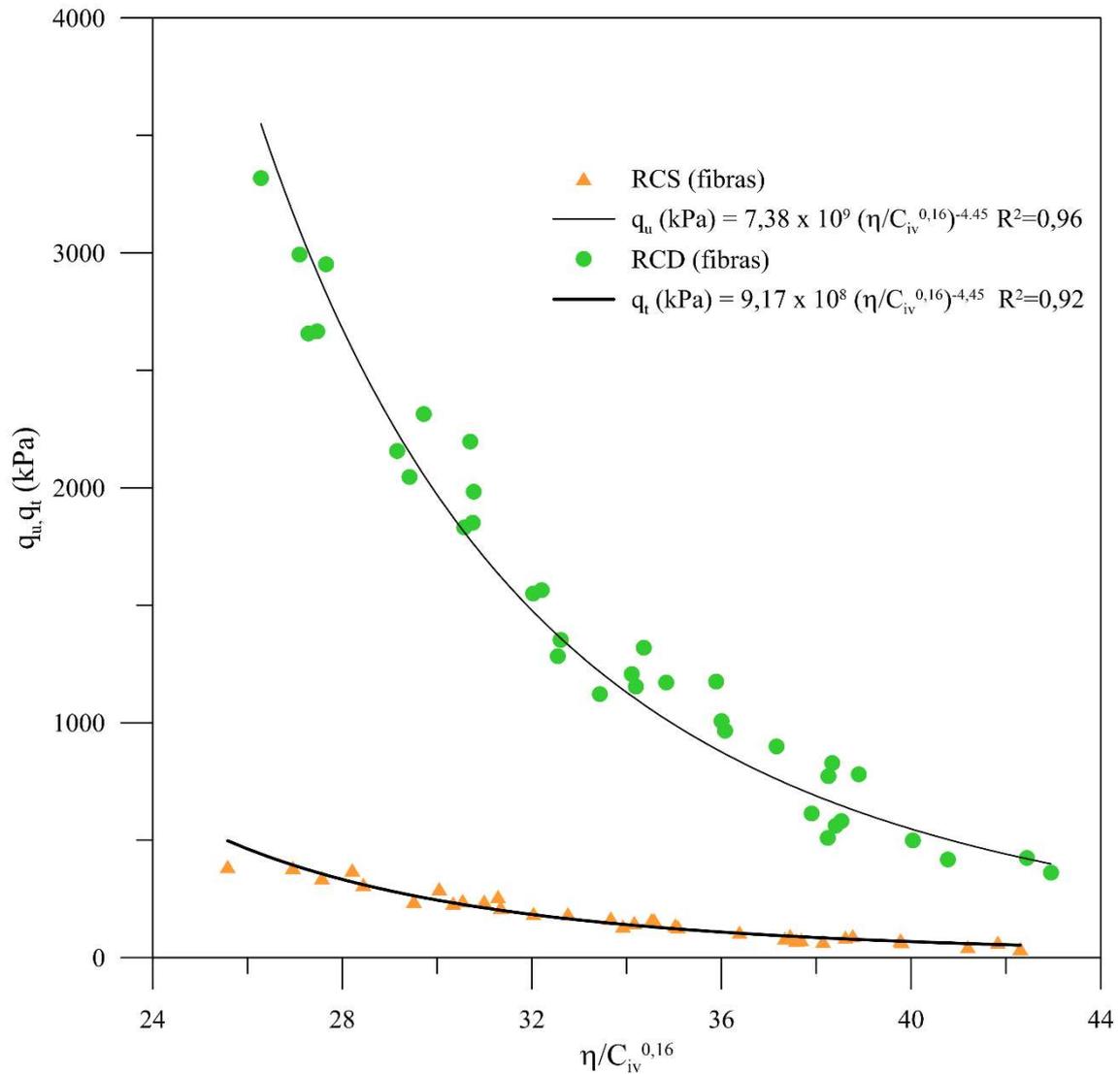


Figura 4.15 - Comparativo entre resistência à tração e compressão do rejeito cimentado reforçado com fibras.

4.1.4 Comparativo entre amostras cimentadas com e sem inclusão de fibras

Para possibilitar a visualização do efeito causado pela inclusão de fibras quando em comparação com as amostras sem adição de fibras, são exibidas as Figuras 4.16 e 4.17, onde está exposta a evolução da resistência à compressão e à tração das amostras com e sem inclusão de fibras, respectivamente. Pode-se notar que em ambos os casos as amostras com inclusão de fibras apresentaram resistência levemente superior ao observado nas amostras sem fibras, mostrando maior diferença nas amostras submetidas à tração. Isso pode ser explicado pois na tração a contribuição das fibras pode ser mais relevante devido à orientação das fibras dentro da matriz cimentícia, que estão em posição

horizontal e possivelmente estão sendo mais mobilizadas durante o ensaio de tração do que no ensaio de compressão não confinada.

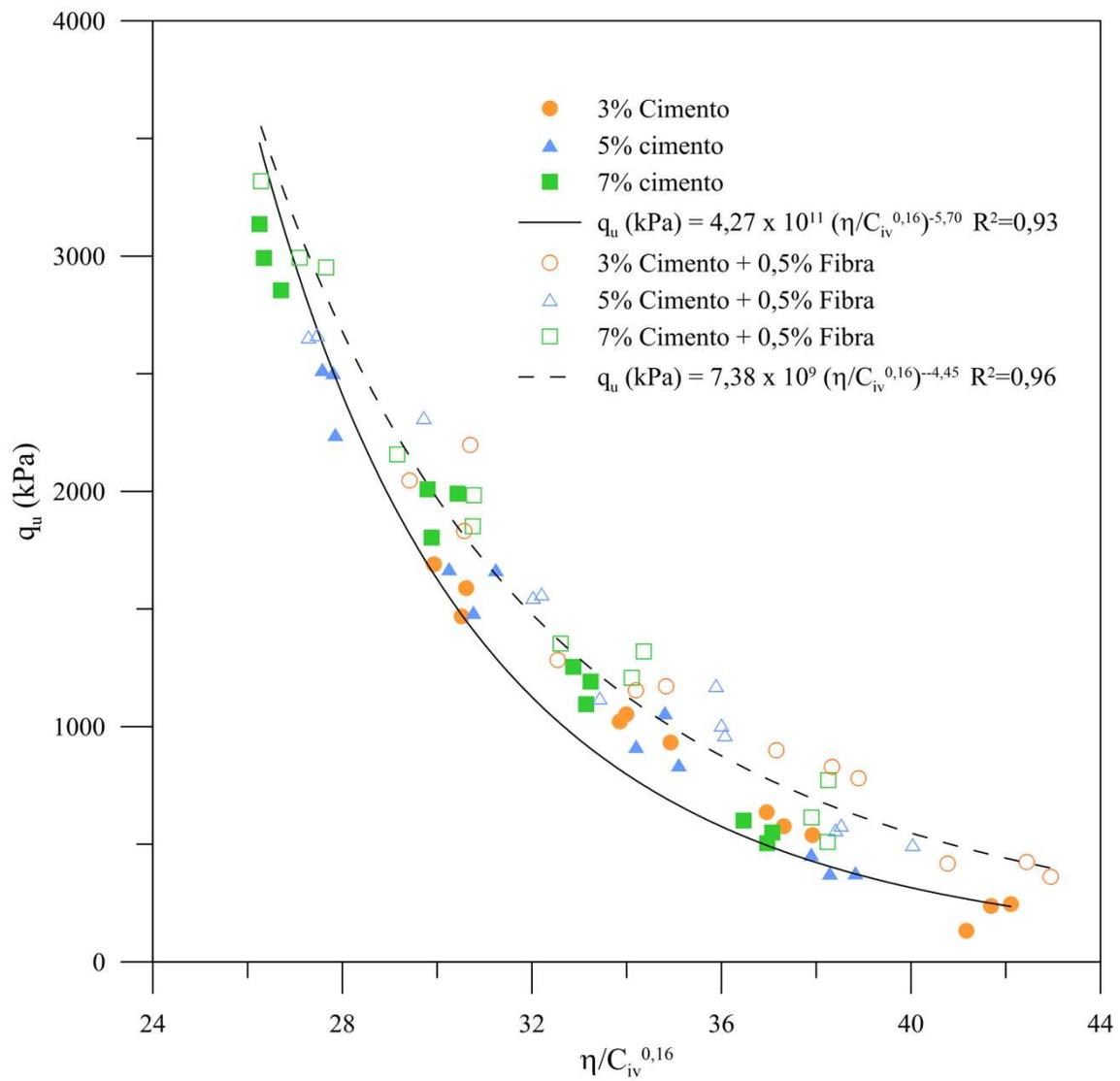


Figura 4.16 - Comparação da resistência à compressão de amostras cimentadas e cimentadas com inclusão de fibras

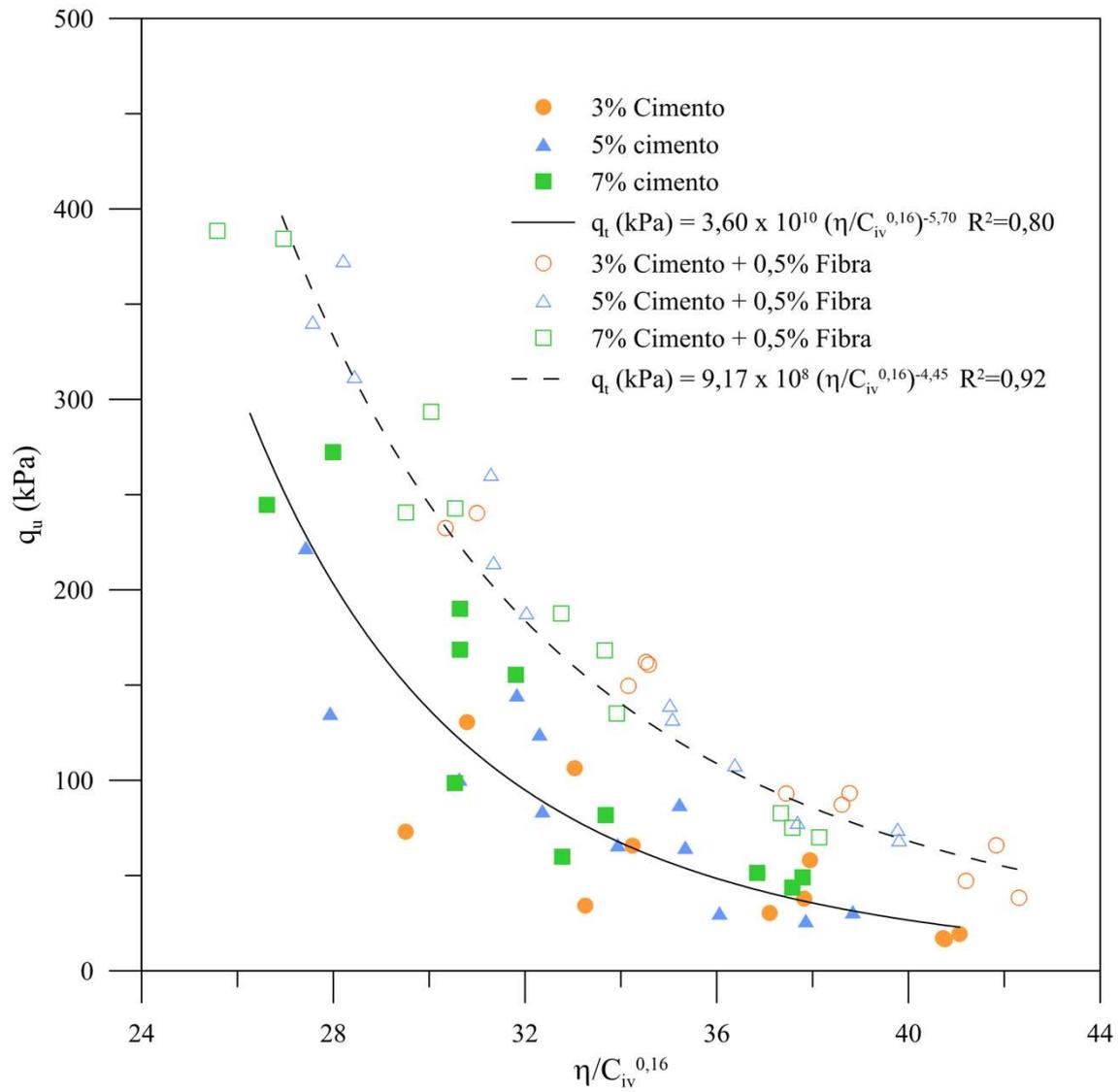


Figura 4.17 - Resistência à tração na compressão diametral de amostras cimentadas e cimentadas com inclusão de fibras

4.2 ENSAIOS TRUE TRIAXIAL

Foram realizadas duas rosetas de ensaios *true triaxial*, onde foram realizadas as trajetórias de ângulo de carregamento 0° , 30° , 60° , 90° , 120° , 150° e 180° para amostras com e sem fibra. Nesse item serão apresentados os resultados de cada ensaio individualmente e, posteriormente, o conjunto de cada roseta.

4.2.1 Ensaio *True Triaxial* com material cimentado

Foram realizados 7 ensaios *True Triaxial* para avaliar o comportamento do material cimentado diante das diversas possibilidades de solicitação que podem ser impostas ao material. Todos os ensaios foram realizados com p' constante igual a 100 kPa. As imagens das amostras após a execução de cada tipo de trajetória de tensões estão representadas na figura 4.18.

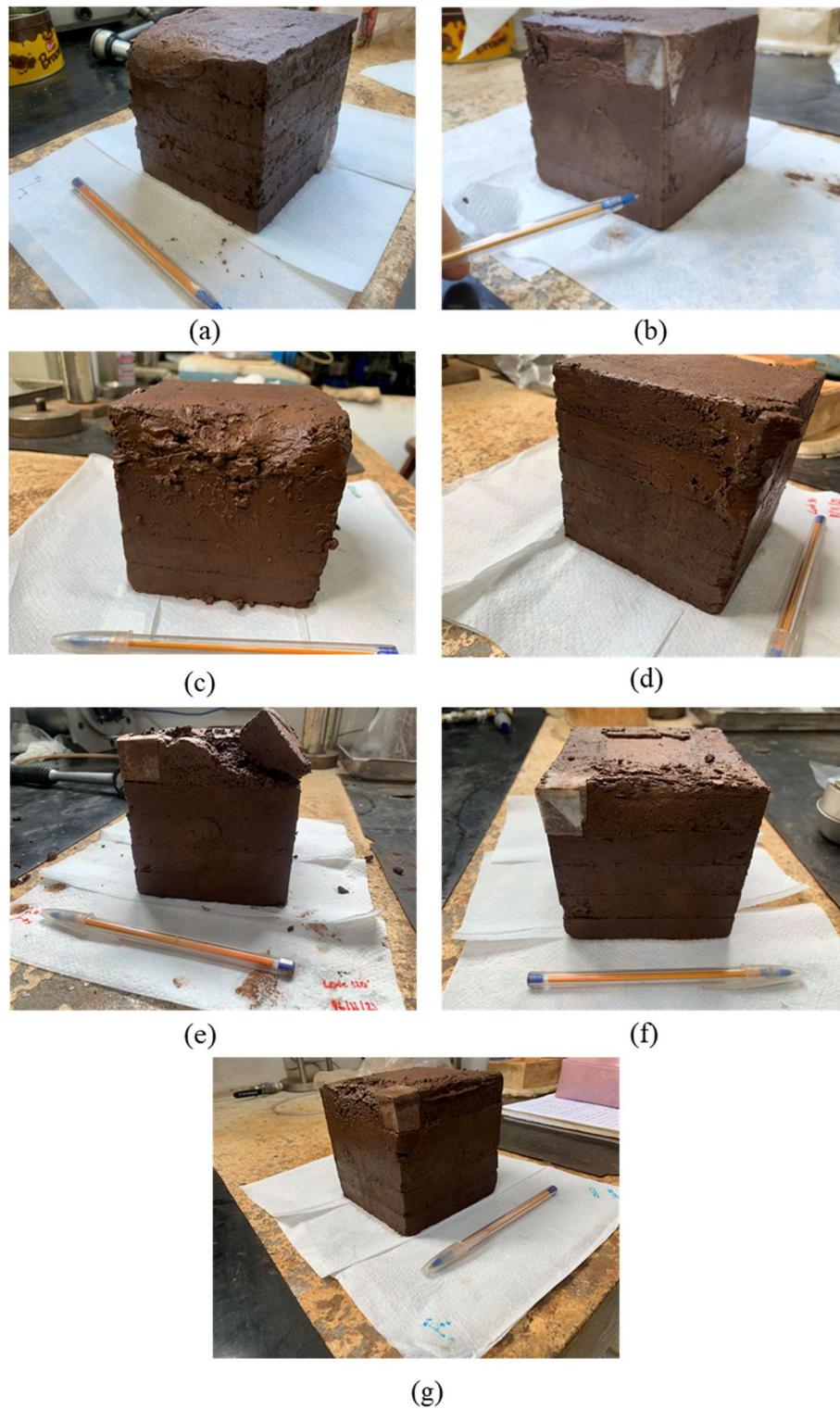


Figura 4.18 - Amostras de rejeito cimentado após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°.

Pode ser observado que na grande maioria dos ensaios é perceptível o momento da ruptura, onde ocorre um acréscimo de deformações sem que a tensão distorcional aumente. Entretanto, alguns ensaios não apresentaram este “patamar”, visto que a ruptura ocorreu juntamente com a ruptura da membrana, não apresentando resultados válidos para o comportamento. Na figura 4.19 é possível observar as deformações em função da tensão distorcional (q) para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0° , 30° , 60° e 90° . Na figura 4.20 são representadas as deformações em função da tensão distorcional (q) para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120° , 150° e 180° .

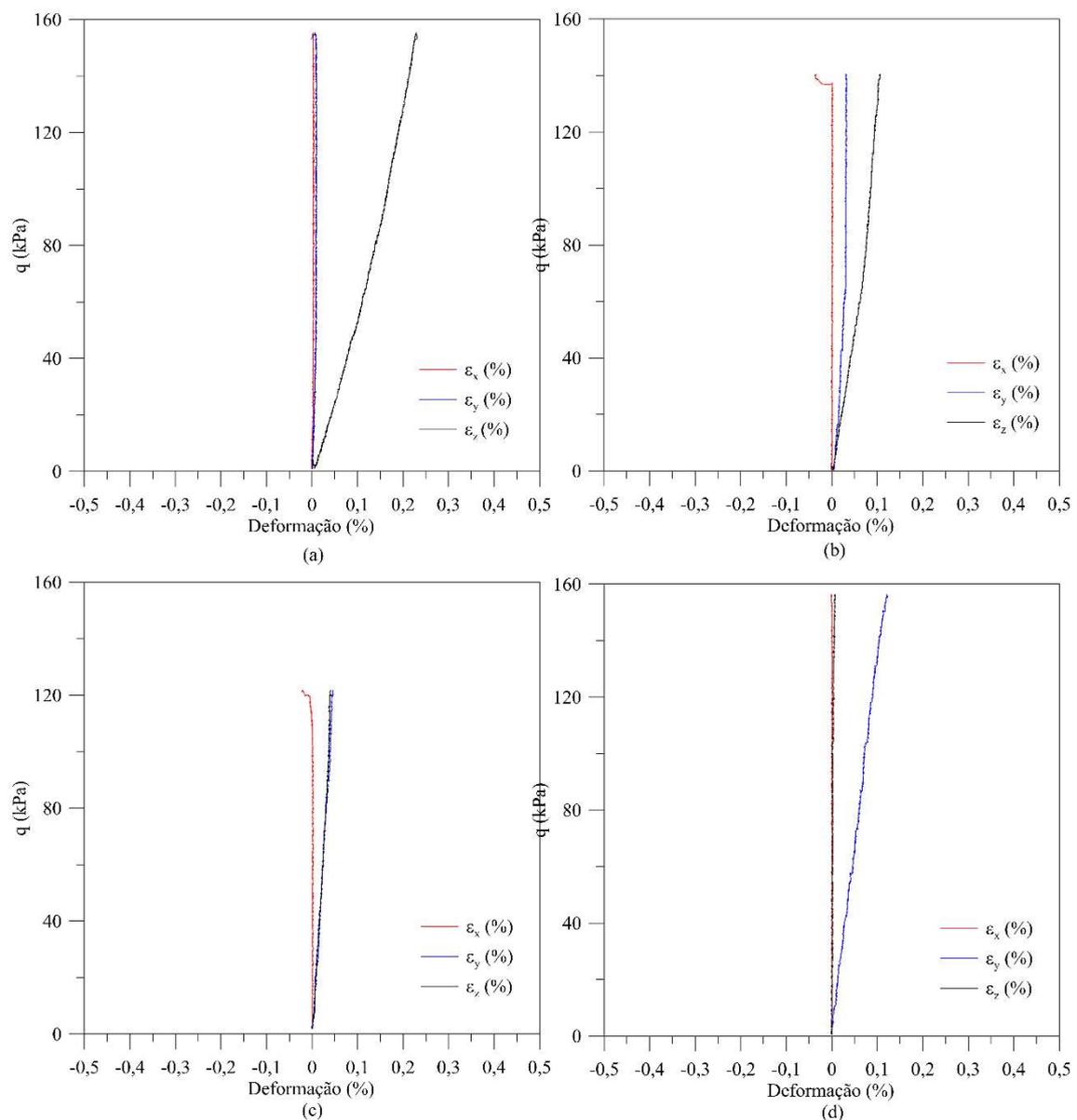


Figura 4.19 – Tensão distorcional em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 0° , (b) 30° , (c) 60° e (d) 90° .

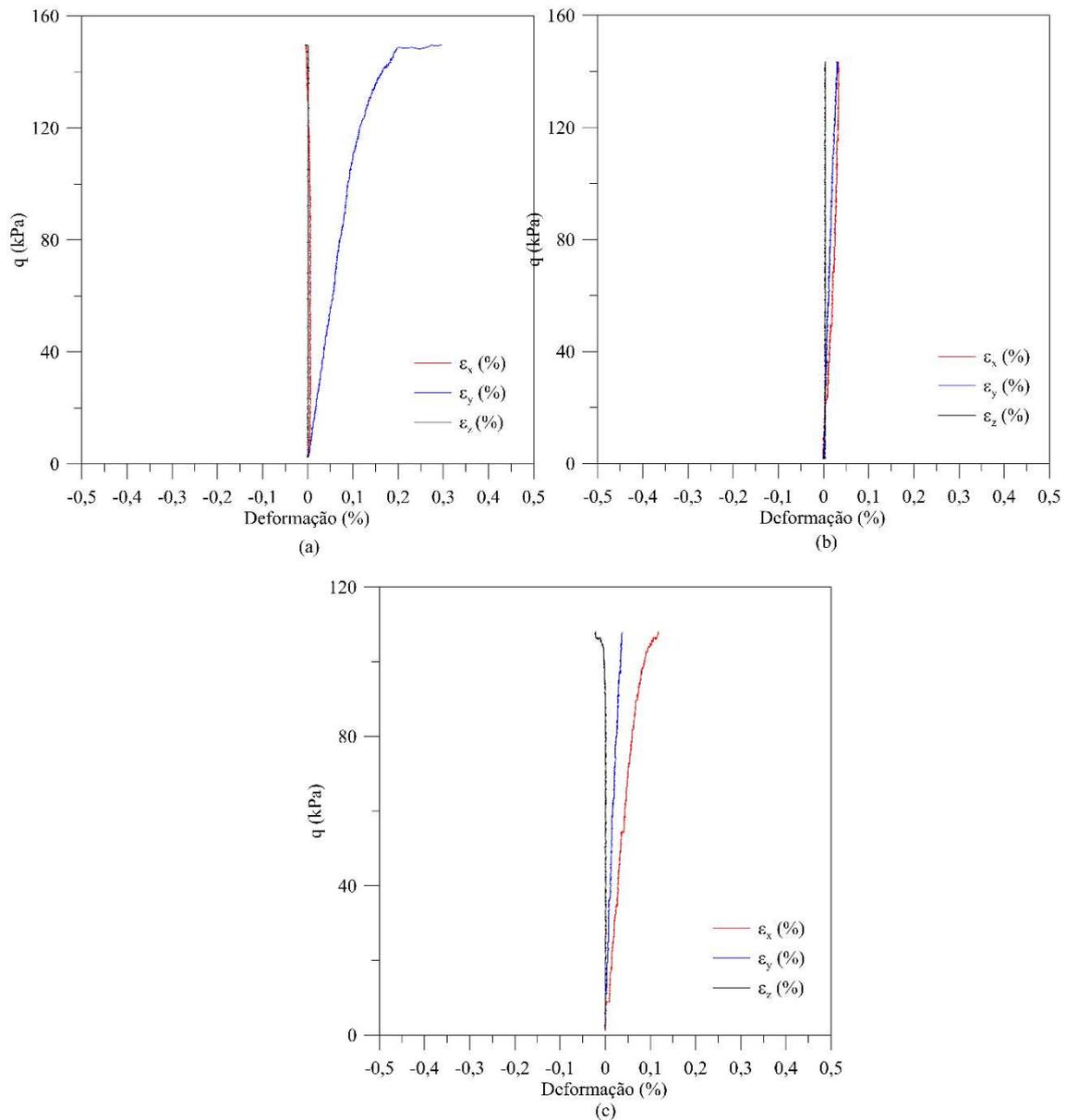


Figura 4.20 - Tensão distorcional em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 120° , (b) 150° e (c) 180° .

Na figura 4.21, de forma semelhante à apresentada nas figuras 4.19 e 4.20, são apresentadas as deformações em função da tensão em cada face nas direções x, y e z para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0° , 30° , 60° e 90° . Na figura 4.22 são

representadas as deformações em função da tensão em cada face para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120° , 150° e 180° .

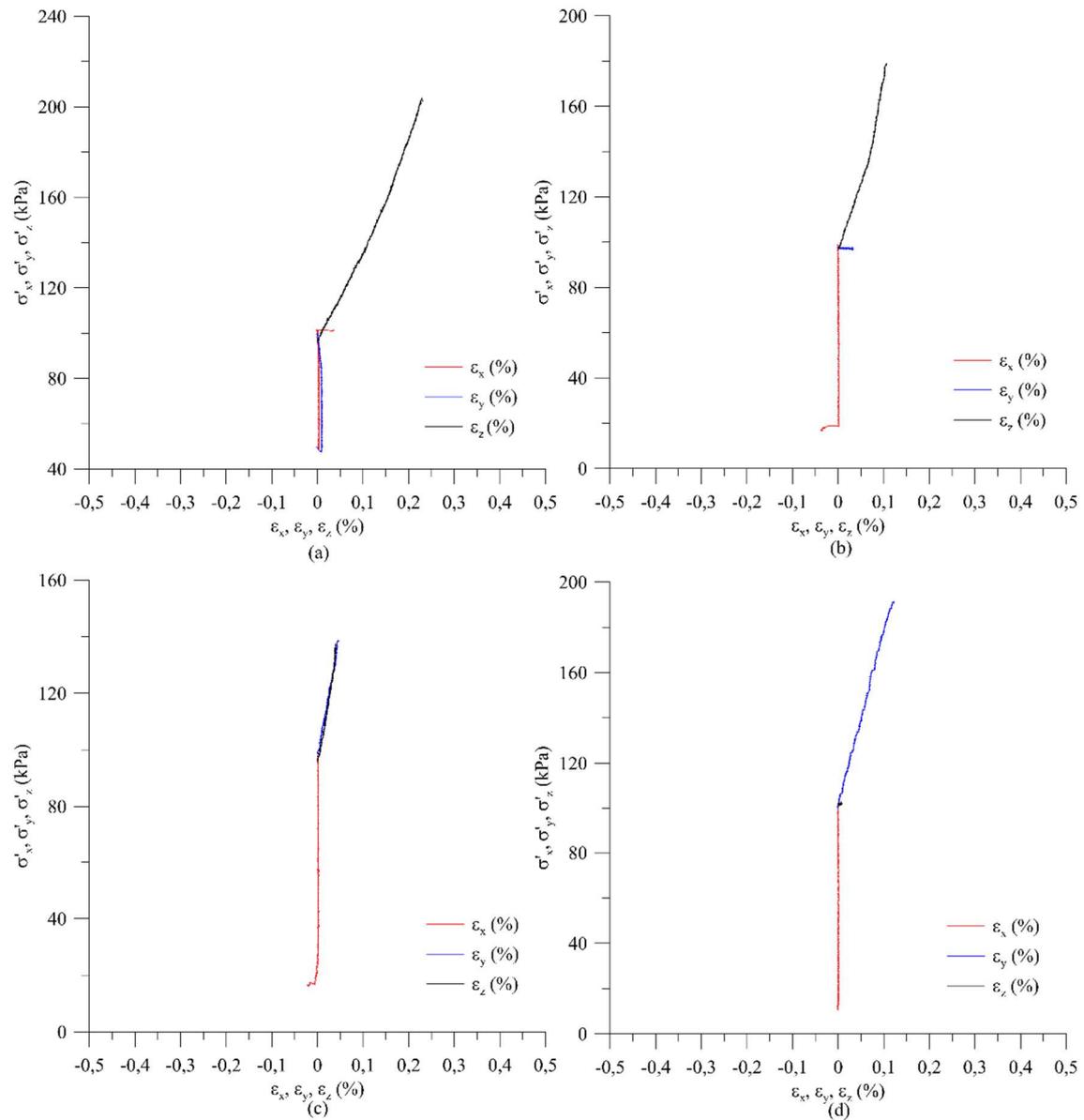


Figura 4.21 - Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 0° , (b) 30° , (c) 60° e (d) 90° .

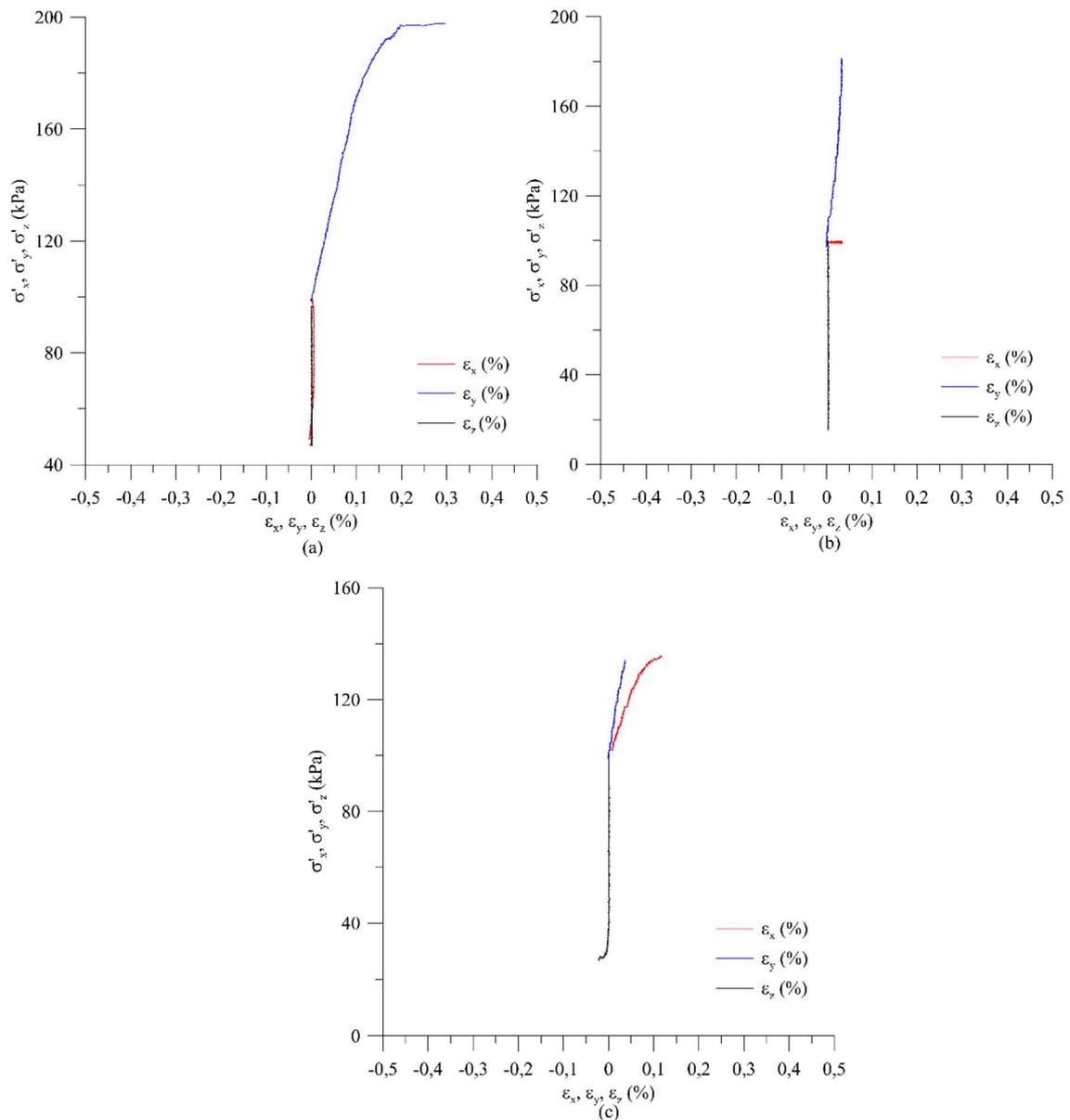


Figura 4.22 - Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material cimentado com ângulo de carregamento (a) 120° , (b) 150° e (c) 180° .

Visando observar as trajetórias de tensão no plano desviatório, as tensões foram plotadas em função de q_x e q_z . Essas componentes ortogonais são calculadas segundo as equações 21 e 22.

$$q_x = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{2}} \quad (21)$$

$$q_z = \frac{\sigma_z - \sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{2}} \quad (22)$$

Onde σ_x , σ_y e σ_z são as tensões principais.

As componentes q_x e q_z permitem uma visão do plano octaédrico ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$) onde a projeção do eixo σ_z coincide com o eixo q_z . Na figura 4.23 é possível observar as trajetórias de tensão no plano desviatório para as amostras de rejeito de minério de ferro cimentado.

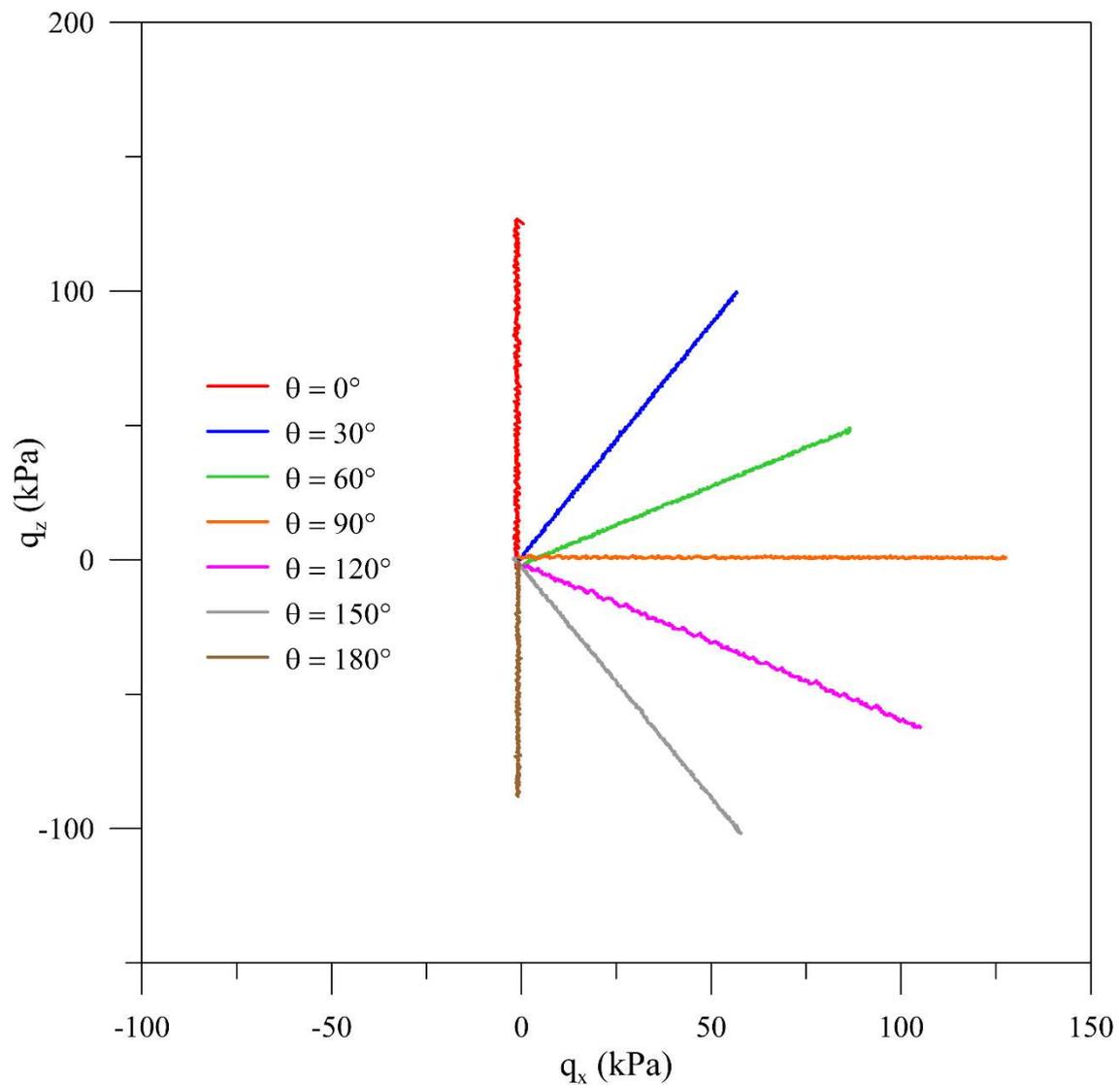


Figura 4.23 – Trajetórias de tensão planejadas para os diferentes ângulos de Lode nos ensaios realizados em rejeito cimentado.

Na figura 4.24 ser observado o efeito das diferentes trajetórias de tensões na relação tensão/deformação do rejeito cimentado. Pode ser observado que o maior valor de tensão distorcional foi obtido para ângulo de carregamento 0° , seguido por resultados semelhantes para ângulo de carregamento $30^\circ, 90^\circ, 120^\circ$ e 150° e representado os menores

q obtidos, ângulo de carregamento 60° e 180° . Na figura 4.25 é mostrada a evolução da deformação volumétrica em função da deformação distorcional. É possível observar que, independentemente da trajetória, todas as amostras apresentaram comportamento de diminuição do volume ao longo do ensaio. Apesar da deformação volumétrica ser de baixa magnitude, é possível observar que a maior redução de volume foi observada para ângulo de carregamento 0° .

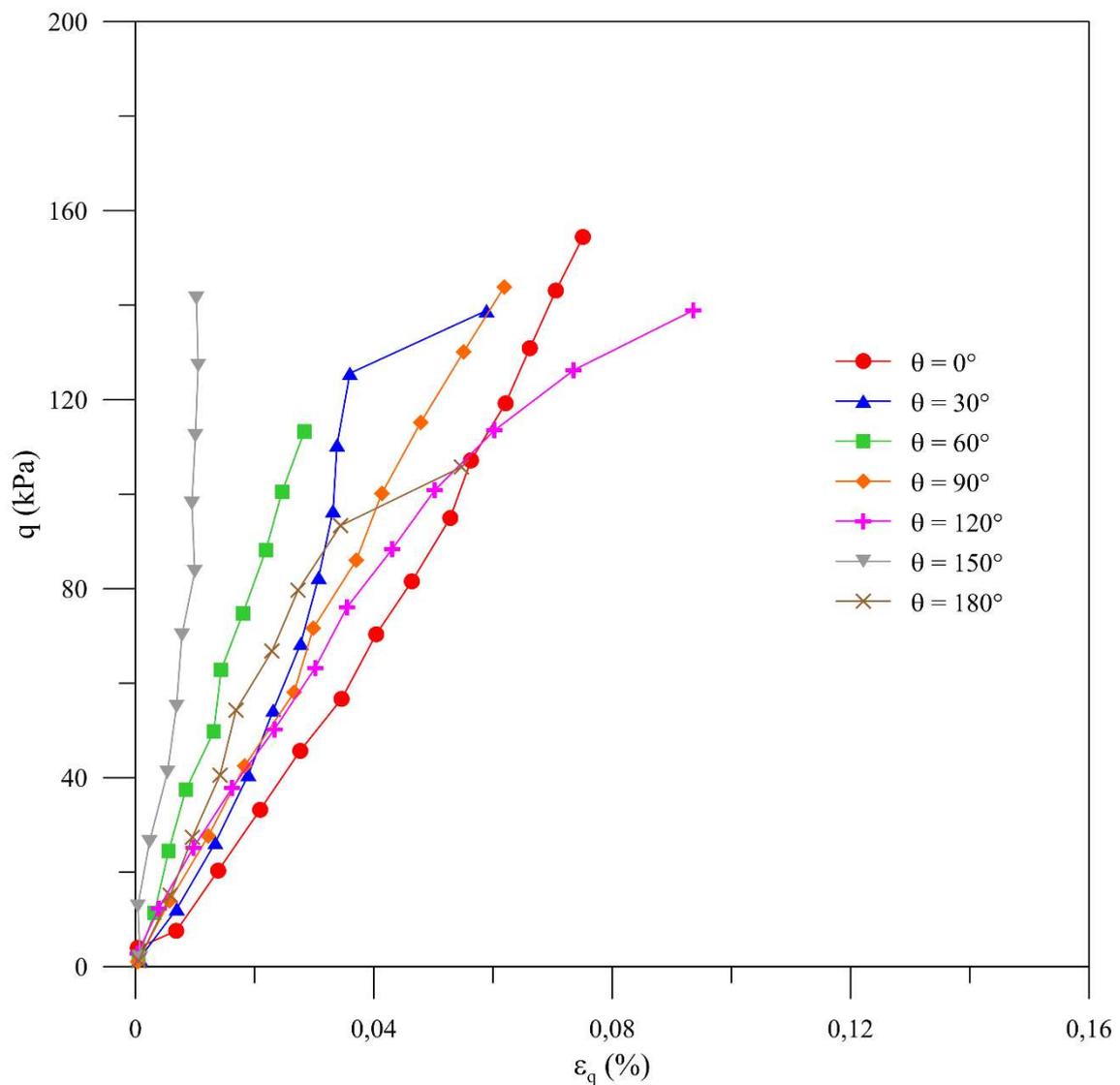


Figura 4.24 - Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito cimentado.

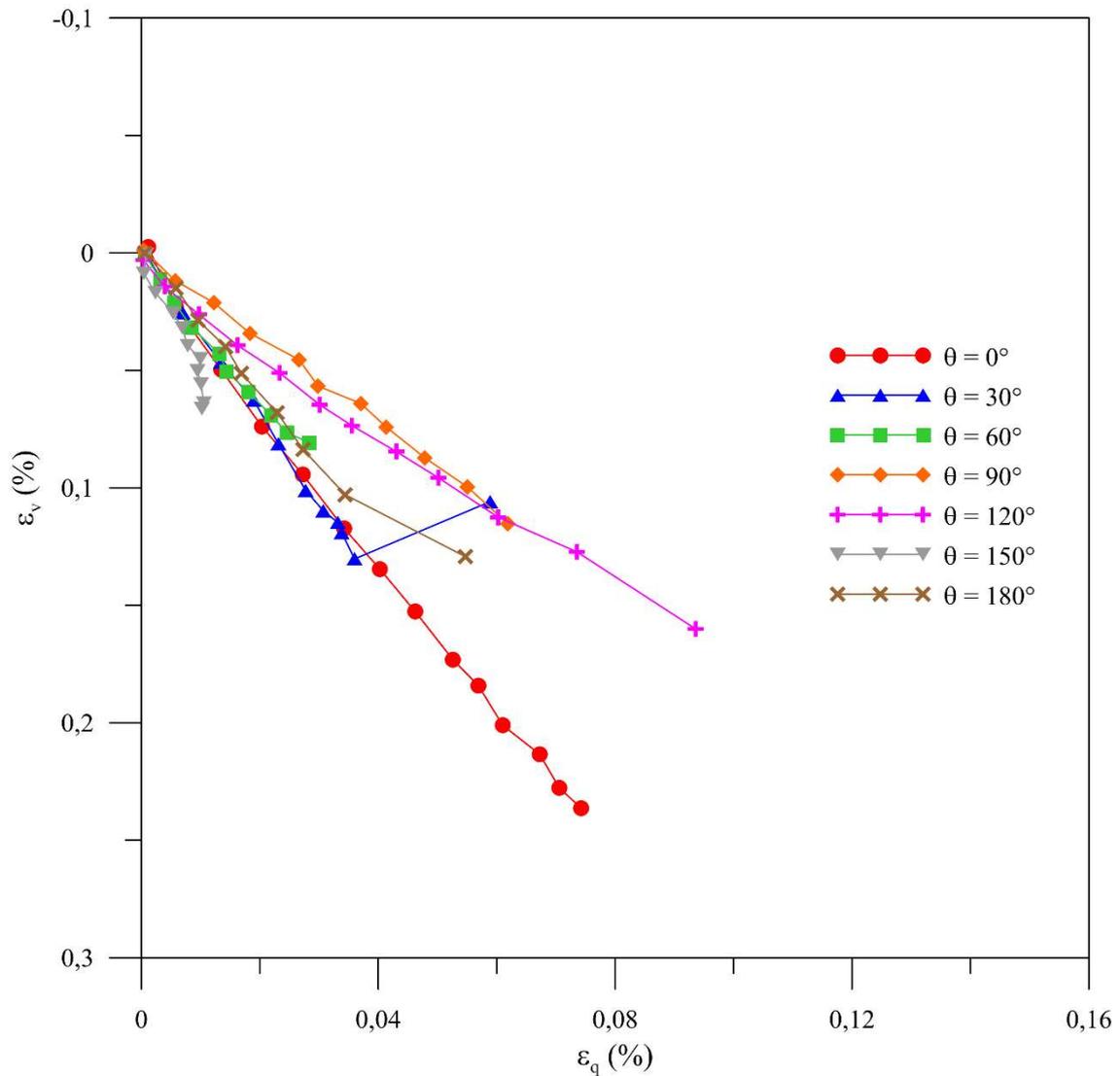


Figura 4.25 - Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado.

4.2.2 Ensaios *true triaxial* com material cimentado reforçados com fibras

Foram realizados 7 ensaios *true triaxial* para avaliar o comportamento do material cimentado reforçado com fibras diante das diversas possibilidades de solicitação que podem ser impostas ao material. Todos os ensaios foram realizados com p' constante igual a 100 kPa. As imagens das amostras após a execução de cada tipo de trajetória de tensões estão representadas na figura 4.26.

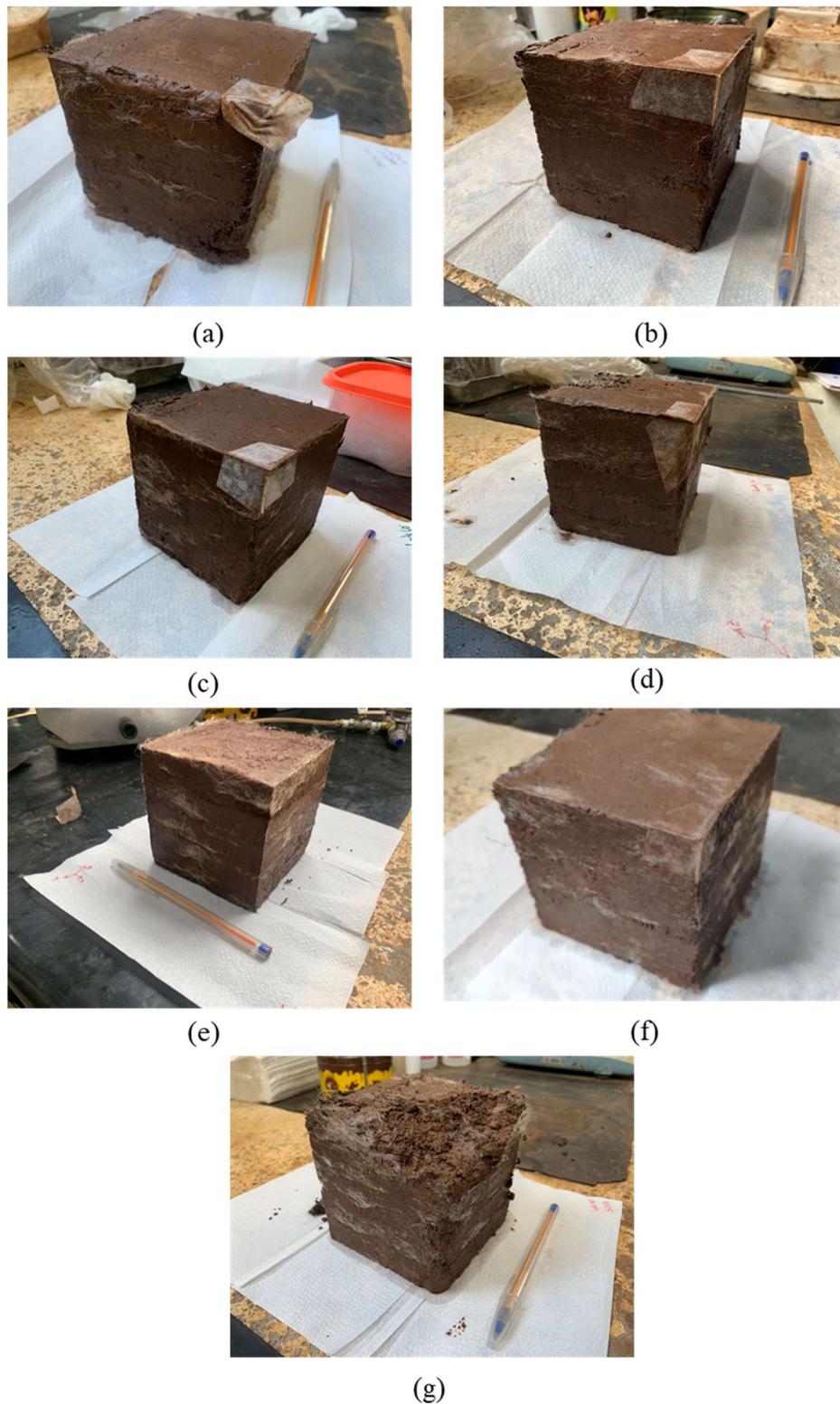


Figura 4.26 – Amostras de rejeito cimentado reforçado com fibras após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°.

De forma semelhante ao observado nas amostras, em parte dos ensaios é perceptível o momento da ruptura, onde ocorre um acréscimo de deformações sem que a tensão

distorcional aumente. Entretanto, nas amostras que contém fibras, a resistência elevada das amostras levou a deformações que não foram suficientes para observar um comportamento de ruptura para algumas trajetórias. Na figura 4.27 é possível observar as deformações em função da tensão distorcional nas direções x, y e z para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0° , 30° , 60° e 90° . Na figura 4.28 são representadas as deformações em função da tensão distorcional (q) para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120° , 150° e 180° .

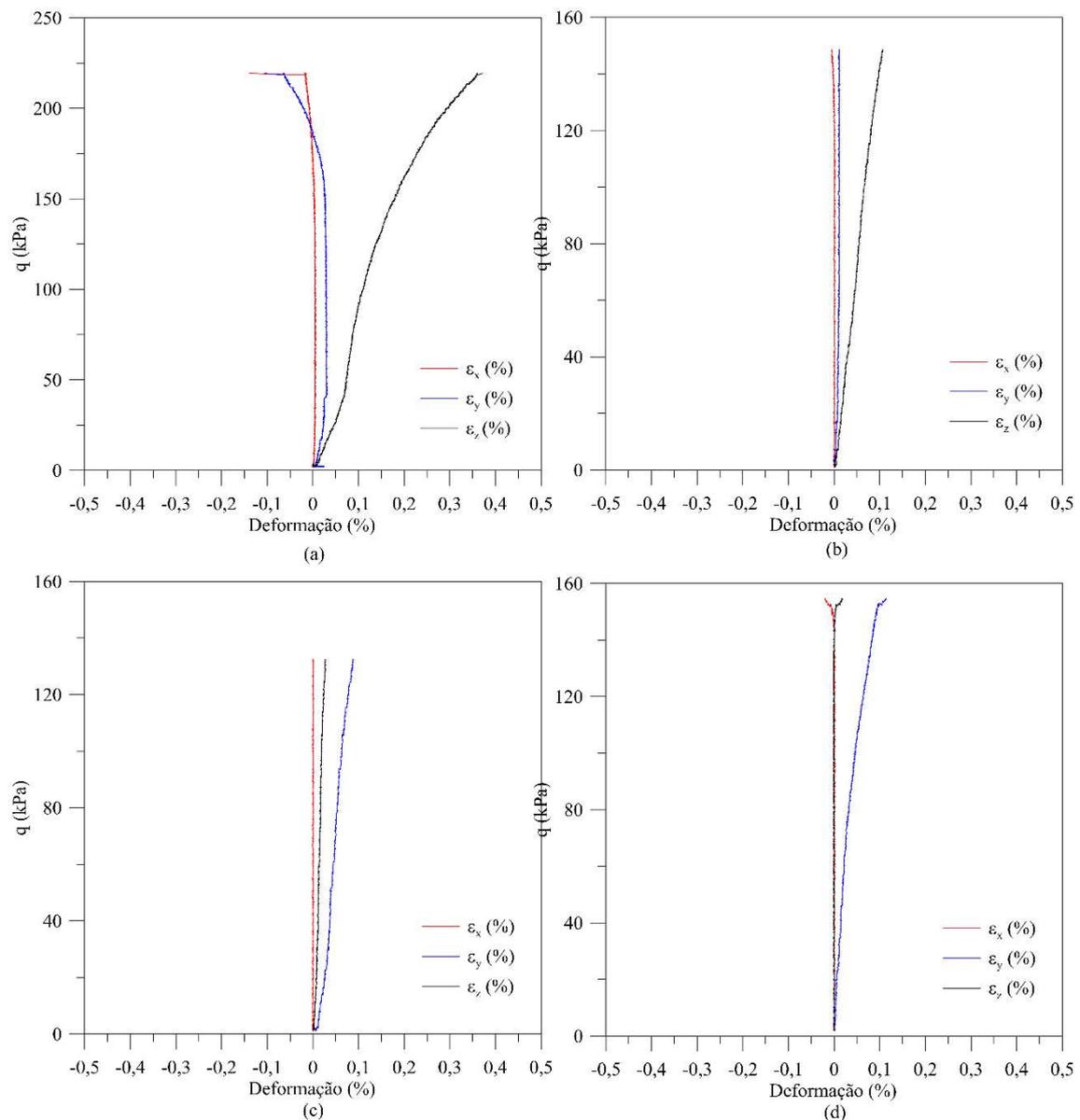


Figura 4.27 - Deformações nas diferentes direções nos ensaios com material cimentado reforçado com fibras com ângulo de carregamento (a) 0° , (b) 30° , (c) 60° e (d) 90° .

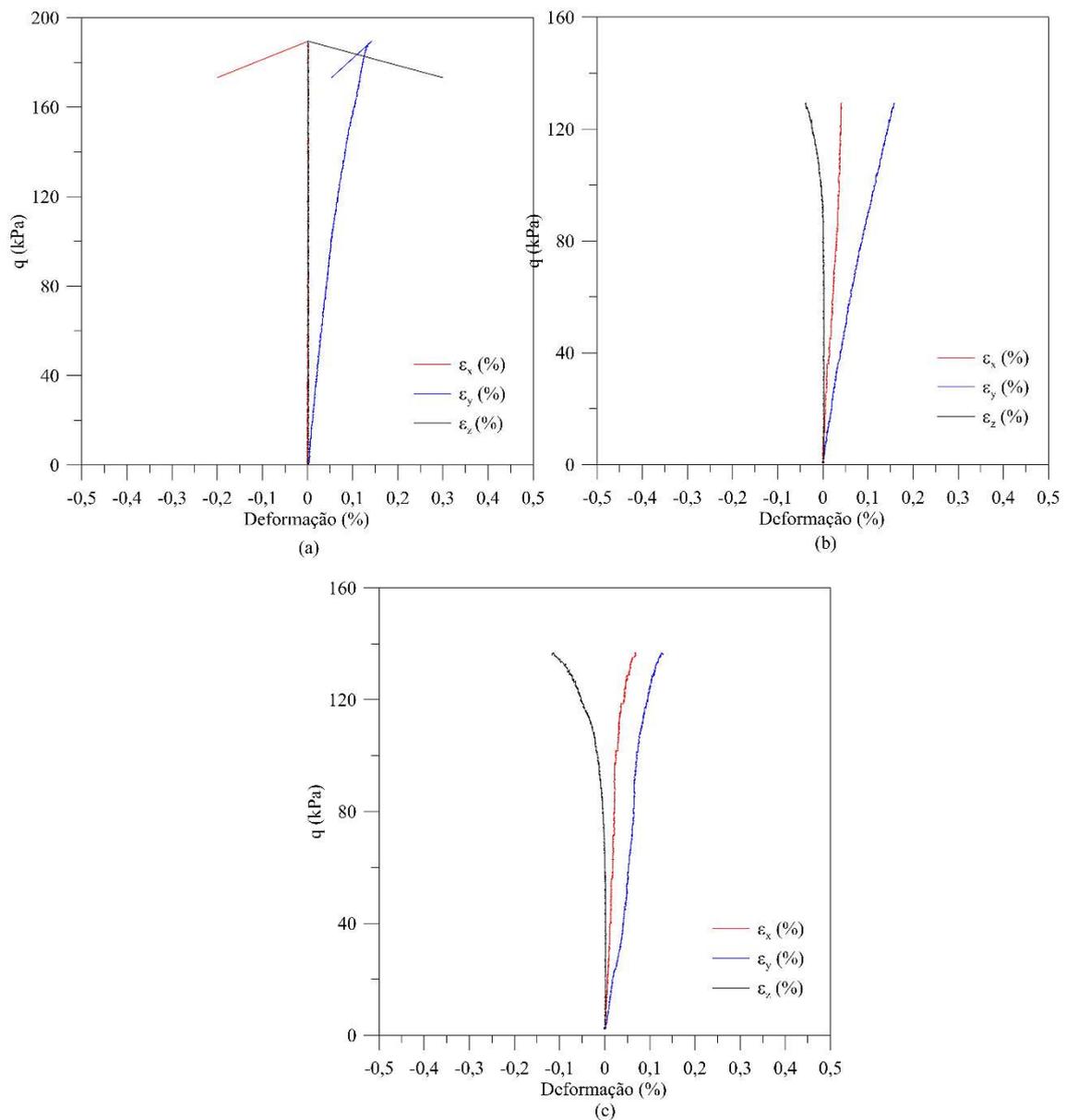


Figura 4.28 - Deformações nas diferentes direções nos ensaios com material cimentado reforçado com fibras com ângulo de carregamento (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°.

Na figura 4.29, de forma semelhante à apresentada nas figuras 4.27 e 4.28, são apresentadas as deformações em função da tensão em cada face nas direções x, y e z para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0°, 30°, 60° e 90°. Na figura 4.30 são representadas as deformações em função da tensão em cada face para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120°, 150° e 180°.

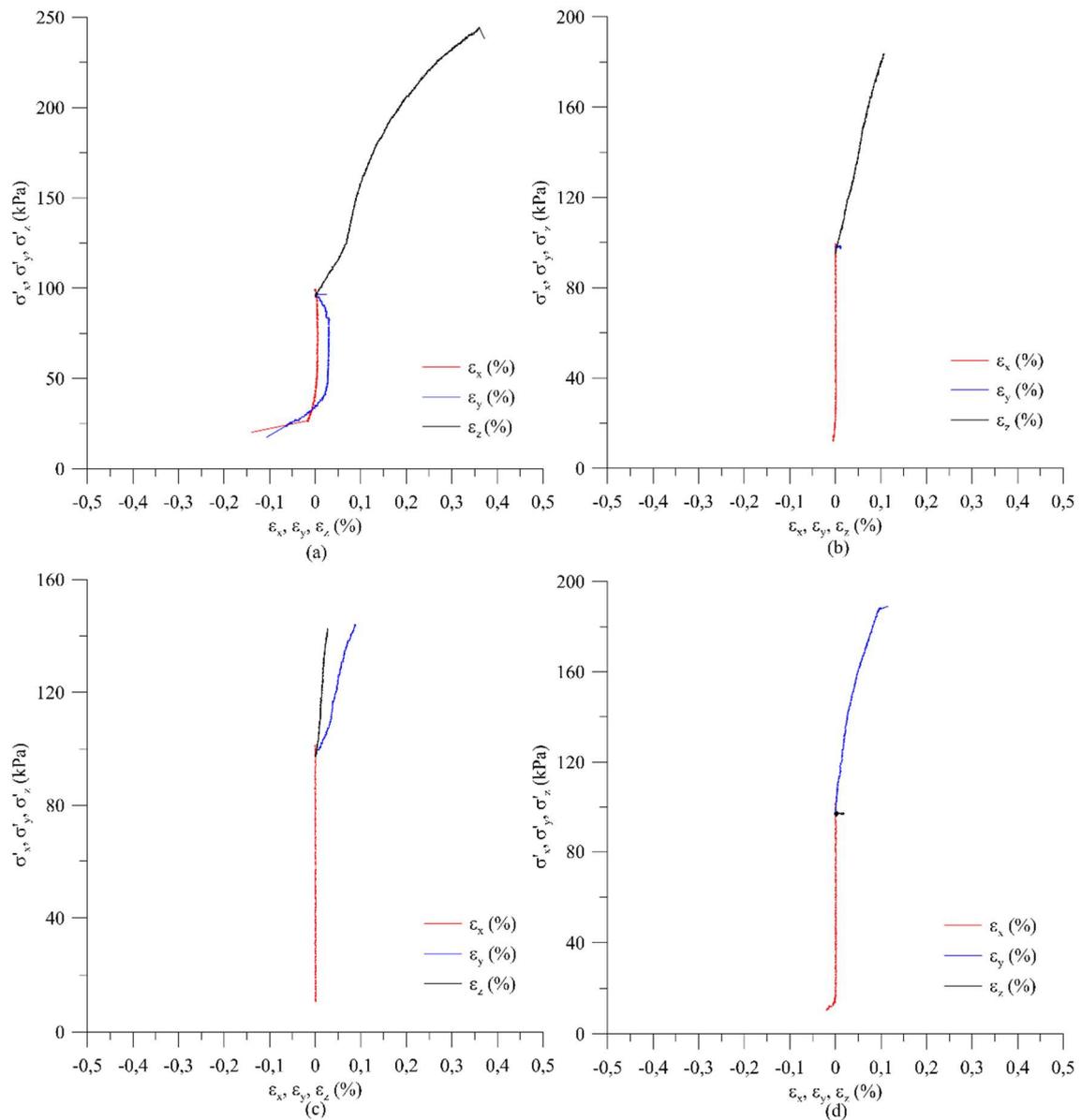


Figura 4.29 - Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material cimentado com fibras com ângulo de carregamento (a) 0° , (b) 30° , (c) 60° e (d) 90° .

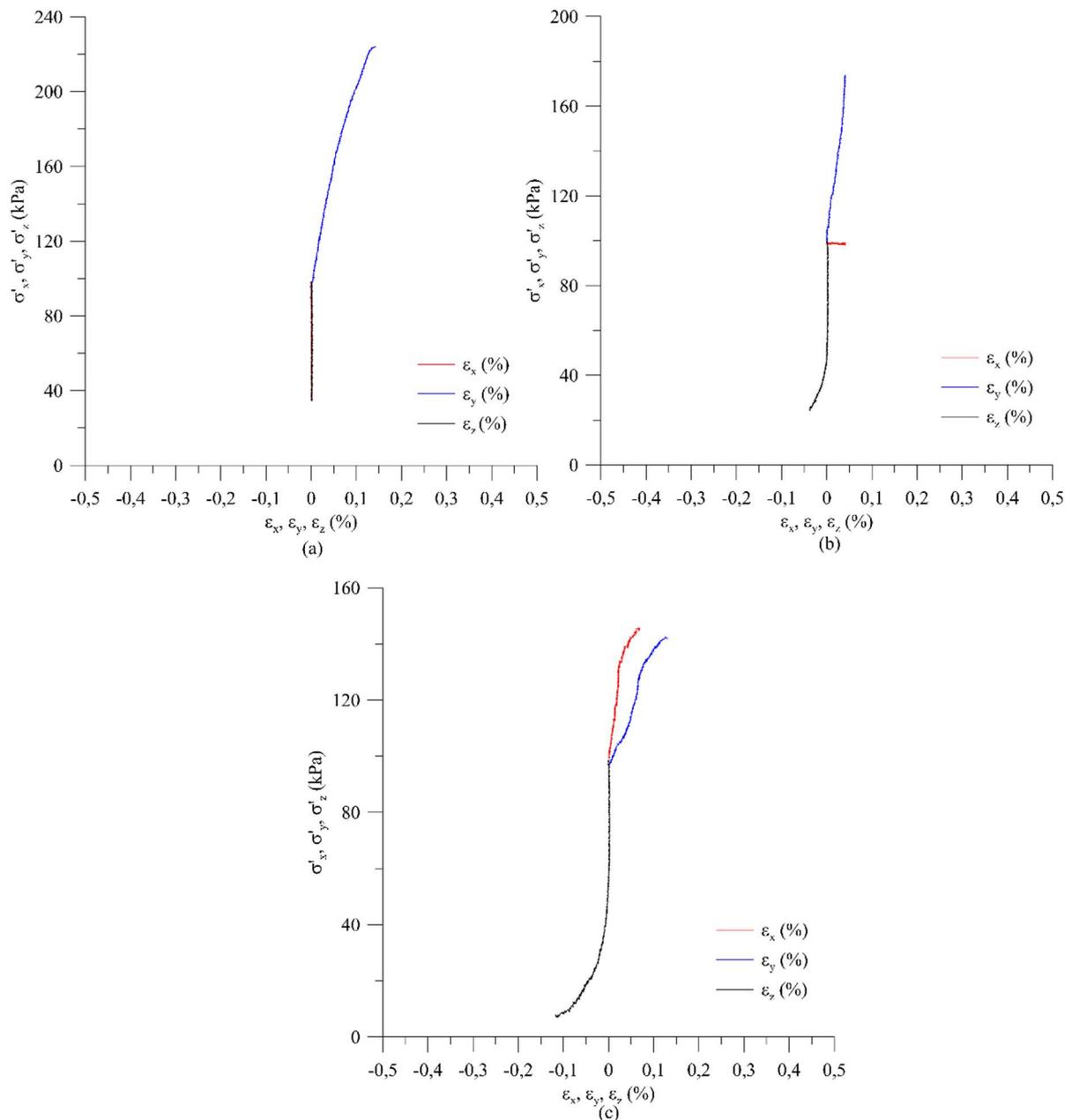


Figura 4.30 - Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material cimentado com fibras com ângulo de carregamento (a) 120° , (b) 150° e (c) 180° .

De forma semelhante ao apresentado para amostras sem acréscimo de fibras, as tensões foram plotadas em função de q_x e q_z . Na figura 4.31 é possível observar as trajetórias de tensão no plano desviatório para as amostras de rejeito de minério de ferro cimentado.

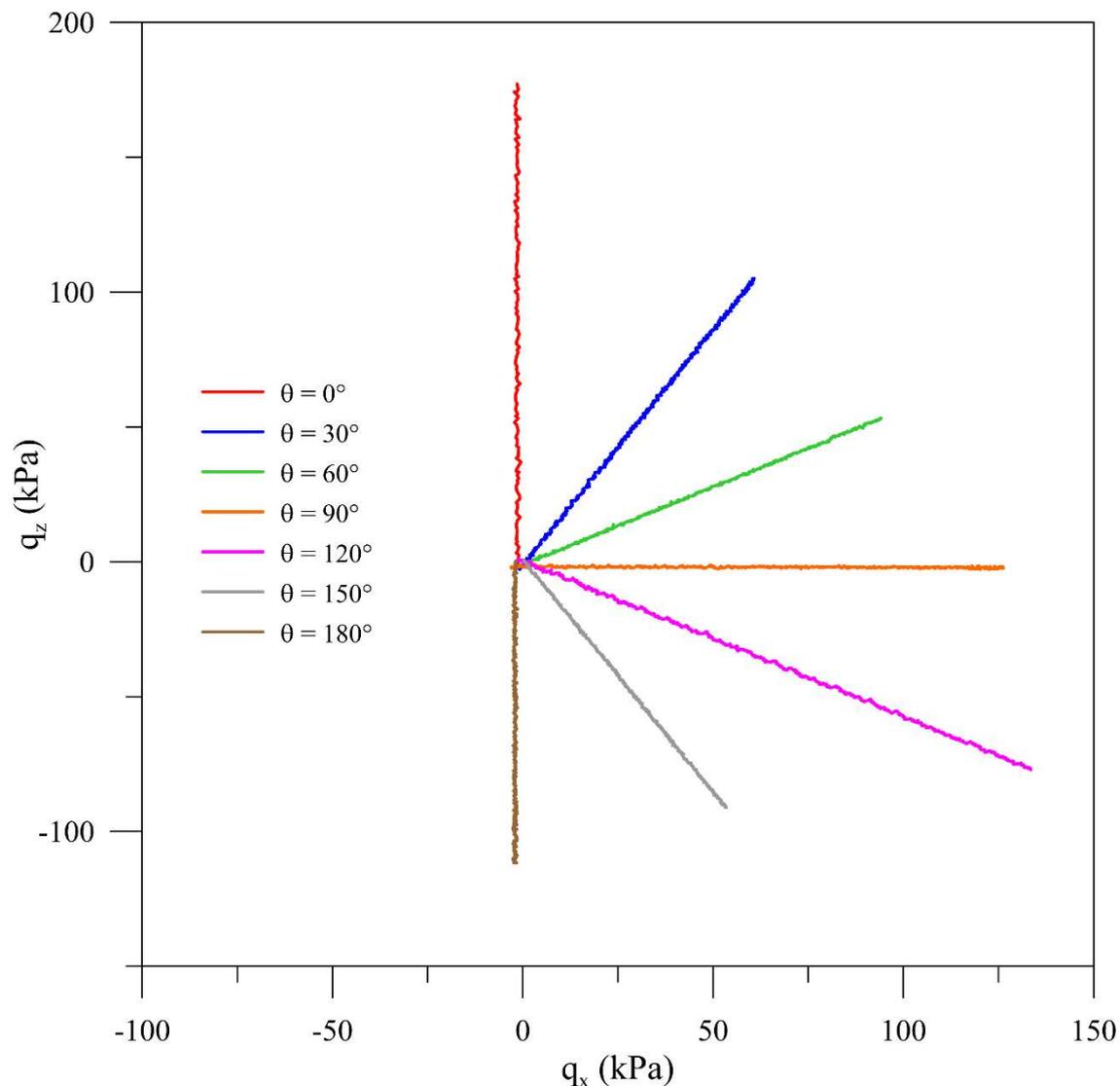


Figura 4.31 - Trajetórias de tensão planificadas para os diferentes ângulos de carregamento nos ensaios realizados em rejeito cimentado reforçado com fibras.

Na figura 4.32 pode ser observado o efeito das diferentes trajetórias de tensões na relação tensão/deformação do rejeito cimentado reforçado com fibras. Pode ser observado que o maior valor de tensão distorcional foi obtido para ângulo de carregamento 0° , seguido pela trajetória representada pelo ângulo de carregamento 120° . As resistências de pico encontradas para ângulo de carregamento 30° e 90° foram semelhantes, em uma magnitude de tensão distorcional de cerca de 150 kPa e representado os menores q obtidos, ângulo de carregamento 60° , 150° e 180° . Na figura 4.33 é mostrada a evolução da deformação volumétrica em função da deformação distorcional. É possível observar que, de forma análoga às amostras sem inclusão de fibras, todas as amostras apresentaram comportamento de diminuição do volume ao longo do ensaio. Apesar da deformação

volumétrica também apresentar baixa magnitude, é possível observar que a maior redução de volume foi observada para ângulo de carregamento igual a 0° .

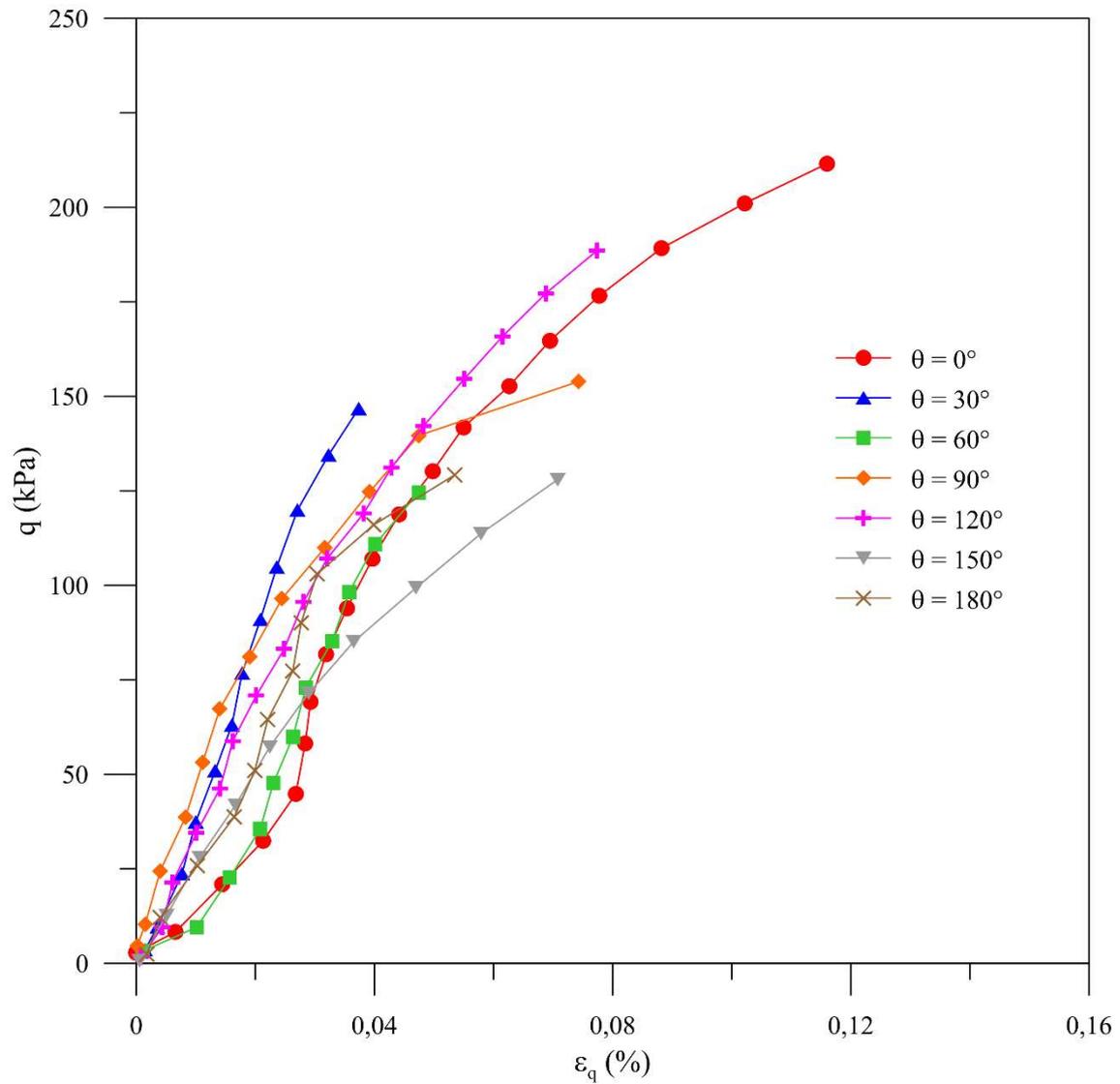


Figura 4.32 – Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito cimentado reforçado com fibras.

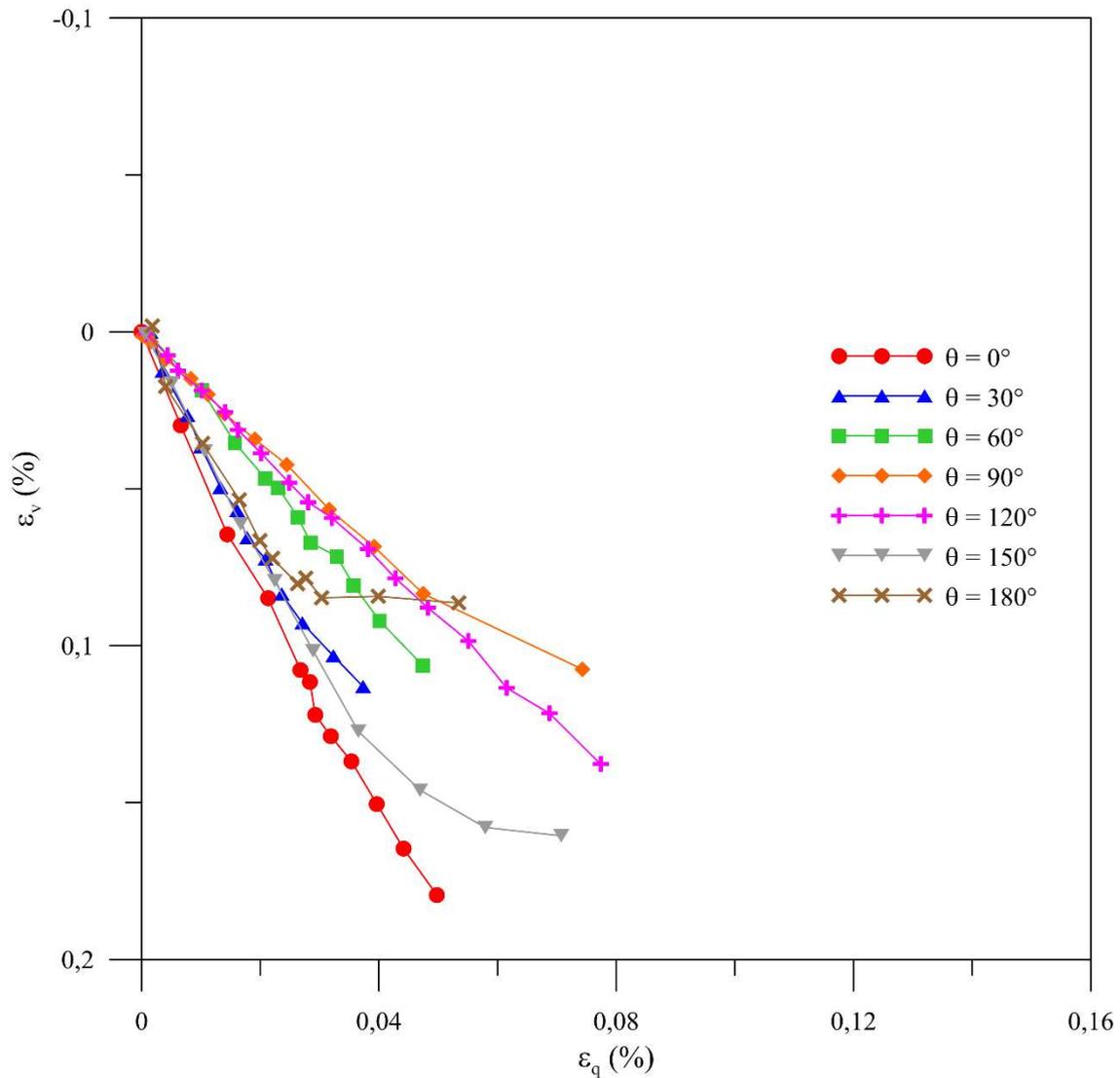


Figura 4.33 - Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado reforçado com fibras.

4.2.3 Ensaios *true triaxial* com material sem cimentação

Foram executados 7 ensaios *true triaxial* para a avaliação do comportamento do material sem adição de cimento sob diferentes trajetórias de tensão impostas ao material. Assim como apresentado nos ensaios com adição de cimento e fibras, todos os ensaios foram realizados sob condições de p' constante igual a 100 kPa. As imagens das amostras após a execução da etapa de cisalhamento pode ser observada na figura 4.34. As imagens das amostras foram capturadas ainda dentro da câmara pois o material sem cimentação não permitia manipulação da amostra sem causar maiores danos do que os já gerados durante o cisalhamento.

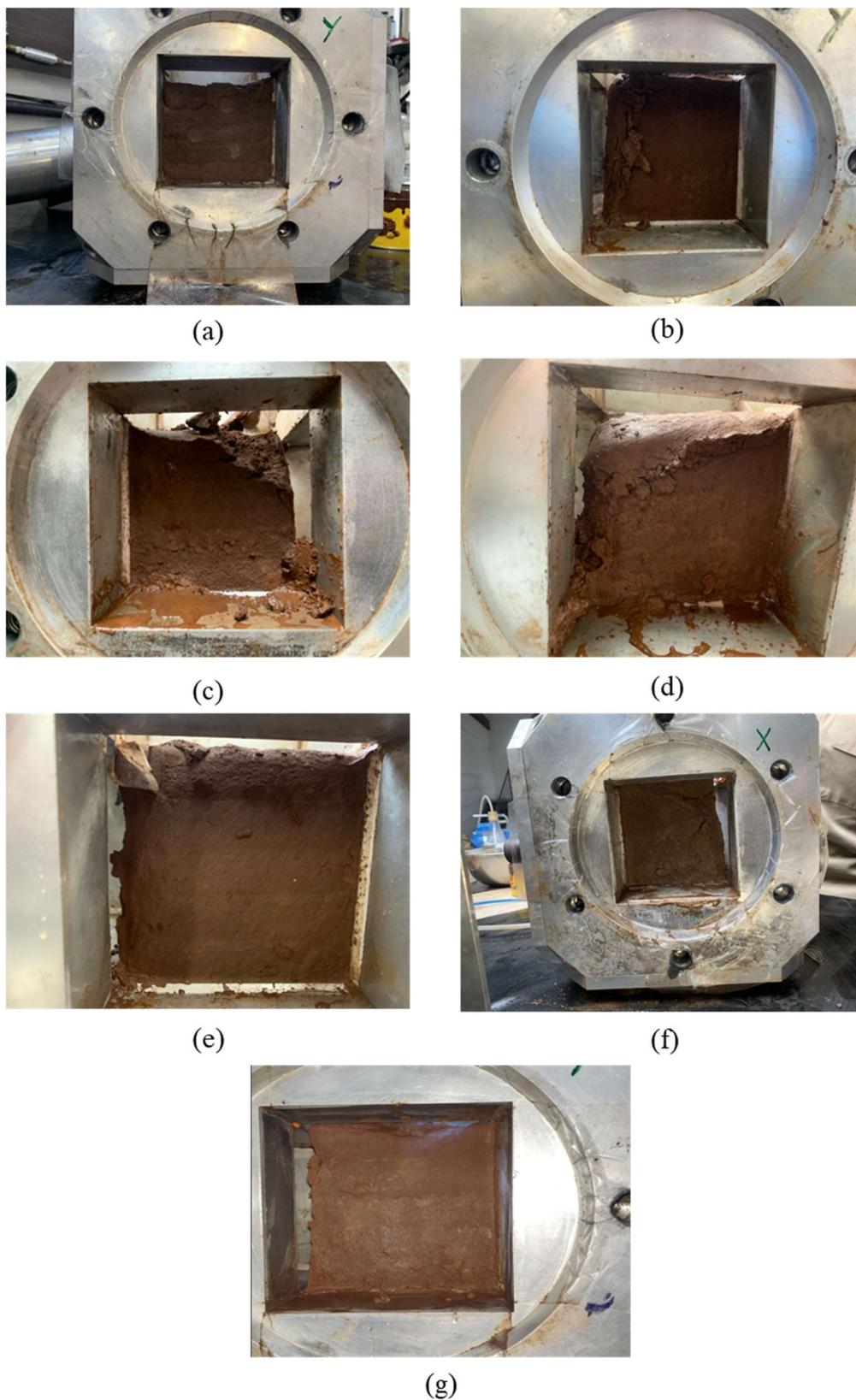


Figura 4.34 - Amostras de rejeito sem cimentação após os ensaios nas trajetórias: (a) 0°, (b) 30°, (c) 60°, (d) 90°, (e) 120°, (f) 150° e (g) 180°.

Assim como observado nas amostras cimentadas e com adição de fibras, em determinadas trajetórias foi possível observar o momento da ruptura da amostra, pois há acréscimo das deformações sem que a tensão distorcional aumente. Como visto anteriormente, alguns testes não apresentam esse “patamar” pois o final do teste coincidiu com a ruptura da membrana. Na figura 4.35 pode-se notar as deformações em função da tensão desvio nas direções x, y e z para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0°, 30°, 60° e 90°. Na figura 4.36 são representadas as deformações em função da tensão distorcional (q) para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120°, 150° e 180°.

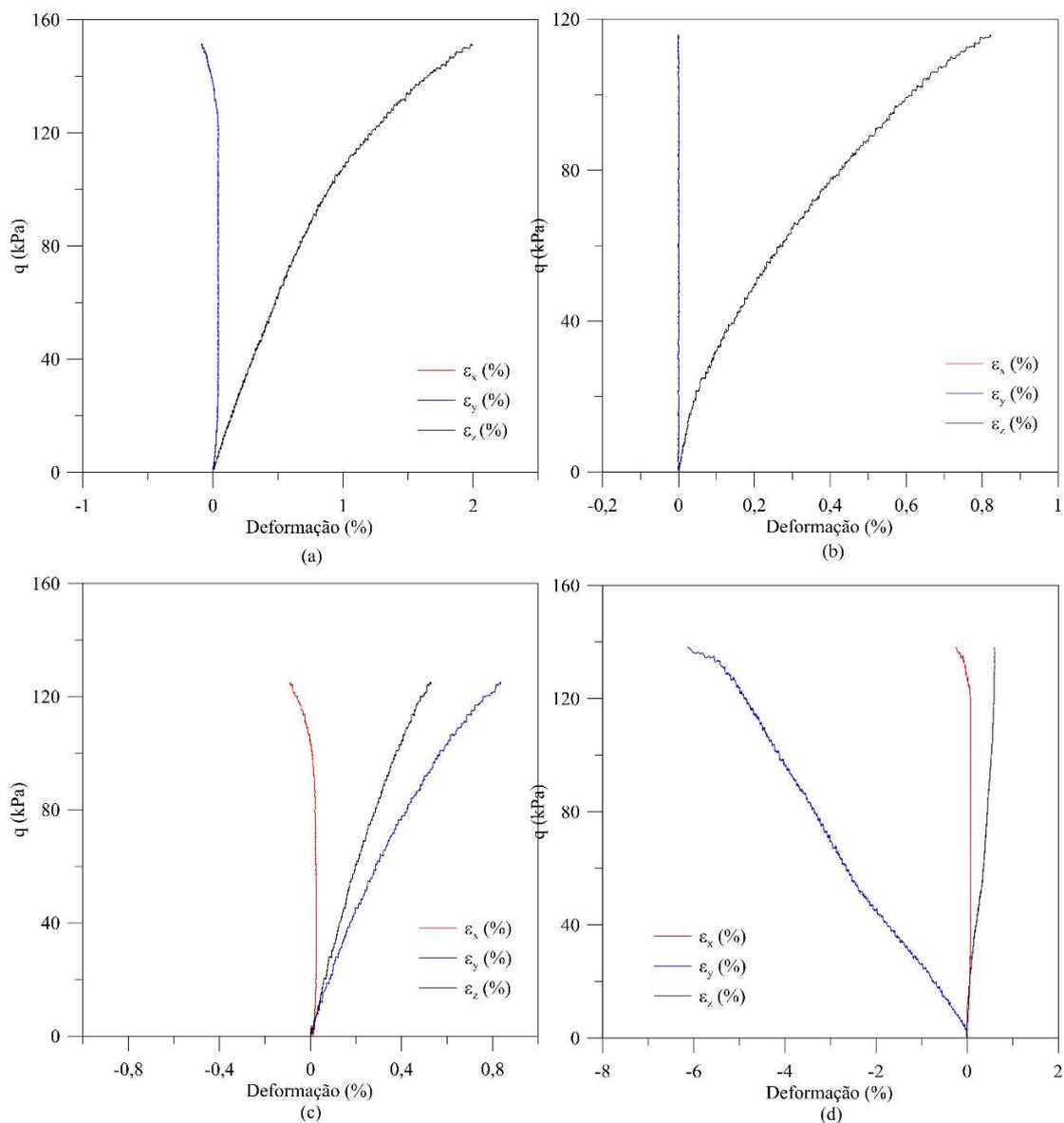


Figura 4.35 – Tensão distorcional em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 0°, (b) 30°, (c) 60° e (d) 90°.

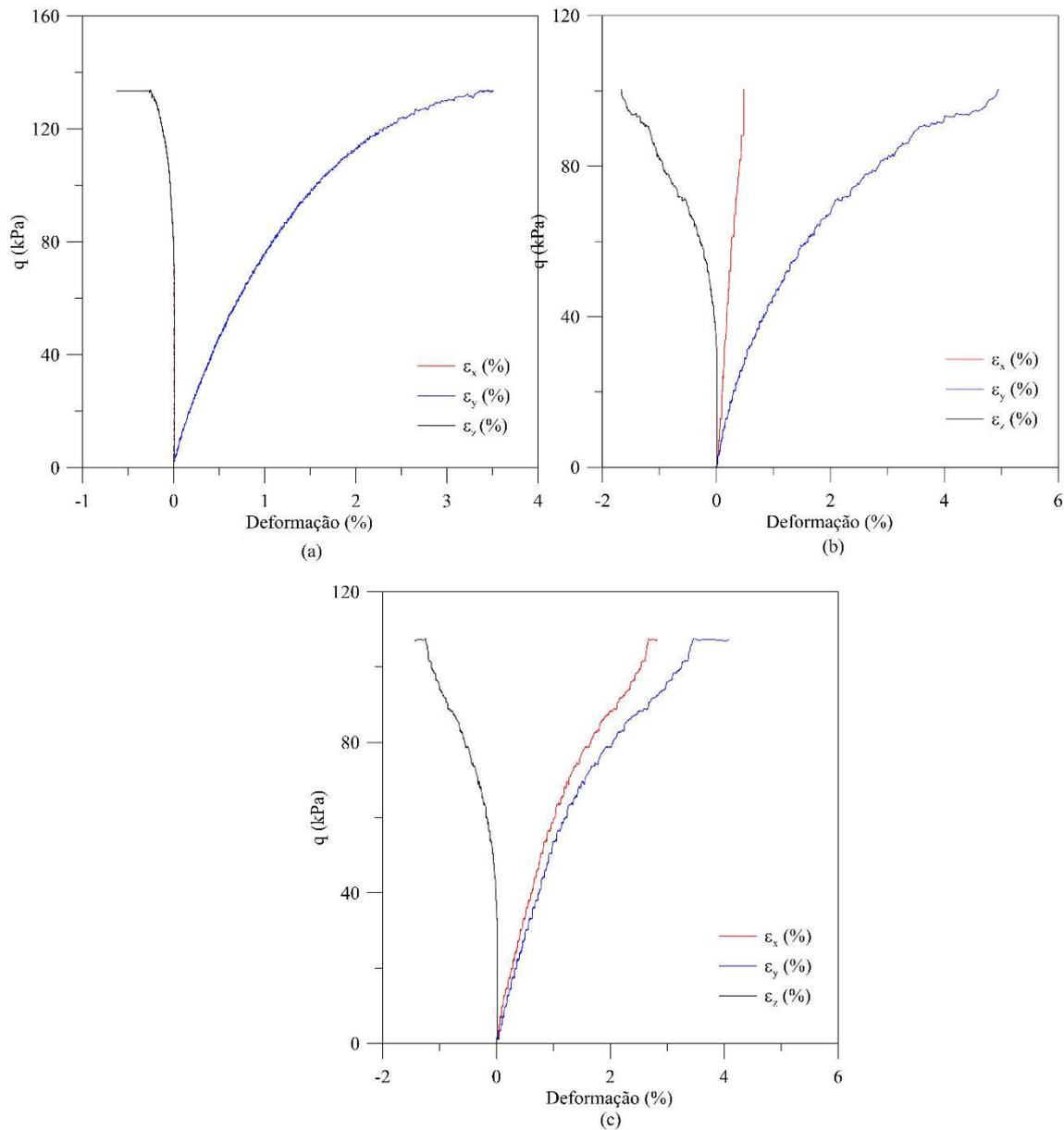


Figura 4.36 - Tensão distorcional em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de Lode (a) 120°, (b) 150° e (c) 180°.

Na figura 4.37, de forma semelhante à apresentada nas figuras 4.35 e 4.36, são apresentadas as deformações em função da tensão em cada face nas direções x , y e z para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 0°, 30°, 60° e 90°. Na figura 4.38 são representadas as deformações em função da tensão em cada face para as trajetórias com ângulo de carregamento igual a 120°, 150° e 180°.

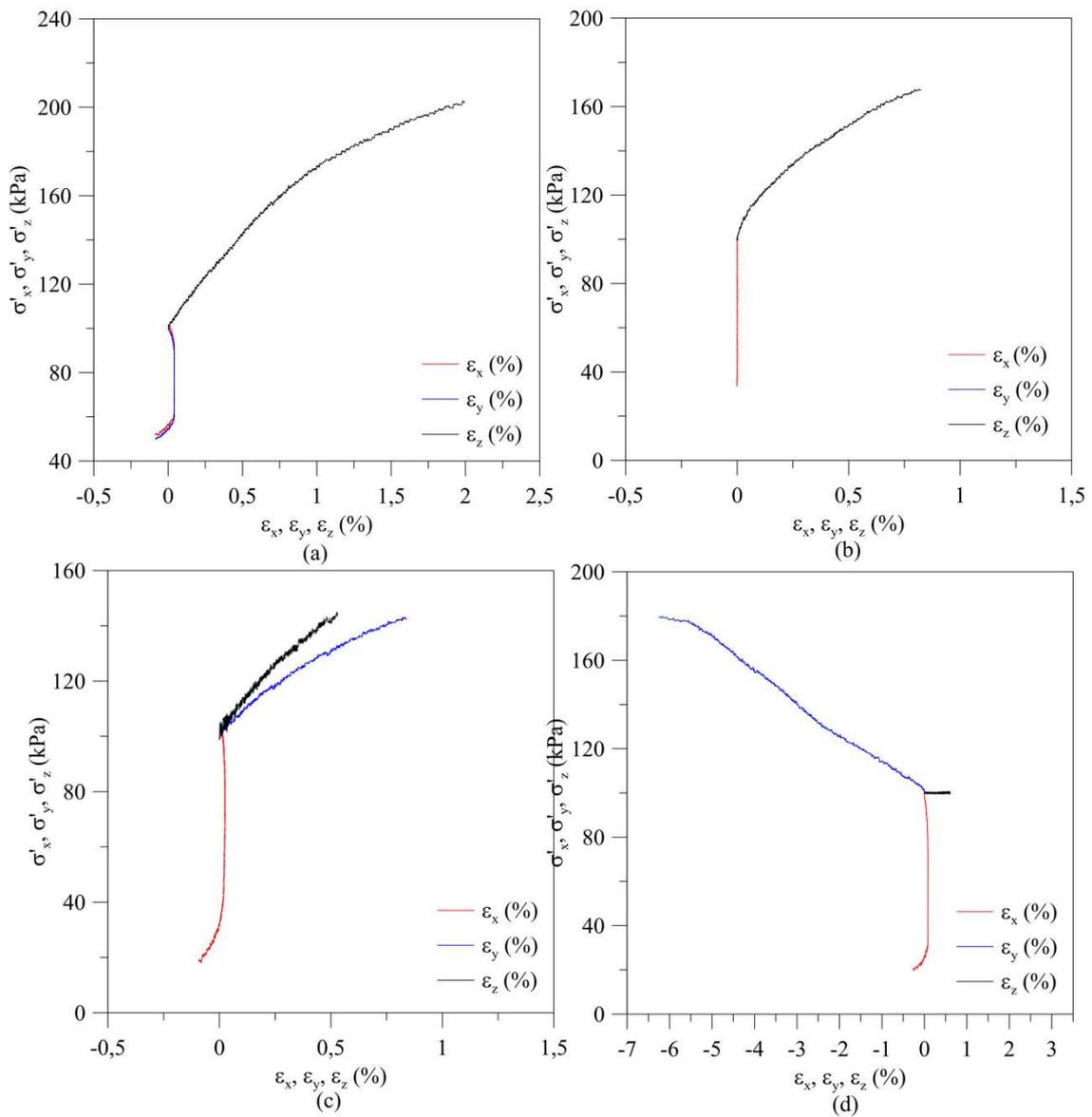


Figura 4.37 - Tensão em cada face em função das deformações ε_x , ε_y e ε_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 0° , (b) 30° , (c) 60° e (d) 90° .

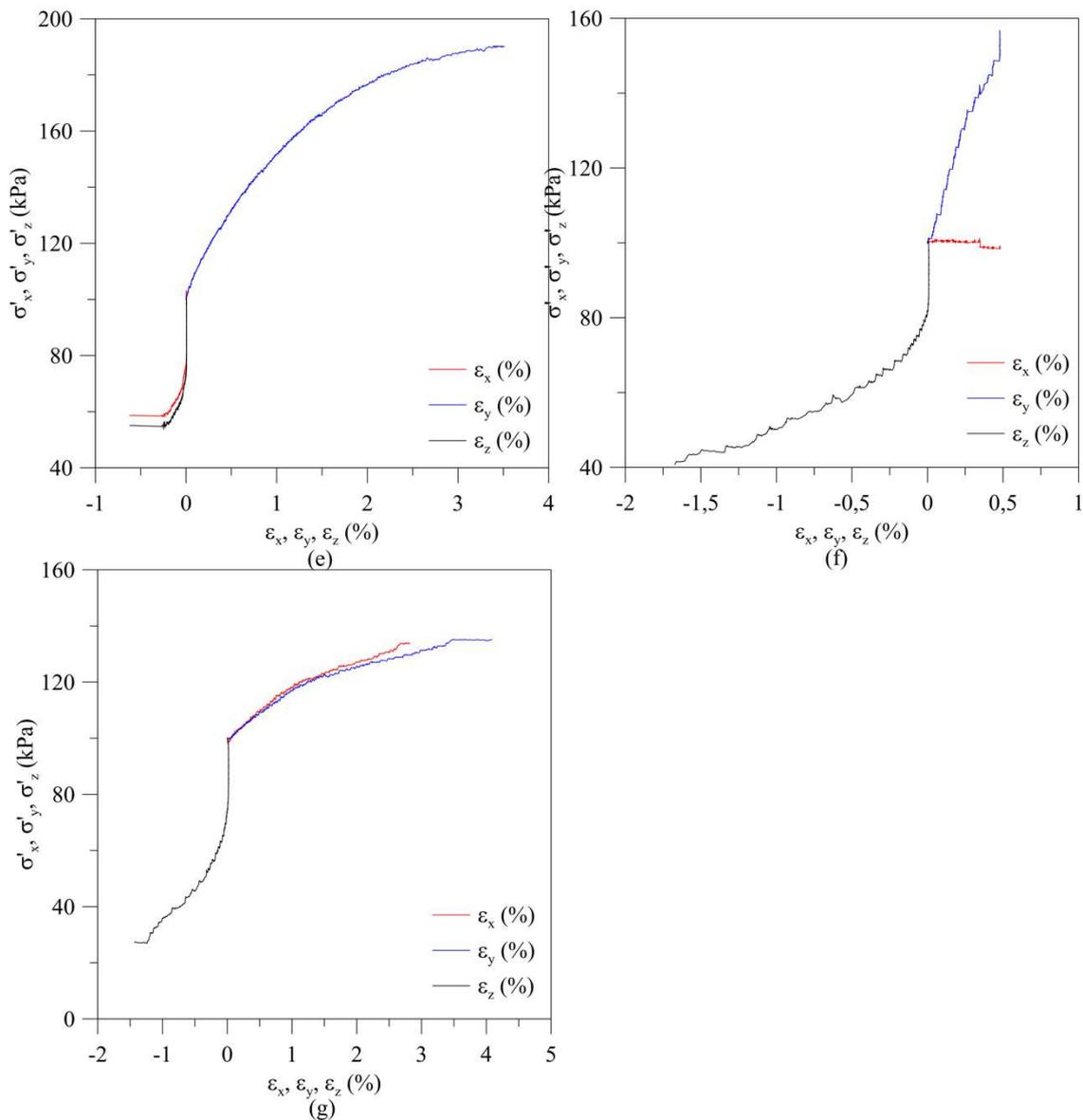


Figura 4.38 - Tensão em cada face em função das deformações ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z nos ensaios com material não cimentado com ângulo de carregamento (a) 120° , (b) 150° e (c) 180°

De forma semelhante ao apresentado para amostras cimentadas e com acréscimo de fibras, as tensões foram plotadas em função de q_x e q_z . Na figura 4.39 pode-se observar as trajetórias de tensão no plano desviatório para as amostras de rejeito de minério de ferro não cimentado.

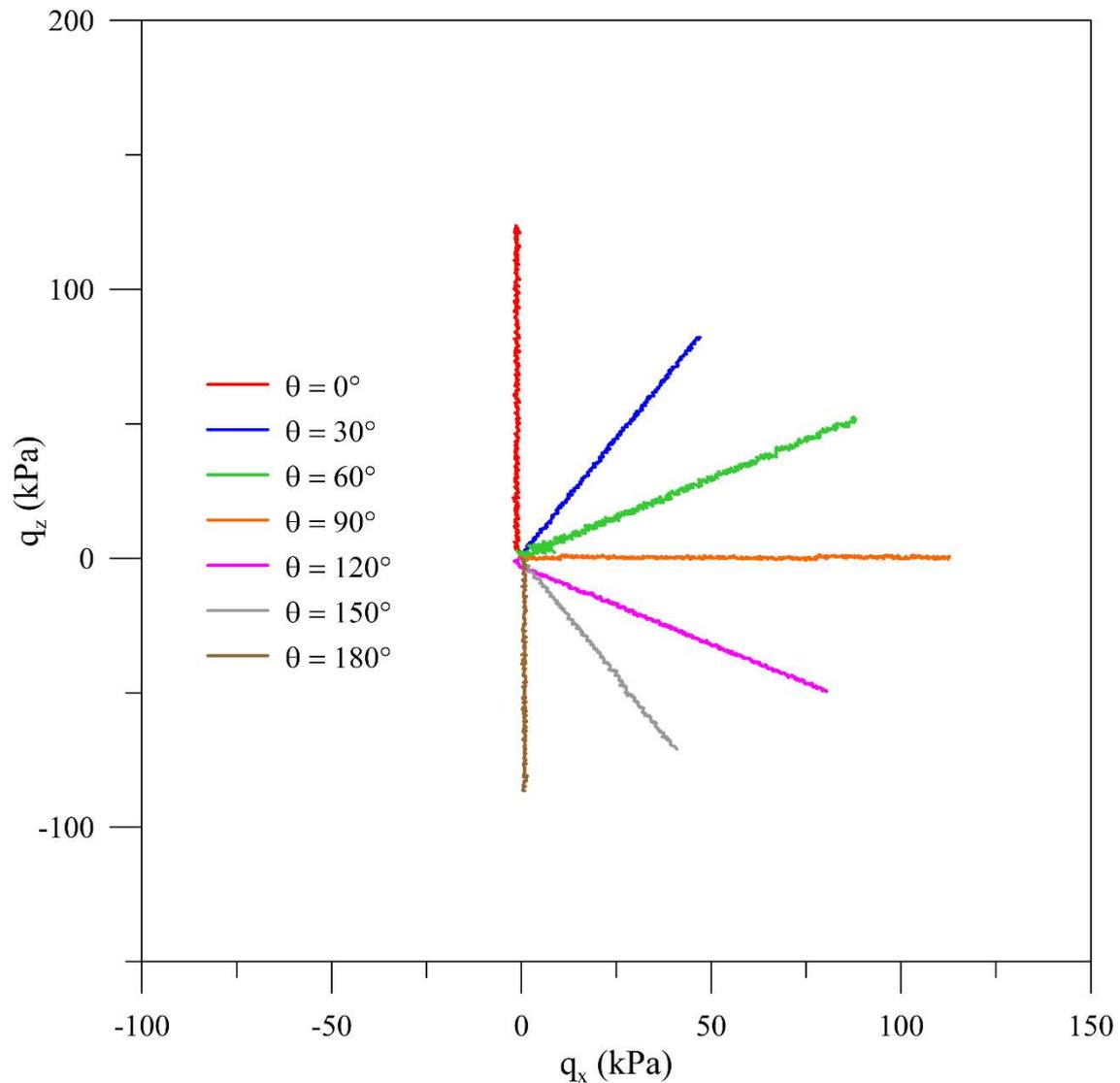


Figura 4.39 - Trajetórias de tensão planificadas para os diferentes ângulos de carregamento nos ensaios realizados em rejeito cimentado reforçado com fibras.

Na figura 4.40 é apresentado graficamente o comportamento tensão/deformação do rejeito sem cimentação. Pode-se notar que as tensões distorcionais de maiores magnitudes foram observadas nos carregamentos com ângulo 0° e 90° , diferenciando-se somente não comportamento de deformação, onde a amostra 0° deformou menos do que a de 90° para atingir a mesma magnitude de tensão distorcional. As amostras cisalhadas com ângulo de carregamento 60° e 120° também apresentaram magnitudes de tensão distorcional semelhantes, seguidas pelas amostras cisalhadas com ângulo de carregamento de 180° , 30° e 150° . Na figura 4.41 é ilustrada a evolução da variação volumétrica em função da

deformação distorcional. É possível observar que todas as amostras apresentaram comportamento de retração, ou seja, diminuição do volume ao longo do cisalhamento, destacando-se as trajetórias com ângulo de carregamento de 90° e 180° como as maiores magnitudes de variação volumétrica, seguidas pelas trajetórias com ângulo de carregamento igual a 150° , 120° , 0° , 60° e 30° .

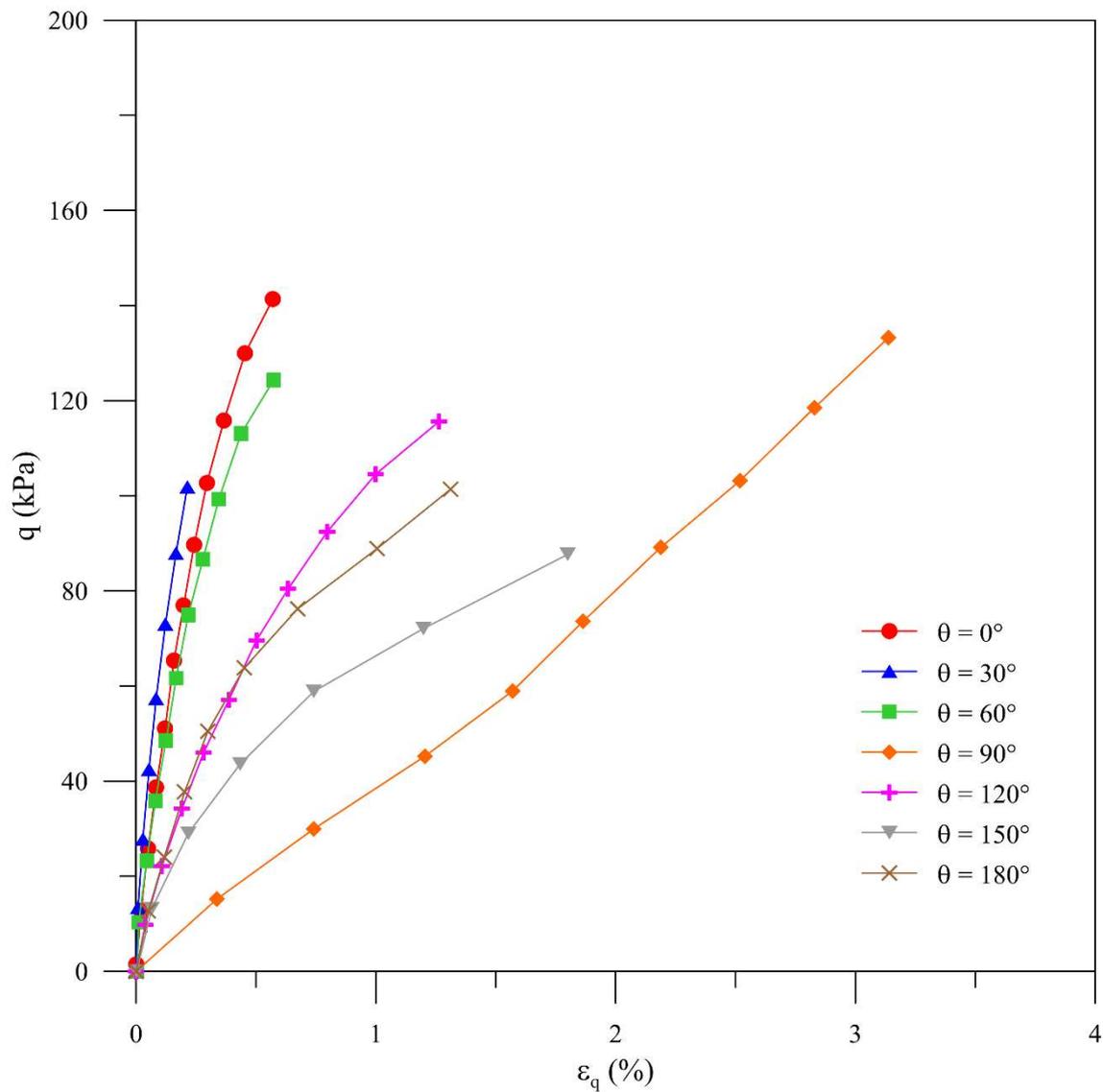


Figura 4.40 - Tensão distorcional em relação à deformação distorcional para as diferentes trajetórias de tensões de rejeito não cimentado.

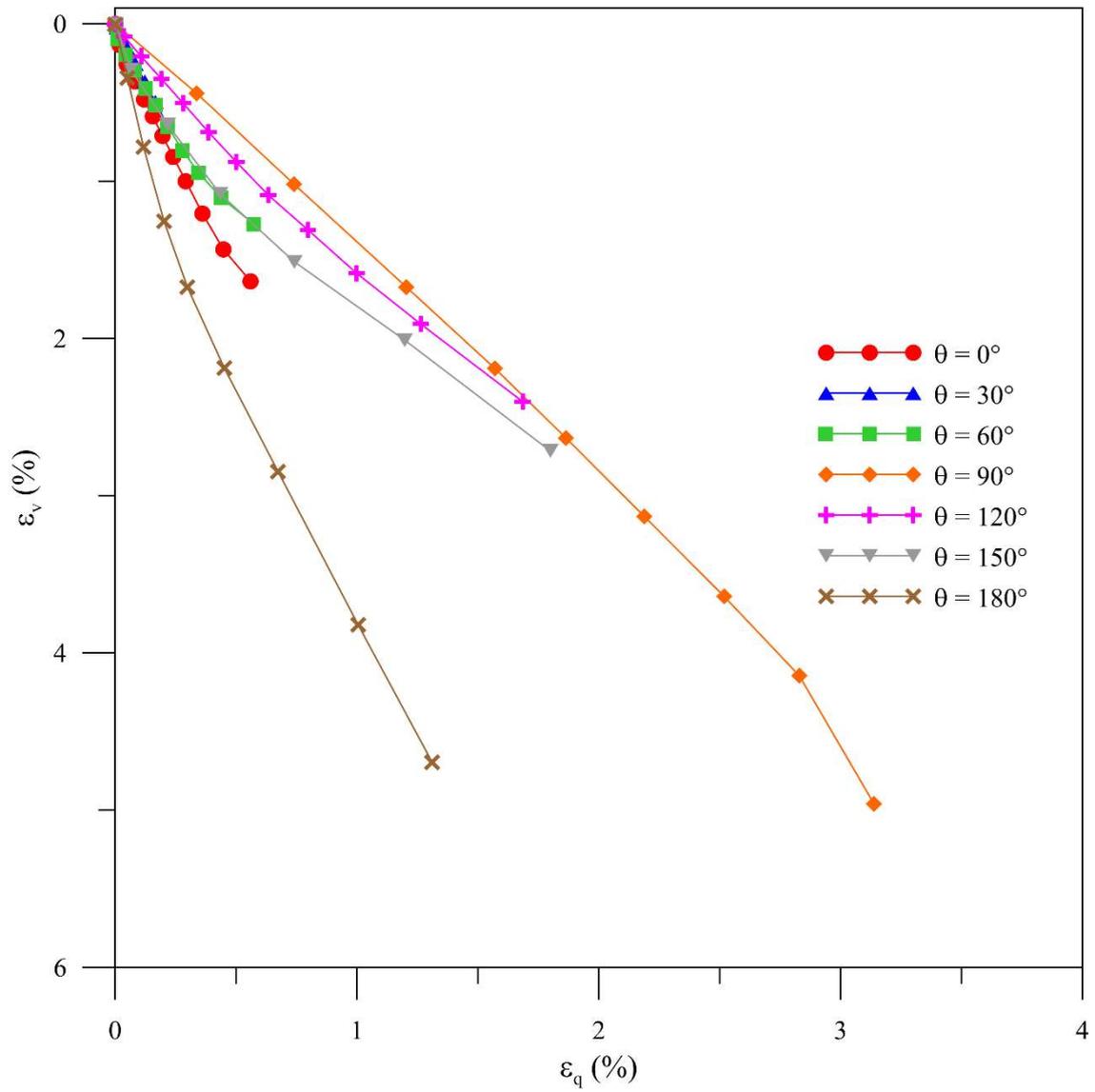


Figura 4.41 - Deformação volumétrica em função da deformação distorcional de rejeito cimentado.

4.2.4 Comparativo entre amostras não cimentadas e cimentadas com e sem inclusão de fibras

Para que seja possível visualizar a influência da adição de cimento e fibras no comportamento do material mediante diferentes solicitações, foram traçadas as deformações em função da tensão desvio (q) de cada trajetória estudada para materiais cimentados com e sem adição de fibras. É possível observar na figura 4.42 o comparativo de tensão x deformação para os ângulos de carregamento iguais a 0° , 30° , 60° e 90° e na figura 4.43 para trajetórias de ângulo de carregamento iguais a 120° , 150° e 180° . É possível avaliar que na grande maioria das trajetórias o material reforçado com fibras obteve tensão de pico antes da ruptura mais elevado do que as amostras somente cimentadas, mostrando que as fibras apresentam um benefício quando avaliada a resistência de pico. É possível visualizar que para a maior parte dos ângulos de carregamento o pico de tensão para as amostras não cimentadas foi mais baixo em relação as amostras com adição de cimento e fibras. Entretanto, em alguns ângulos de carregamento a magnitude da tensão de pico atingida para amostras sem cimentação e com adição de cimento foram muito semelhantes, mostrando que possivelmente para essa trajetória a adição de cimento não foi determinante para atingir essa resistência de pico. Apesar de atingir a mesma magnitude de tensão desvio, o comportamento de deformação do material é muito distinto, sendo possível visualizar que as amostras não cimentadas deformaram mais para atingir a mesma tensão de pico. Em relação ao comportamento da deformação do material com acréscimo de cimento e fibras, pode-se notar que as amostras com acréscimo de fibras apresentaram menores deformações para o mesmo nível de tensões das amostras sem acréscimo de fibras, mostrando que elas podem estar absorvendo parte das solicitações e contribuindo para a diminuição das deformações. Entretanto, nas trajetórias de ângulo de carregamento 60° e 150° esse comportamento foi distinto. Esse comportamento pode ser explicado devido ao esforço estar ocorrendo de forma que o alinhamento da fibra na amostra não contribua positivamente, não mobilizando as fibras e diminuindo o potencial.

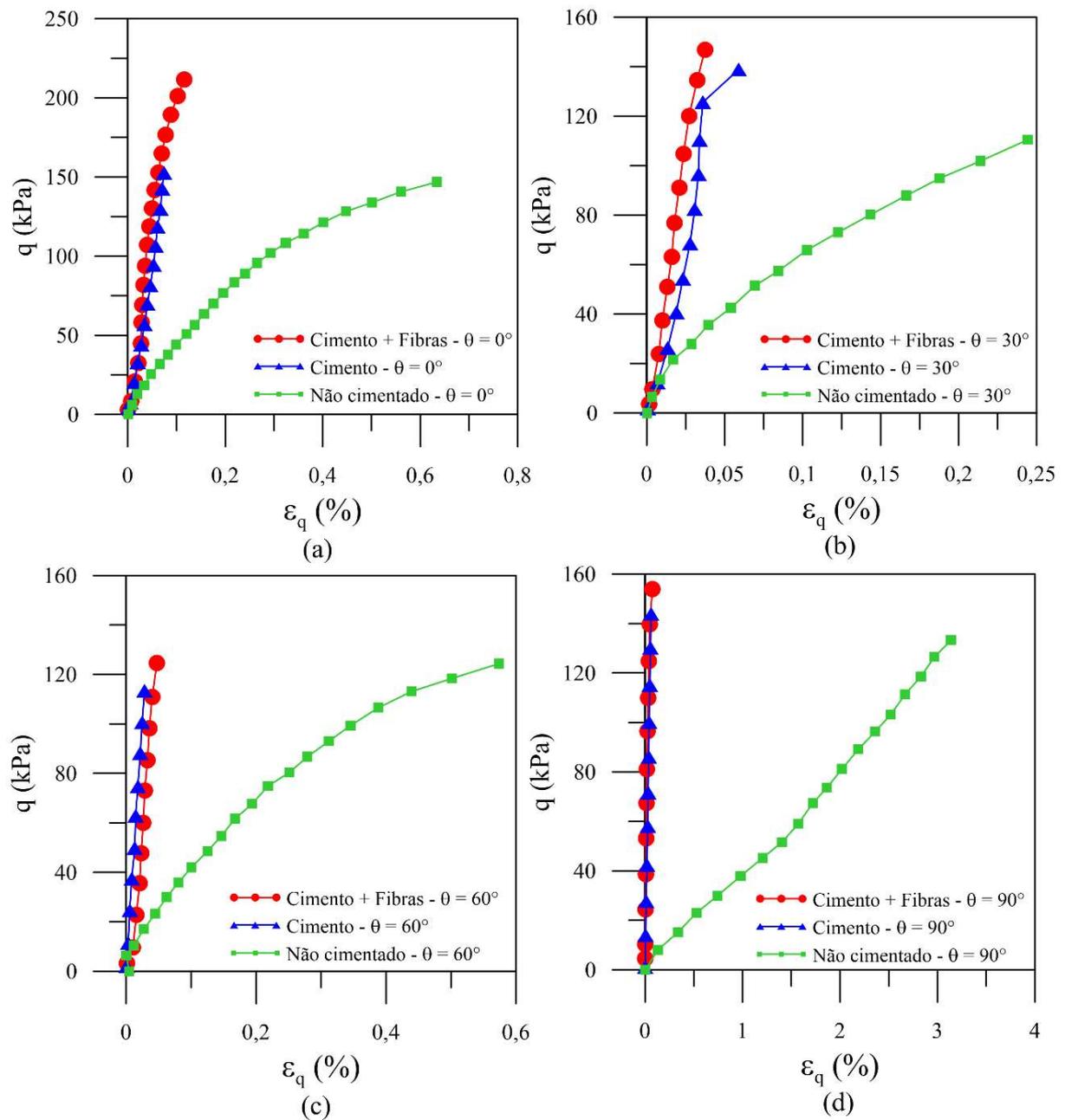


Figura 4.42 - Comparativo entre tensão x deformação das amostras não cimentadas, cimentadas e com adição de fibras com ângulo de carregamento (a) 0° ; (b) 30° ; (c) 60° ; (d) 90° .

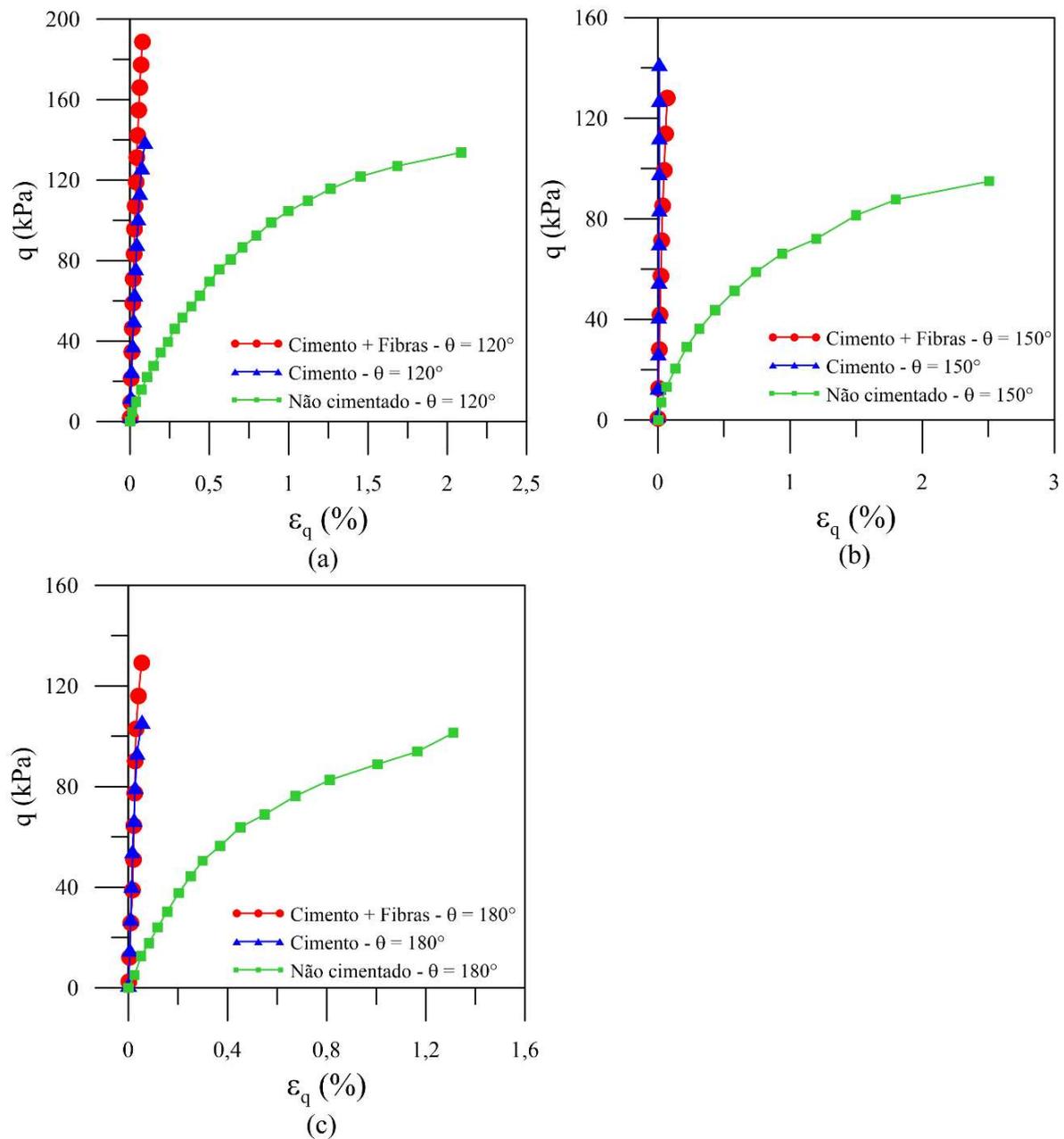


Figura 4.43 - Comparativo entre tensão x deformação das amostras não cimentadas, cimentadas e com adição de fibras com ângulo de carregamento: (a) 120° ; (b) 150° ; (c) 180° .

A figura 4.44 apresenta os picos da tensão pelo ângulo de carregamento para as amostras cimentadas, cimentadas com inclusão de fibras e não cimentadas. Pode-se observar que para a maior parte dos ângulos de carregamento as amostras com inclusão de fibras apresentaram maior magnitude da resistência. Isso pode ser explicado devido à mobilização das fibras ao longo do cisalhamento.

Pode-se destacar que as trajetórias de 0° e 120° , ambas com b igual a 0, mostraram maior magnitude de q para as amostras com inclusão de fibras, seguidas das amostras cimentadas e não cimentadas. Pode-se notar que a tensão de pico atingida para as amostras nas trajetórias de carregamento 0° e 120° não foram muito diferentes, quando comparadas amostras de mesma composição. Com isso, é possível dizer que para essas duas trajetórias não é observada anisotropia.

Nas trajetórias com ângulo de carregamento de 30° , 90° e 150° , todas com b igual a 0,5, é possível observar que a magnitude da tensão distorcional foi semelhante, mostrando pequenas diferenças de magnitude quando comparados os diferentes tipos de amostra, para as trajetórias 30° e 150° . No ângulo de carregamento de 30° pode-se observar que a magnitude atingida no cisalhamento das amostras cimentadas com inclusão de fibras foi maior, seguida pelas amostras cimentada e não cimentada. Na amostra cisalhada com ângulo de carregamento igual a 90° observou-se um q de pico semelhante para a amostra cimentada e cimentada reforçada com fibras, mostrando um comportamento diferente na amostra sem cimentação. No ângulo de carregamento 150° observou-se que a magnitude atingida pela amostra cimentada foi a mais alta, seguida pela amostra cimentada com inclusão de fibras e não cimentada. Isso pode ser explicado pela orientação das fibras, que podem estar sendo menos mobilizadas nessa direção do que nas outras duas com b igual a 0,5.

Nos ângulos de carregamento de 60° e 180° , ambos com b igual a 1, é possível observar comportamentos semelhantes para ambas trajetórias. Pode-se notar que, para trajetórias de carregamento que implicam em extensão da amostra, o q pico atingido foi semelhante para todos os tipos de amostra. Na trajetória 180° pode-se observar uma leve diferença de magnitude da tensão de pico verificada na amostra com inclusão de fibras. Isso pode ser explicado devido a mobilização das fibras durante o cisalhamento, que impactou positivamente na tensão de pico do teste.

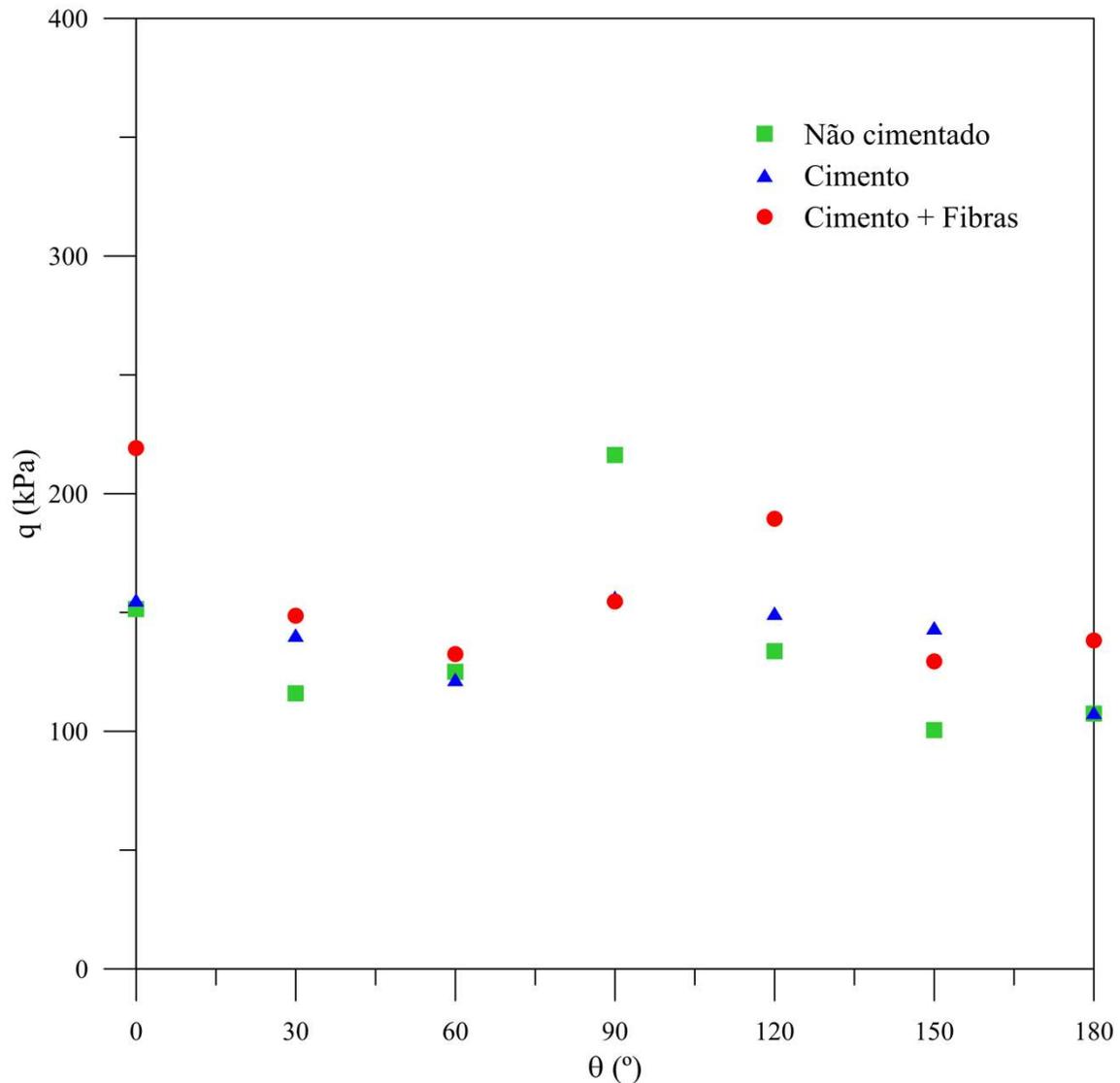


Figura 4.44 - Variação da tensão distorcional em relação ao ângulo de carregamento θ .

4.2.5 Critérios de ruptura

A figura 4.45 apresenta os picos de tensão dos três materiais estudados, rejeito, rejeito cimentado e rejeito cimentado reforçado com fibras, para todas as trajetórias de tensão estudadas. É possível notar que houve variação na magnitude dos picos registrados para as diferentes misturas, com especial atenção para as amostras com inclusão de fibras. Também é possível observar que o formato do envelope de ruptura para todas as misturas são semelhantes. Dentre os critérios de ruptura presentes na literatura, foi utilizado o critério de Willam e Warnke (1975). Esse critério fornece um envelope de ruptura curvilíneo no plano octaédrico e permite o controle da relação entre as resistências de

compressão e extensão, garantindo a convexidade da superfície para qualquer valor da razão de resistência acima do limite teórico de 0,5. Este critério foi utilizado assumindo isotropia de resistência, sendo descrito pela seguinte função:

$$F = q - M_c g(\theta_L)(p + p_c)$$

onde M_c é a inclinação da superfície de falha no plano pq para condições de compressão triaxial, dependente do ângulo de atrito do material

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{(3 - \sin \phi')}$$

Na equação x, p_c é um parâmetro de modelagem considerando a coesão do material cimentado submetido a uma tensão efetiva média e $g(\theta_L)$ é uma função que governa a dependência da resistência no ângulo de Lode θ_L .

$$g(\theta_L) = \frac{2(1 - m^2) \cos\left(\frac{\pi}{3} - \theta_L\right) + (2m - 1) \sqrt{4(1 - m^2) \cos\left(\frac{\pi}{3} - \theta_L\right) + 5m^2 - 4}}{4(1 - m^2) \cos\left(\frac{\pi}{3} - \theta_L\right) + (1 - 2^2)}$$

Onde m é a razão entre a resistência de tração e compressão (tipicamente $0,5 \leq m \leq 1$) e θ_L é o ângulo de Lode, definido pela equação x.

$$\cos(3\theta_L) = \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}}$$

Onde J_2 e J_3 são a segunda e terceira invariante, respectivamente, do tensor desviatório de tensões, onde $\theta_L = 0^\circ$ e 60° para condições de compressão triaxial e extensão, respectivamente.

Estão representados na figura 4.36 a superfície de ruptura isotrópica para as três misturas estudadas na presente pesquisa, utilizando diferentes ângulos de atrito e p_c para o ajuste das curvas. Para melhor ajuste aos picos de resistência dos ensaios não cimentados, foi utilizado ângulo de atrito de 30° e p_c igual a 10 kPa. Os picos de resistência das amostras de rejeito cimentados foram ajustados utilizando ângulo de atrito de 30° , assim como utilizado para as amostras não cimentadas, e p_c igual a 30 kPa. Para os testes envolvendo amostras cimentadas reforçadas com fibras, foi escolhido para o melhor ajuste um ângulo

de atrito de 32° e p_c igual a 40 kPa. A razão m foi adotada considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, onde $m = M_e/M_c = (3 + \sin \phi') / (3 - \sin \phi')$. Nos resultados encontrados para o material sem adição de agentes cimentantes e fibras pode-se observar que o critério foi bem ajustado quando considerados ângulo de 0° , 30° e 180° . Para os outros ângulos estudados o ajuste foi menos satisfatório, mostrando uma possível anisotropia. Para as amostras cimentadas, também pode ser observado o mesmo comportamento, mostrando um melhor ajuste para os ângulos de 0° , 120° e 180° . O ajuste considerado para as amostras com adição de fibras seguiu o mesmo comportamento anteriormente observado, mostrando um melhor ajuste do critério para os ângulos de 90° e 180° . Essa possível anisotropia visualizada nessas amostras pode ser influência da orientação das fibras incluídas na amostra, visto que elas tentem a se organizar horizontalmente durante a compactação da amostra.

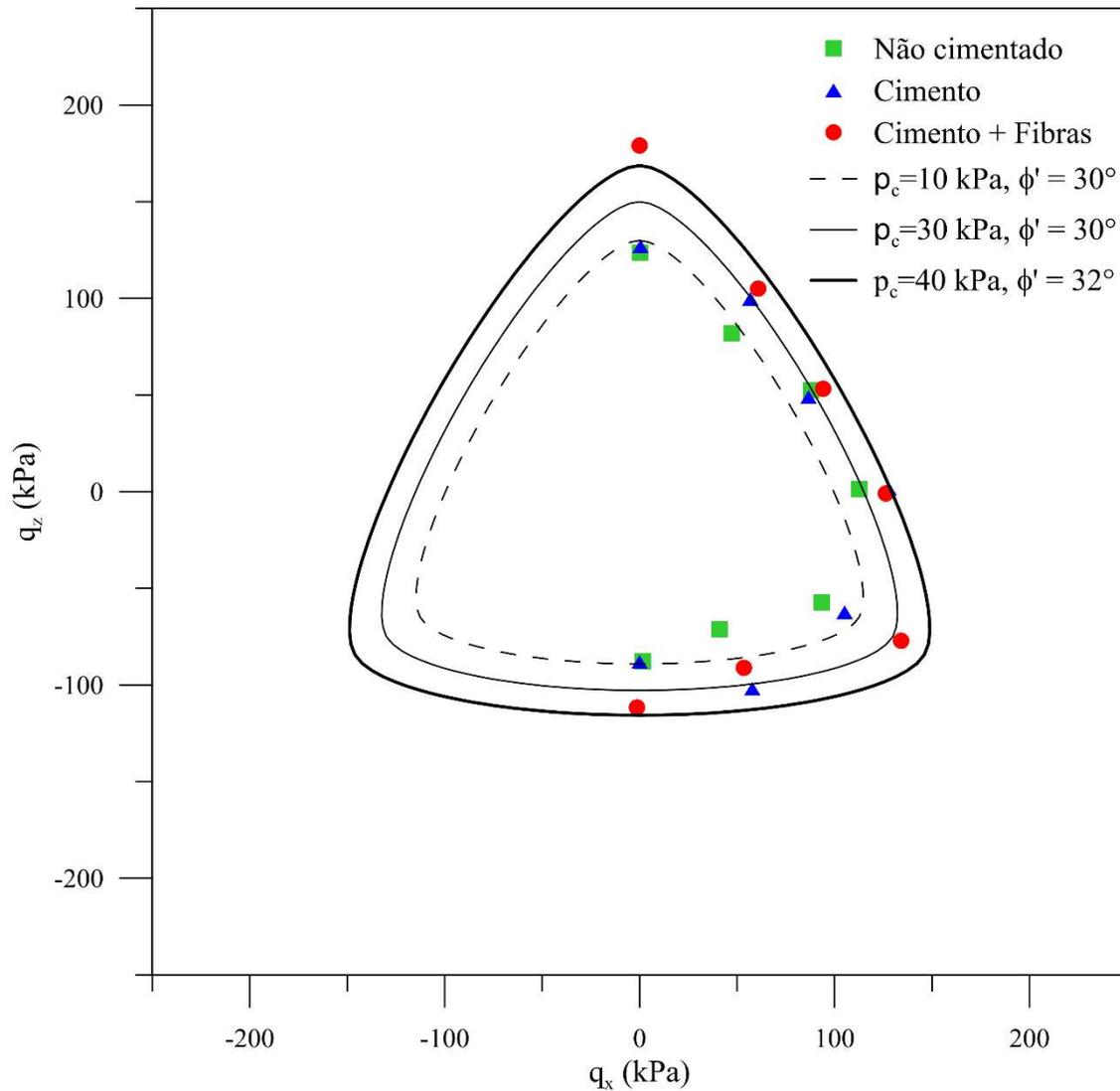


Figura 4.45 - Critério de ruptura de Willam e Warnke (1975) aplicado aos resultados obtidos nos ensaios não cimentados, cimentados e cimentados com acréscimo de fibras.

4.3 ENSAIOS HOLLOW CYLINDER TORSIONAL

Foram realizadas três rosetas de ensaios *hollow cylinder torsional*, onde foram realizadas as trajetórias de ângulo da tensão principal igual a 0° , 30° , 45° e 90° para amostras cimentadas, cimentadas com inclusão de fibras e não cimentadas. Nesse item serão apresentados os resultados de cada ensaio individualmente e, posteriormente, o conjunto de cada roseta.

4.3.1 Amostras cimentadas

Pode ser observado na figura 4.46 as amostras cimentadas submetidas ao ensaio *Hollow Cylinder Torsional* após o cisalhamento.

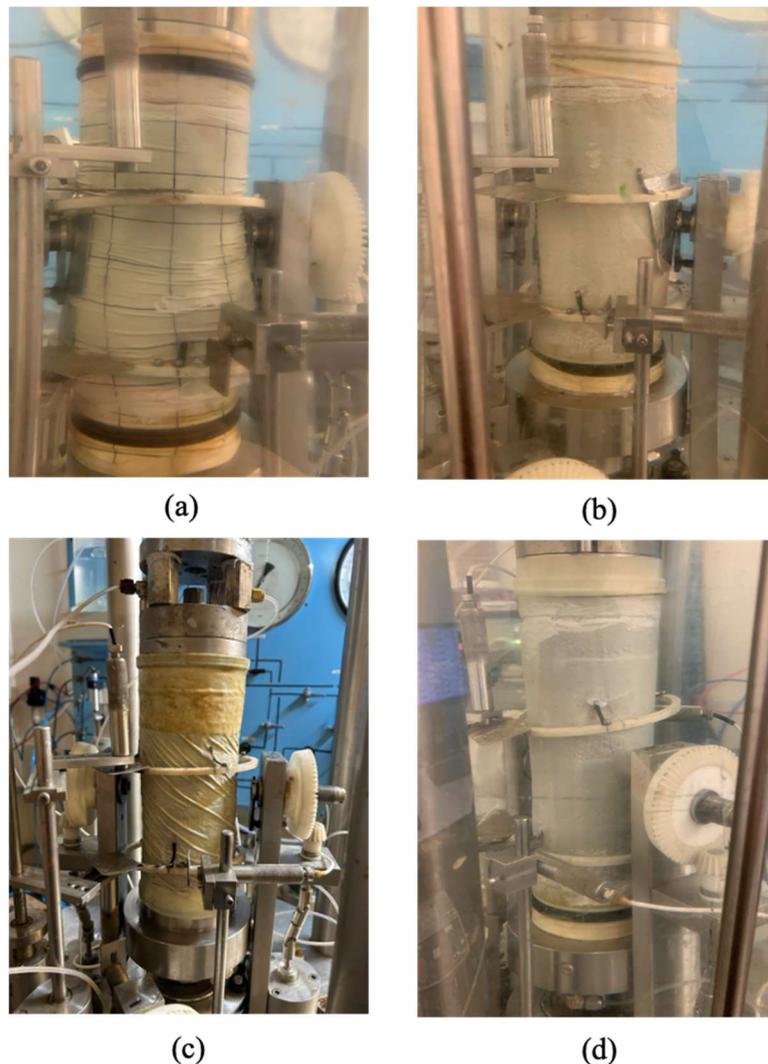


Figura 4.46 - Amostras *Hollow Cylinder Torsional* cimentadas após o cisalhamento

Na figura 4.47 (a) pode ser observado o diagrama $p' \times q$, representando as diferentes trajetórias performadas. Pode-se visualizar que a tensão desvio (q) atingida foi mais elevada nos ensaios que compreendem compressão axial (0°) e compressão axial + torque (30°), assim como observados previamente nas amostras não cimentadas, seguido pela amostra submetida somente a torque (45°) e por fim a amostra submetida à extensão (90°). Na figura 4.47 (b) pode ser observado o diagrama tensão x deformação, representados pela tensão desvio (q) e a deformação desviatória (ϵ_q). Pode ser observado que o

comportamento das amostras submetidas à 30°, 45° e 90° são semelhantes. A deformação observada na amostra submetida à compressão axial é maior quando comparada às outras amostras. A figura 4.47 (c) mostra $\gamma_{z\theta}$ x $\tau_{z\theta}$. Pode-se notar que a tensão atingida ao final do ensaio foi semelhante para ambas as amostras submetidas ao torque, porém a amostra submetida ao conjunto de compressão e torque sofreu uma deformação de maior magnitude do que a amostra submetida somente ao torque, assim como observado nas amostras não cimentadas. A figura 4.47 (d) mostra a variação volumétrica das amostras estudadas, mostrando que tiveram o comportamento compressivo as amostras submetidas a 0°, 30° e 45°. A amostra que sofreu extensão apresentou comportamento dilatante. As figuras 4.47 (e) e (f) mostram o $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2$ x $\tau_{z\theta}$ e $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2$ x $\tau_{z\theta}$ normalizado por p' . Essas trajetórias tornam possível a comparação dos resultados obtidos com critérios de ruptura de modelos previamente estabelecidos na literatura.

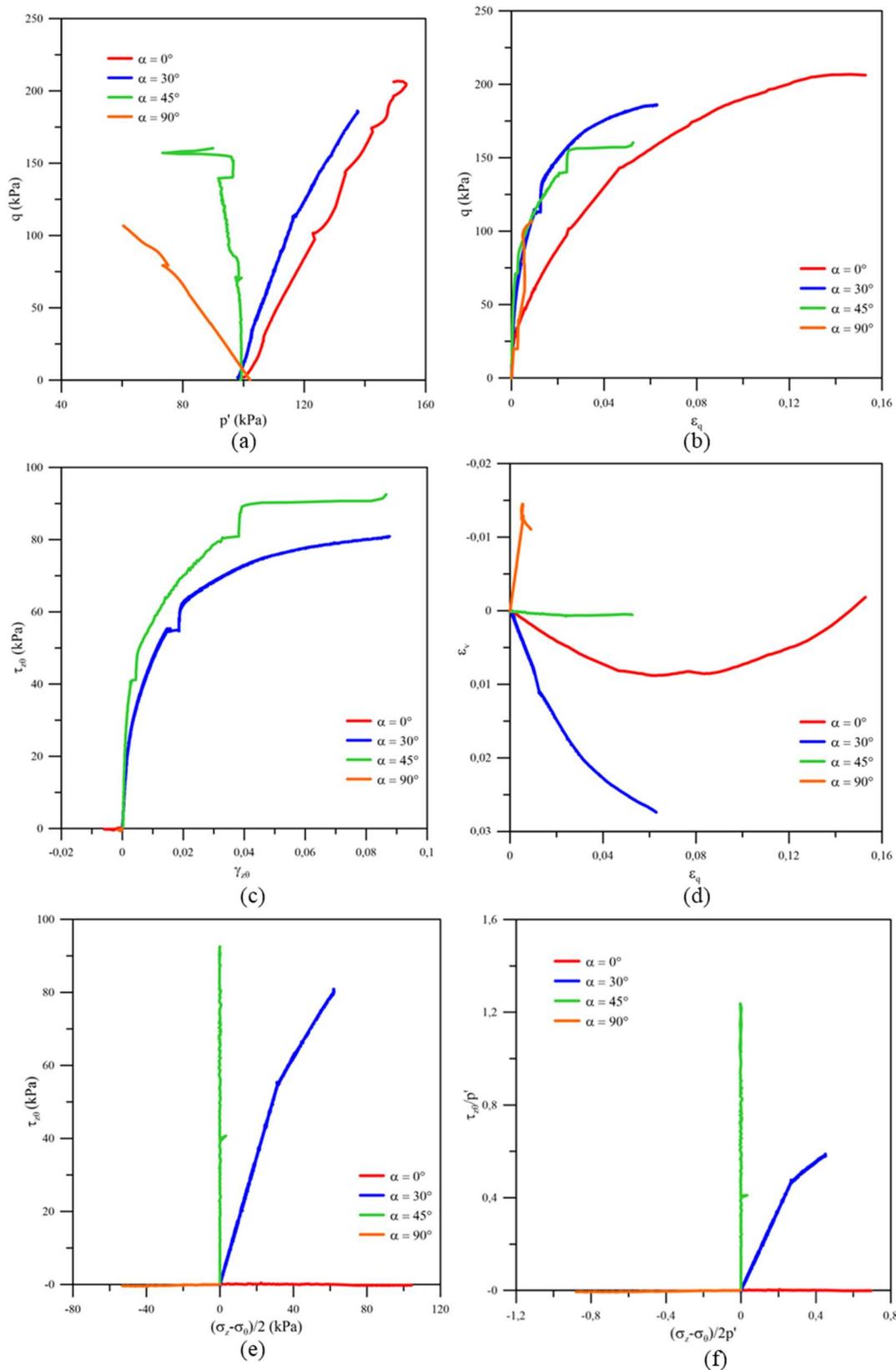


Figura 4.47 – Amostras cimentadas: (a) $p' \times q$; (b) $\epsilon_q \times q$; (c) $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$; (d) $\epsilon_q \times \epsilon_v$; (e) $\sigma_z - \sigma_\theta/2 \times \tau_{z\theta}$; (f) $\sigma_z - \sigma_\theta/2p' \times \tau_{z\theta}/p'$.

4.3.2 Amostras cimentadas reforçadas com fibras

Pode ser observado na figura 4.48 as amostras cimentadas com inclusão de fibras ao fim da etapa de cisalhamento do ensaio *Hollow Cylinder Torsional*.

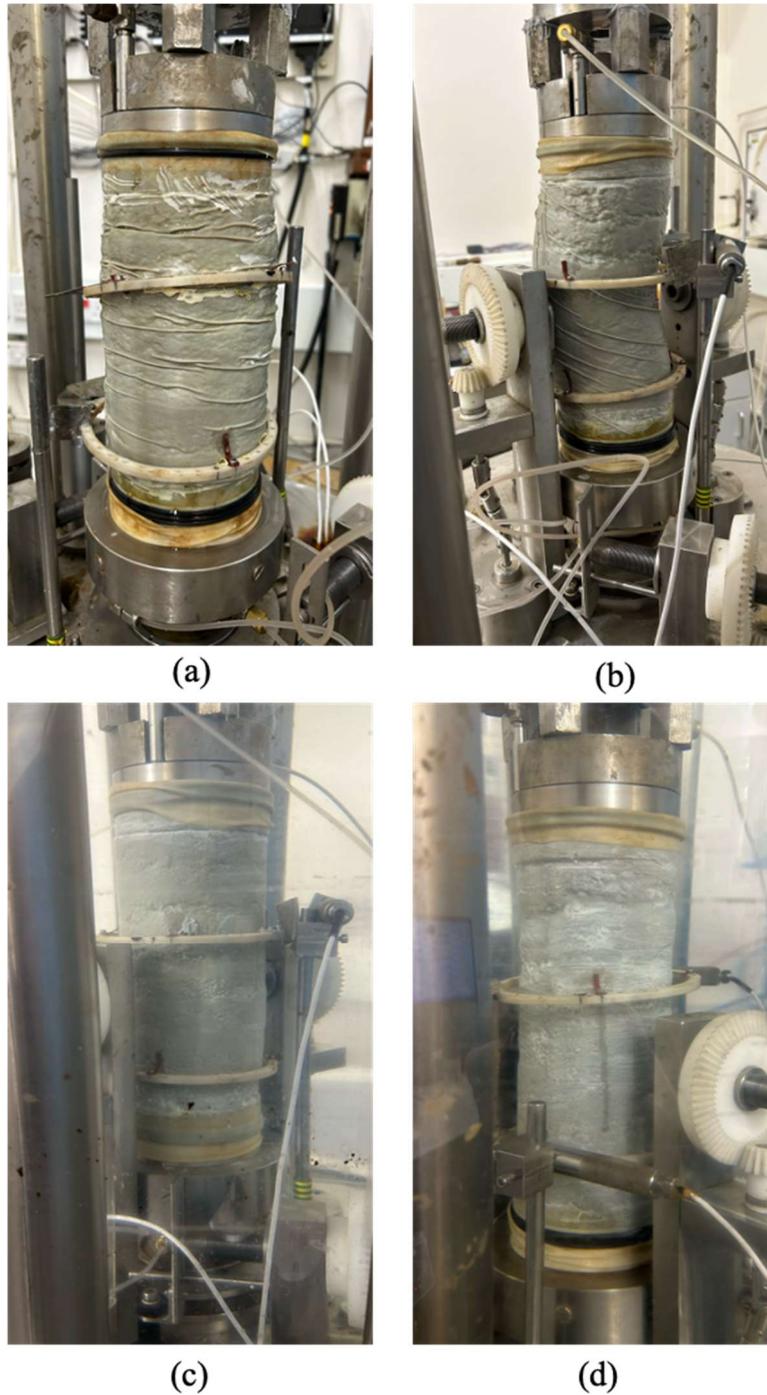


Figura 4.48 - Amostras *Hollow Cylinder Torsional* cimentadas com inclusão de fibras após o cisalhamento

Na figura 4.49 (a) pode ser observado o diagrama $p' \times q$, representando as diferentes trajetórias performadas. Pode-se visualizar que a tensão desvio (q) atingida foi mais elevada no ensaio de compressão axial (0°). Os ensaios de compressão axial + torque (30°), somente torque (45°) ou extensão (90°) atingiram tensão desvio semelhantes para os três tipos de carregamento. Na figura 4.49 (b) pode ser observado o diagrama tensão x deformação, representados pela tensão desvio (q) e a deformação desviatória (ϵq). Pode ser observado que o comportamento ao início de todos os diferentes tipos de carregamento se mostraram semelhantes, diferente do observado previamente nas amostras cimentadas. Pode-se notar que a variação da deformação na amostra submetida à extensão foi muito menor do que o apresentado outras amostras. Pode-se notar que os ensaios 30° e 45° se mostraram semelhantes na relação tensão x deformação, podendo ser explicado pela atuação das fibras nas amostras. A figura 4.49 (c) mostra $\gamma z\theta \times \tau z\theta$. Pode-se notar que a tensão atingida ao final do ensaio foi semelhante para ambas as amostras submetidas ao torque, porém a amostra submetida ao conjunto de compressão e torque sofreu maiores deformações do que a amostra submetida somente ao torque, assim como observado previamente nas amostras não cimentadas e cimentadas. A figura 4.49 (d) mostra a variação volumétrica das amostras estudadas, mostrando que todas tiveram o comportamento compressivo, sendo mais pronunciada nas amostras submetidas aos carregamentos 0° , 45° e 30° . As figuras 4.49 (e) e (f) mostram o $\sigma z - \sigma\theta/2 \times \tau z\theta$ e $\sigma z - \sigma\theta/2 \times \tau z\theta$ normalizado por p' . Essas trajetórias tornam possível a comparação dos resultados obtidos com critérios de ruptura de modelos previamente estabelecidos na literatura.

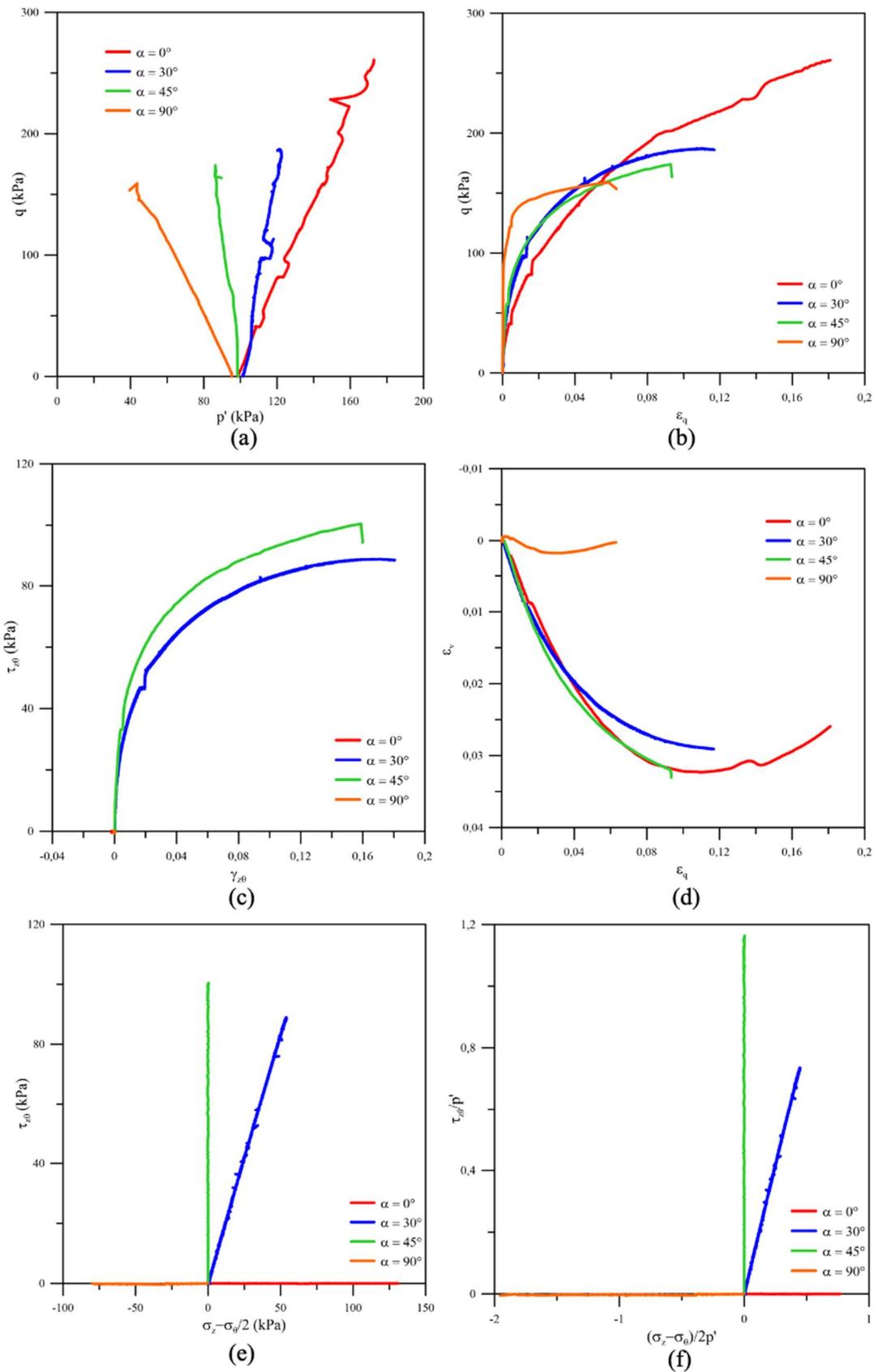


Figura 4.49 – Amostras cimentadas reforçadas com fibras: (a) p' x q ; (b) ϵ_q x q ; (c) γ_{θ} x τ_{θ} ; (d) ϵ_q x ϵ_v ; (e) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2$ x τ_{θ} ; (f) $\sigma_z - \sigma_{\theta}/2p'$ x τ_{θ}/p' .

4.3.3 Amostras não cimentadas

Pode ser observado na figura 4.50 as amostras não cimentadas submetidas ao ensaio *Hollow Cylinder Torsional* após a etapa de cisalhamento.

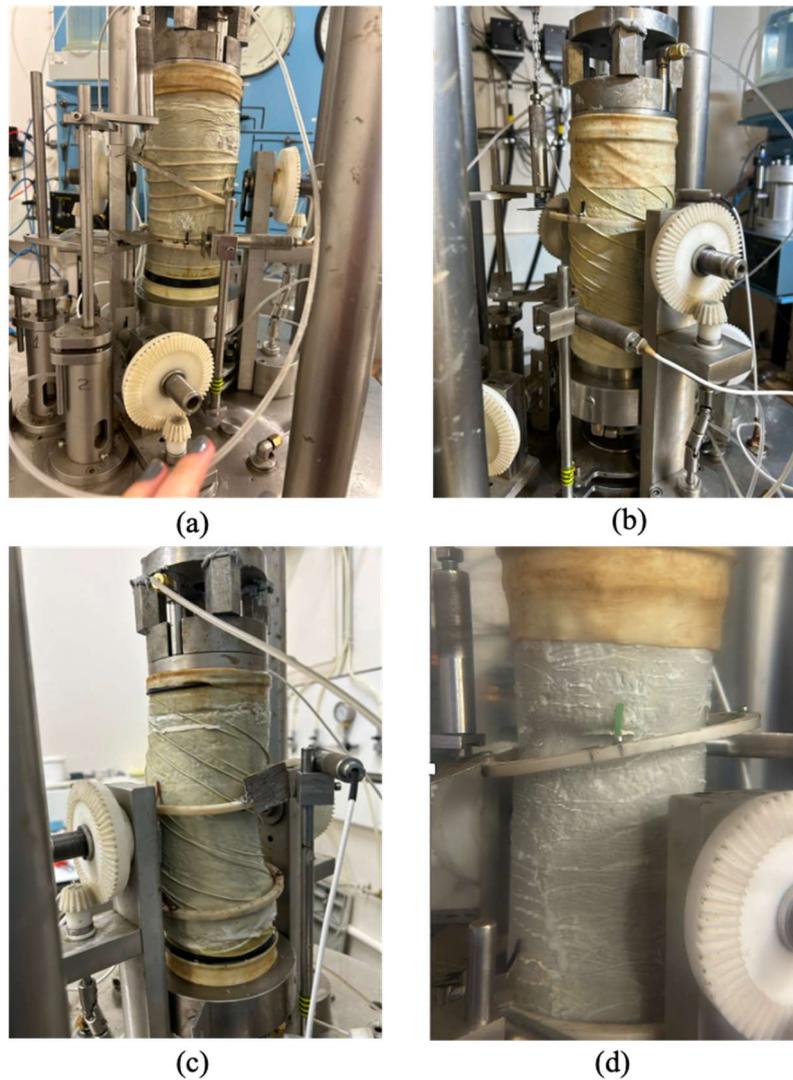


Figura 4.50 - Amostras não cimentadas submetidas ao Ensaio Hollow Cylinder Torsional: (a) 0°, (b) 30°, (c) 45° e (d) 90°.

Na figura 4.51 (a) pode ser observado o diagrama $p' \times q$, representando as diferentes trajetórias performadas. Pode-se visualizar que a tensão desvio (q) atingida foi mais elevada nos ensaios que compreendem compressão axial (0°) e compressão axial + torque (30°). Quando considerado somente torque (45°) ou extensão (90°), a tensão desvio atingida foi semelhante para os dois tipos de carregamento. Na figura 4.51 (b) pode ser observado o diagrama tensão \times deformação, representados pela tensão desvio (q) e a deformação desviatória (ϵq). Pode ser observado que o comportamento ao início de todos os diferentes tipos de carregamento se mostraram semelhantes até a deformação de aproximadamente 0,5%. Após esse nível de deformação, pode-se observar que amostras submetidas a torque obtiveram uma deformação maior para o mesmo nível de tensões quando comparado com amostras que não sofreram esse tipo de carregamento. A figura 4.51 (c) mostra $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$. Pode-se notar que a tensão atingida ao final do ensaio foi semelhante para ambas as amostras submetidas ao torque, porém a amostra submetida ao conjunto de compressão e torque sofreu maiores deformações do que a amostra submetida somente ao torque. A figura 4.51 (d) mostra a variação volumétrica das amostras estudadas, mostrando que todas tiveram o comportamento compressivo. As figuras 4.51 (e) e (f) mostram o $\sigma_z - \sigma_\theta/2 \times \tau_{z\theta}$ e $\sigma_z - \sigma_\theta/2 \times \tau_{z\theta}$ normalizado por p' . Essas trajetórias tornam possível a comparação dos resultados obtidos com critérios de ruptura de modelos previamente estabelecidos na literatura.

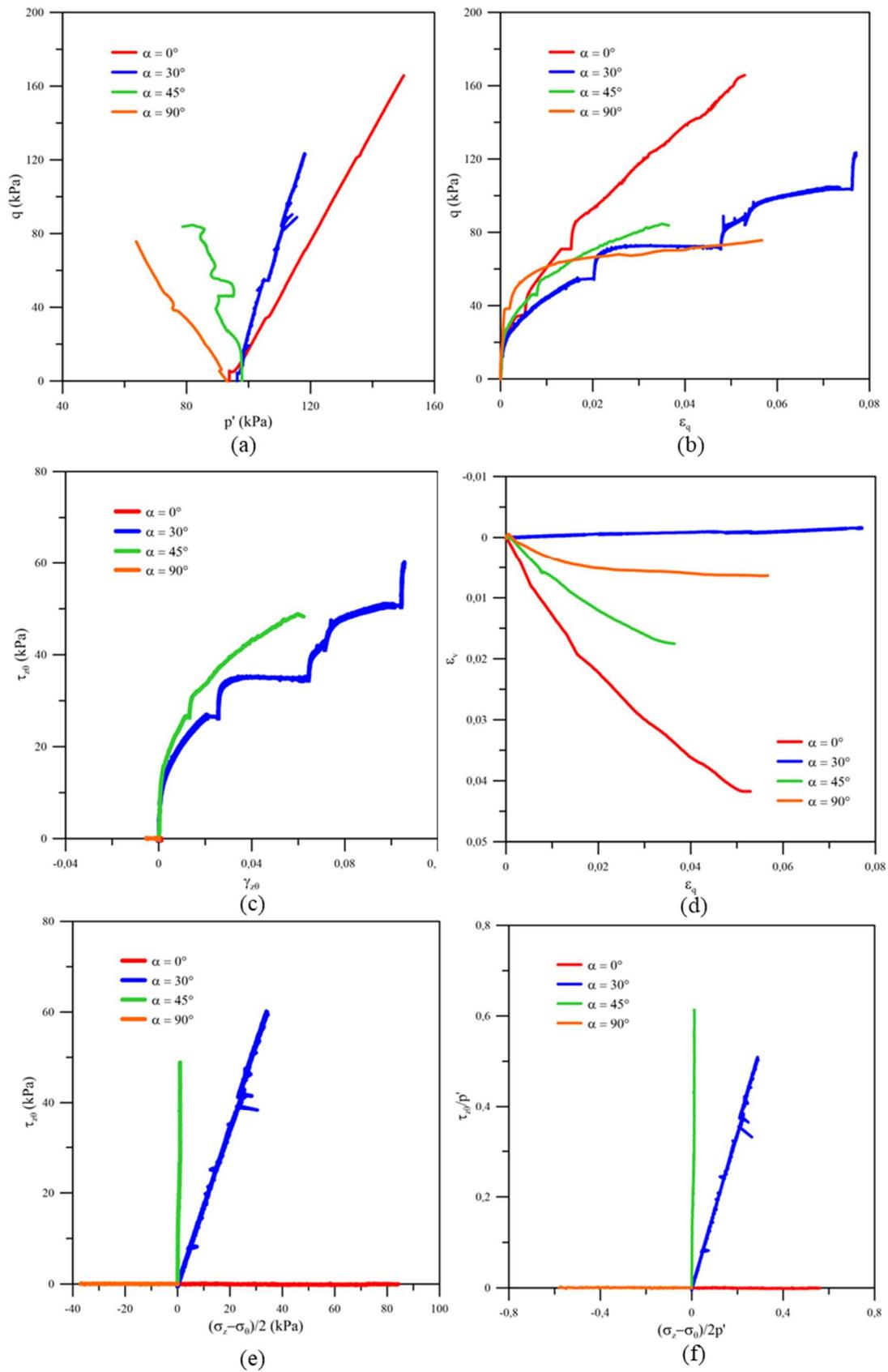


Figura 4.51 – Amostras não cimentadas: (a) $p' \times q$; (b) $\epsilon_q \times q$; (c) $\gamma_{z\theta} \times \tau_{z\theta}$; (d) $\epsilon_q \times \epsilon_v$; (e) $\sigma_z - \sigma_\theta/2 \times \tau_{z\theta}$; (f) $\sigma_z - \sigma_\theta/2p' \times \tau_{z\theta}/p'$.

4.3.4 Comparações entre as misturas estudadas

Visto que as três misturas foram submetidas às mesmas trajetórias de tensão, essa seção tem por objetivo comparar o comportamento de cada tipo de mistura.

Pode ser observado nas figuras 4.52 até 4.55 o comportamento tensão/deformação desviatório para cada tipo de mistura estudada e a variação volumétrica em relação à deformação desviatória. A figura 4.52 (a) apresenta a comparação do comportamento das amostras quando submetido à compressão triaxial convencional ($\alpha = 0$), onde é possível observar que o comportamento das amostras é semelhante até cerca de 3% de deformação. Após essa faixa, é possível notar que a amostra com inclusão de fibras mostrou um aumento da tensão desvio considerável. Esse comportamento pode ser explicado pela mobilização das fibras durante o cisalhamento. Pode-se notar na figura 4.52 (b) que a tendência da variação volumétrica para a amostra cimentada e cimentada com inclusão de fibras foi semelhante, iniciando com retração da amostra, seguido por uma pequena expansão antes do final do teste. A amostra não cimentada não seguiu a mesma tendência observada nos outros tipos de amostra, mostrando apenas o comportamento de retração.

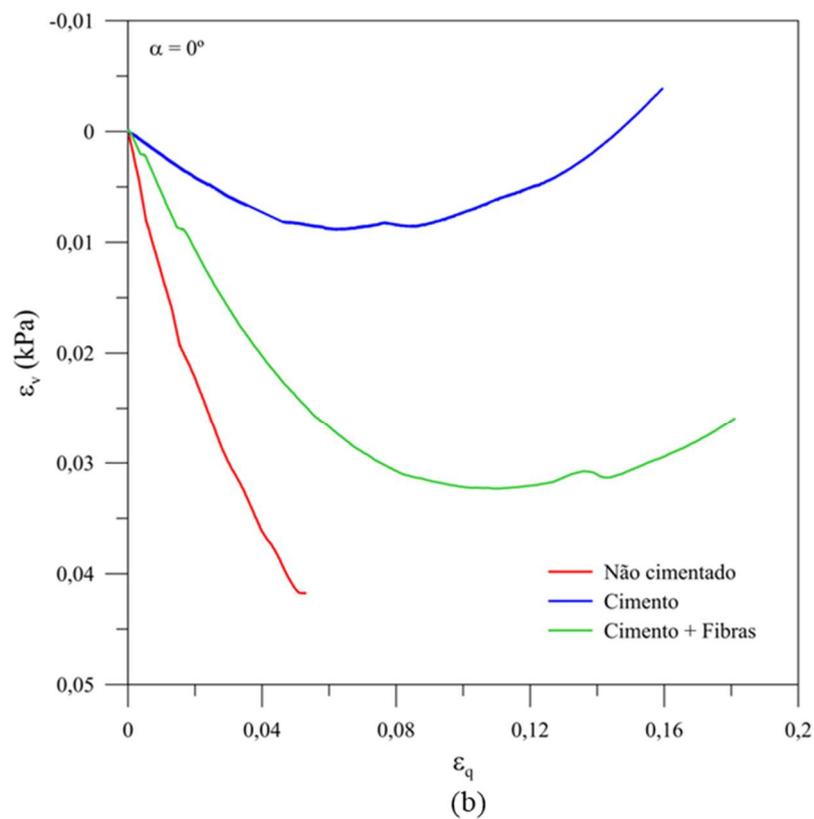
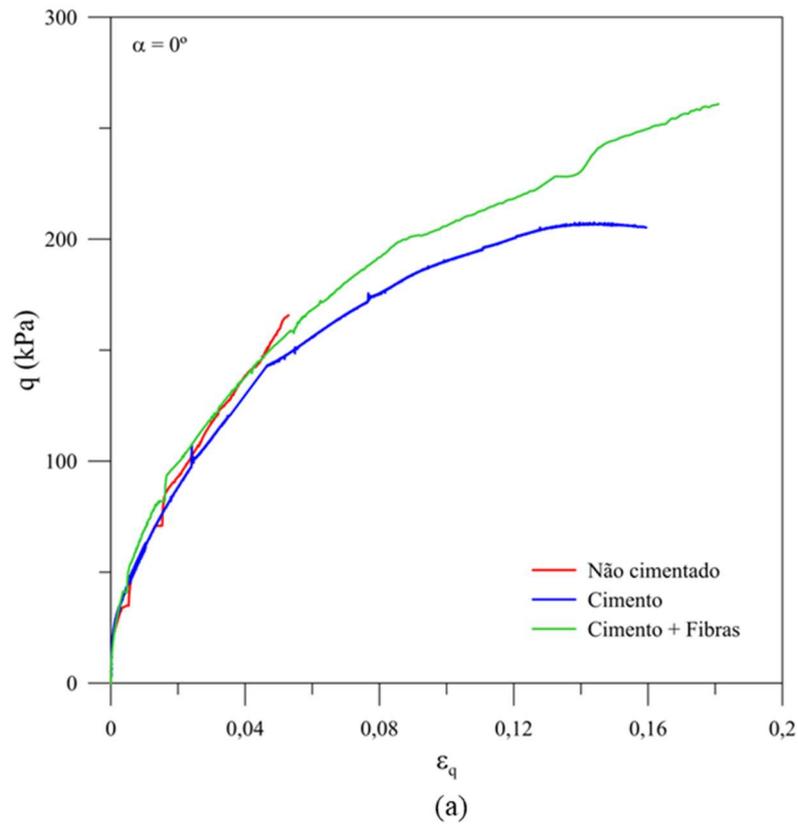


Figura 4.52 - Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=0^\circ$.

A figura 4.53(a) mostra a comparação do comportamento tensão/deformação desviatória das amostras quando submetidas à um carregamento composto por compressão e torque ($\alpha = 30^\circ$). Na figura 4.53 (a) pode ser observado que o comportamento das amostras foi semelhante somente à um nível muito baixo de deformações, sendo mais notável a diferença do comportamento da amostra não cimentada quando comparada com as amostras com inclusão de cimento e fibras. Para esta trajetória, a magnitude de q alcançada no ensaio da amostra cimentada e cimentada com inclusão de fibras foi semelhante, sendo a diferença de comportamento mais notável na deformação desviatória, mostrando que a amostra com inclusão de fibras teve uma deformação de maior magnitude para atingir a mesma tensão desvio atingida na amostra cimentada, provavelmente influenciada pela mobilização das fibras. O comportamento da amostra não cimentada mostrou maior deformação e atingiu magnitude da tensão desvio inferior às outras. Na figura 4.53 (b) é observada a variação volumétrica ao longo do cisalhamento, apresentando um comportamento de retração para todas as amostras. Pode-se notar que a tendência da variação volumétrica para a amostra cimentada e cimentada com fibras foi semelhante quando submetida ao cisalhamento com $\alpha=30^\circ$.

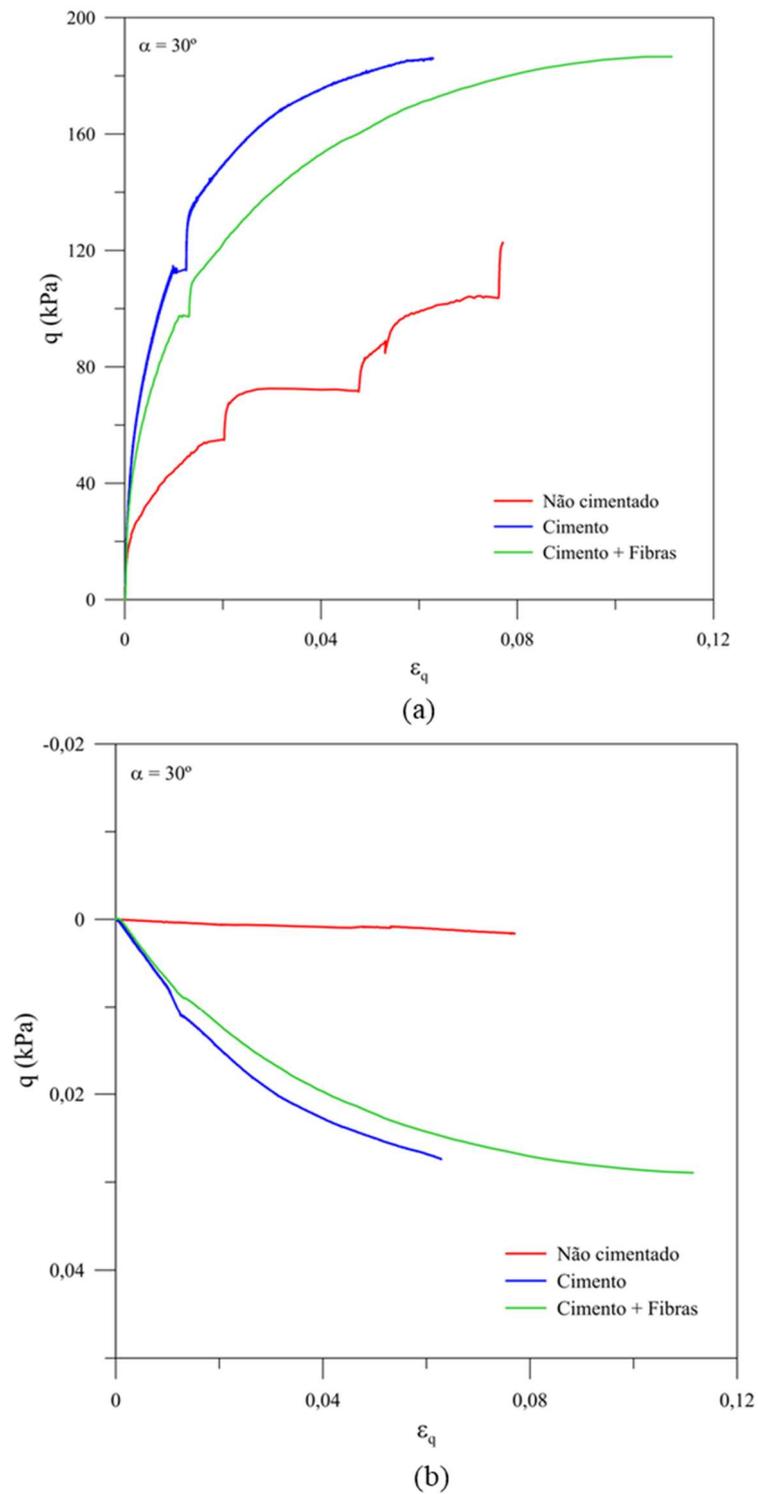


Figura 4.53 - Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=30^\circ$.

A figura 4.54 (a) mostra o diagrama tensão/deformação para amostras submetidas à sollicitação de torque puro ($\alpha = 45^\circ$). É possível notar que o comportamento observado para a amostra cimentada e com inclusão de fibras foi semelhante ao apresentado nas amostras submetidas a $\alpha = 30^\circ$. A amostra com inclusão de fibras atingiu magnitude maior de tensão desvio, porém para que fosse atingida foi necessária maior deformação da amostra, possivelmente mobilizando a resistência das fibras. A amostra não cimentada mostrou, assim como observado para a amostra não cimentada submetida a $\alpha = 30^\circ$, tensão desvio mais baixa quando comparada as amostras com inclusão de cimento e fibras. Na figura 4.54 (b) é possível visualizar a variação volumétrica das amostras ao longo do cisalhamento. Pode-se notar que a tendência da variação volumétrica para a amostra não cimentada e cimentada com fibras foi semelhante, mostrando comportamento de retração.

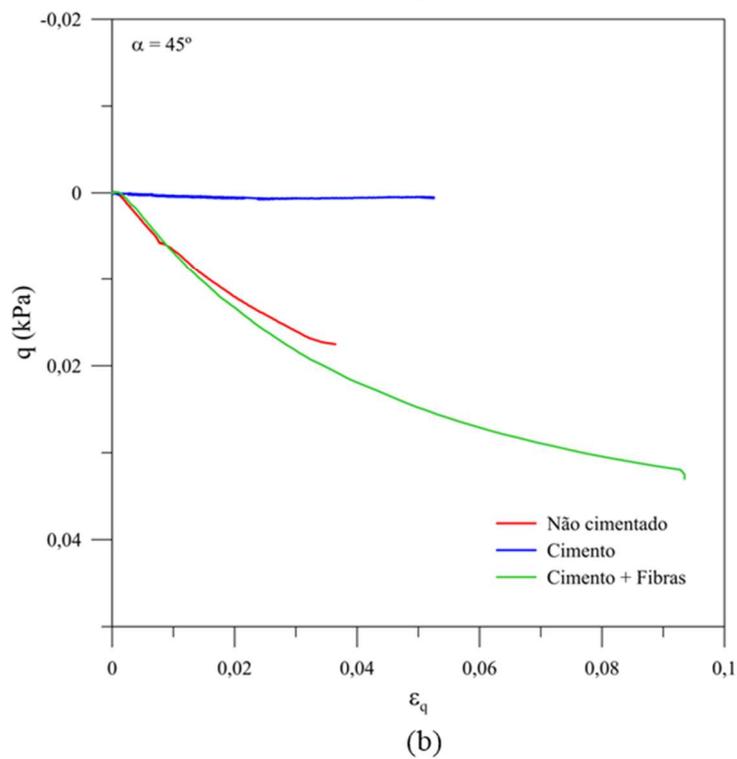
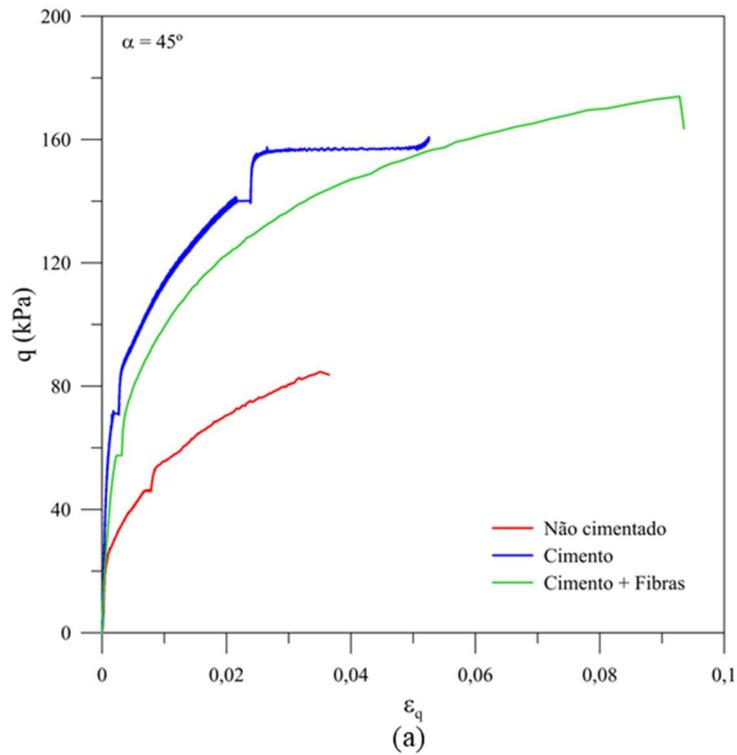


Figura 4.54 - Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=45^\circ$.

Por fim, a figura 4.55 (a) apresenta o diagrama tensão/deformação desviatória para amostras submetidas à extensão axial ($\alpha=90^\circ$). Pode-se notar que as amostras submetidas a esse tipo de trajetória de tensões possuem um comportamento que apresenta deformações menores quando comparados aos outros tipos de carregamento. Pode-se observar que a amostra com inclusão de fibras atingiu uma tensão desvio superior às outras amostras, seguido em magnitude pela amostra cimentada e não cimentada. Na figura 4.55 (b) é apresentada a variação volumétrica das amostras submetidas à extensão, mostrando que as amostras não cimentada e cimentada com fibras apresentaram tendência de retração da amostra. A amostra cimentada, entretanto, apresentou comportamento expansivo.

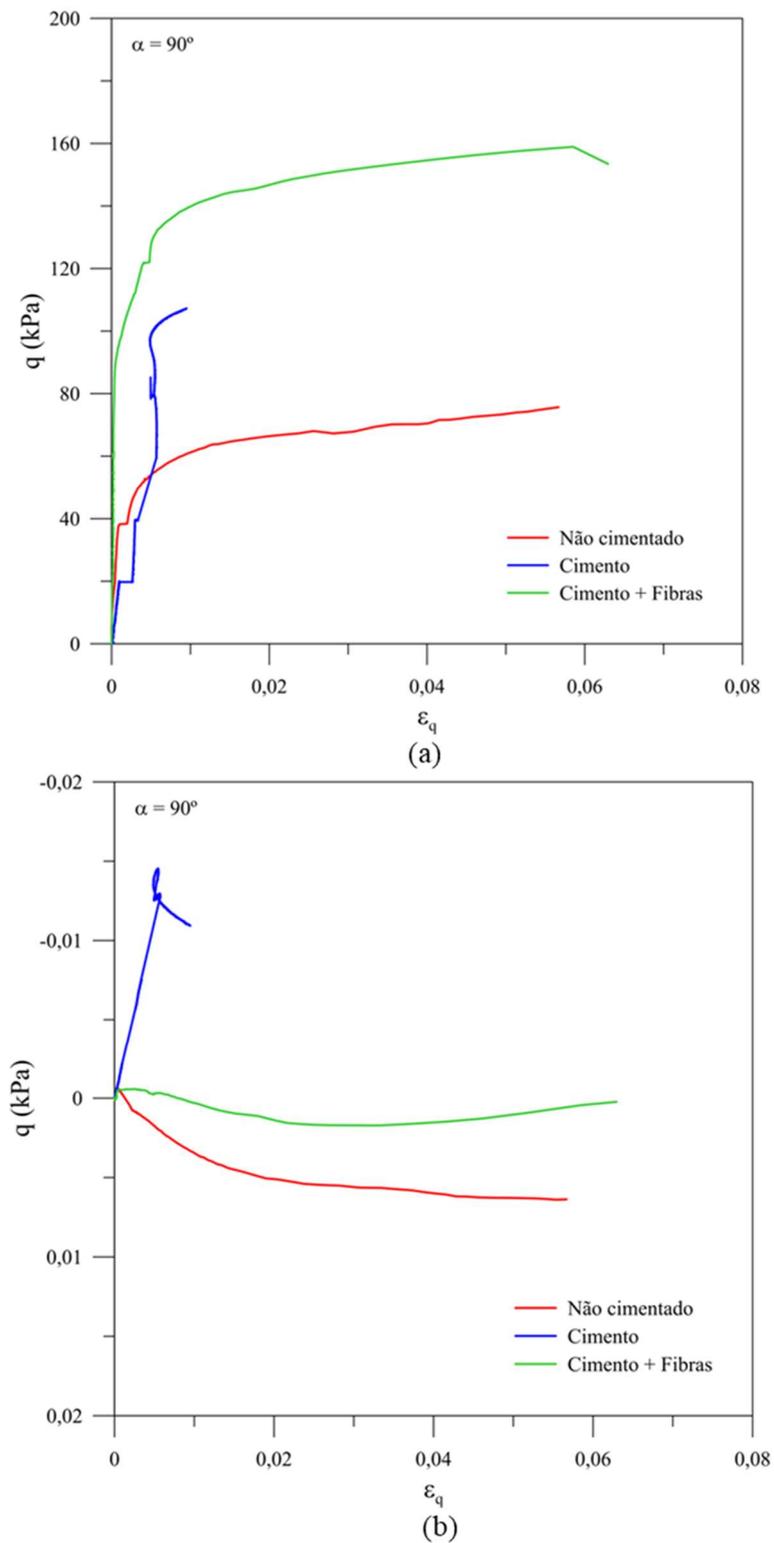


Figura 4.55 - Comparação do comportamento das amostras não cimentada, cimentada e cimentada reforçada com fibras com $\alpha=90^\circ$.

A figura 4.56 apresenta os picos de tensão desvio atingidos em função da trajetória de tensões no cisalhamento.

A tensão de pico atingida nos ensaios de compressão triaxial convencional (a igual a 0°) foi de maior magnitude para a amostra cimentada com inclusão de fibras, seguida pela amostra cimentada e a amostra não cimentada. Esse aumento da tensão desvio pode ser explicado pela inclusão desses materiais que melhoram as propriedades mecânicas do material, sendo possível observar que as fibras foram mobilizadas e contribuíram para o aumento da tensão de pico, quando comparada com a amostra cimentada.

No ensaio com a igual a 30° (compressão e torque) é possível observar que a inclusão de cimento e fibras aumentou a magnitude da tensão de pico atingida quando comparadas com a amostra sem inclusão de materiais que melhoram as propriedades geomecânicas do material. Porém, quando comparadas as amostras cimentadas com e sem inclusão de fibras, não é possível observar variação na tensão de pico atingida, mostrando que nessa trajetória a inclusão de fibras não apresentou grande influência no aumento da tensão de pico.

Na amostra submetida ao carregamento de torque puro (a igual a 45°), é possível notar que a tensão desviatória de pico foi de maior magnitude para a amostra cimentada reforçada com fibras, seguida da amostra cimentada e não cimentada. Isso mostra que para essa trajetória a inclusão de materiais que melhoram as propriedades geomecânicas influenciaram na tensão de pico atingida, sendo mais relevante nas amostras com inclusão de fibras.

As amostras submetidas à cisalhamento com a igual a 90° (extensão) mostram comportamento semelhante aos observados nas amostras submetidas à compressão triaxial convencional e torque puro, onde as amostras com inclusão de cimento e fibras mostraram magnitudes mais elevadas da tensão desviatória de pico, sendo a amostra com inclusão de fibras a maior, seguida da amostra cimentada e sem cimentação. É possível dizer que as fibras estão sendo mobilizadas e estão influenciando no aumento da tensão

de pico, visto que a magnitude é mais elevada quando comparada com a amostra cimentada.

A inclusão de cimento e fibras, que melhoram as propriedades geomecânicas dos materiais, se mostrou relevante para o aumento da tensão desviatória de pico em todas as trajetórias estudadas. A inclusão de fibras se mostrou mais relevante nas amostras submetidas à compressão e extensão, sendo seguidos pela amostra submetida à torque puro e à sollicitação conjunta de compressão e torque.

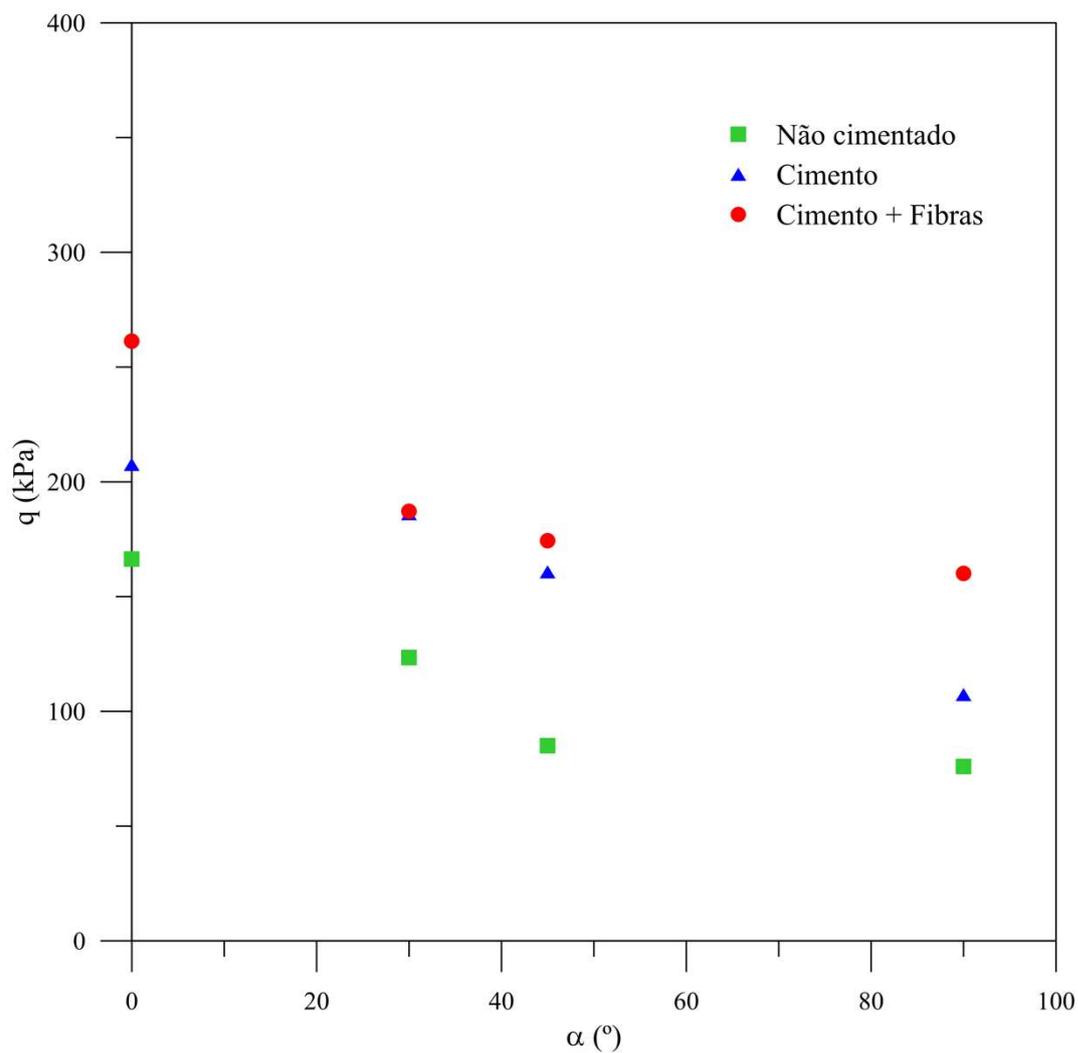


Figura 4.56 - Tensão desviatória máxima em função do ângulo da direção da tensão principal

4.3.5 Critérios de ruptura

Nas figuras 4.57 e 4.58 são apresentados os picos de tensão normalizado por p' dos ensaios não cimentados e cimentados e reforçados com fibra, respectivamente, para que seja possível o ajuste de modelos de ruptura presentes na literatura. Na figura 4.57 é apresentado o critério de ruptura Lade e Duncan (1975) para as amostras não cimentadas. Foi utilizada como parâmetro de entrada para o ajuste um ângulo de atrito de 31° . Pode ser observado que o ajuste sem inclusão de uma coesão é mais preciso considerando os ensaios de a igual a 0° e 30° , sendo menos preciso nos ensaios de 45° e 90° . Com a inclusão de uma coesão de 10 kPa, pode-se notar que os ensaios com a igual a 45 e 90 se adequaram bem ao modelo, porém os ensaios de 0° e 30° não apresentaram uma precisão muito boa. Isso provavelmente se deve a uma possível anisotropia do material.

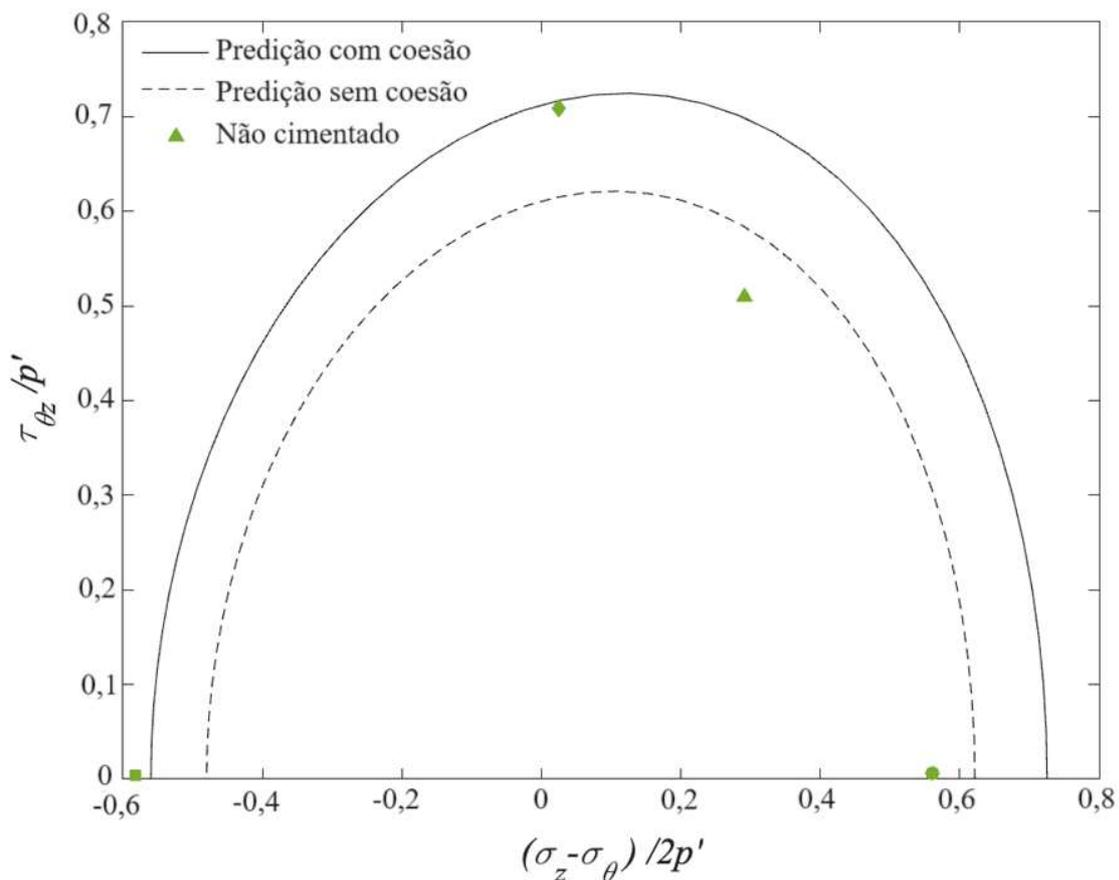


Figura 4.57 - Critério de ruptura de Lade para as amostras não cimentadas.

Na figura 4.58 pode se observar os picos de tensão normalizados por p' das amostras cimentadas e cimentadas com inclusão de fibras. Os picos de tensão foram ajustados com os critérios de ruptura de Drucker-Prager (Gajo e Wood, 1999), Lade (Lade e Duncan, 1975) e Matsuoka e Nakai (1974). Foi utilizado como parâmetro de entrada para o ajuste dos modelos ângulo de atrito de 30° e coesão de 25 kPa. Pode-se notar que os critérios de ruptura não apresentaram um ajuste muito preciso para os ensaios, porém sendo mais pronunciado quando referente aos ensaios com fibras. Esse ajuste ruim mostra que esses modelos não são adequados para a previsão em materiais com inclusão de fibras. Para um melhor ajuste, é interessante a utilização de um critério de ruptura mais robusto que considere a anisotropia e a influência das fibras no comportamento do material.

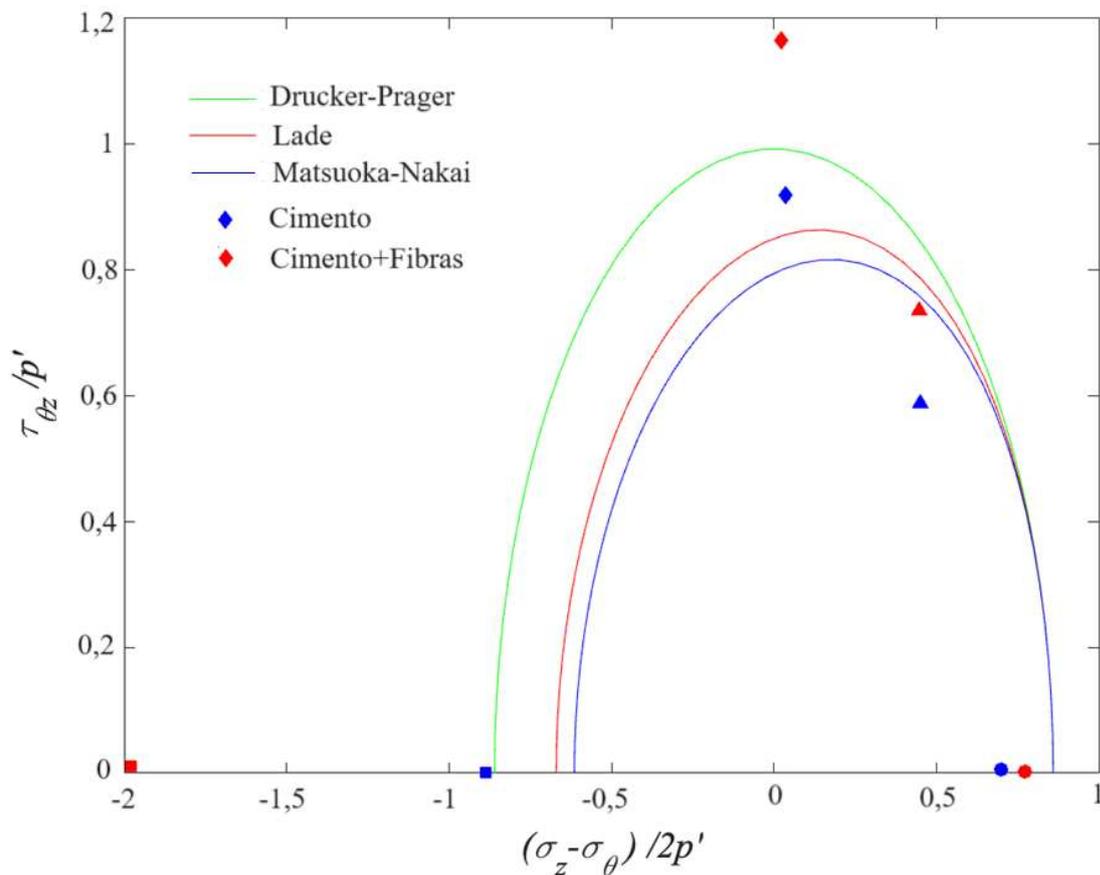


Figura 4.58 - Critérios de ruptura de Drucker-Prager, Lade e Matsuoka-Nakai para as amostras cimentadas e cimentada com inclusão de fibras.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões iniciais obtidas no presente trabalho e um cronograma das atividades que serão realizadas.

5.1 CONCLUSÕES

As conclusões iniciais obtidas na pesquisa podem ser observadas nos itens abaixo:

a) Ensaio de resistência não confinada

A partir dos ensaios de resistência não confinada foi possível destacar:

- A utilização de cimento para estabilização do rejeito mostrou resultados adequados, no qual a resistência à compressão simples e à tração na compressão diametral foi influenciada positivamente pelo aumento do teor de cimento nas amostras. A diminuição da porosidade das misturas também influenciou positivamente no aumento da resistência à compressão e à tração. O comportamento observado para o material com inclusão de fibras foi semelhante ao visualizado para materiais sem inclusão das fibras.
- O acréscimo de fibras na mistura de rejeito cimentado contribuiu positivamente para o aumento da resistência à compressão e à tração. Além de aumentar a magnitude da resistência de pico obtida, a inclusão de fibras também aumentou a deformabilidade do material, substituindo o comportamento frágil de um material cimentado por um comportamento dúctil.
- A relação porosidade/teor volumétrico de cimento ($h/C_{iv}^{0,16}$) mostrou-se adequada para a análise da resistência à compressão simples e diametral do rejeito cimentado e do rejeito cimentado reforçado com fibras.

b) Ensaio *true triaxial*

A partir dos ensaios *true triaxial*, foi possível destacar os seguintes pontos:

- Foi possível observar diferentes comportamentos frente às mesmas solicitações para os materiais com inclusão de fibras e sem inclusão de fibras. As amostras com

inclusão de fibras apresentaram, na maioria das trajetórias representadas pelo ângulo de Lode, magnitude da tensão desviatória superior quando comparada com o material sem inclusão de fibras.

- Em relação ao comportamento da deformação do material, pode-se notar que as amostras com acréscimo de fibras apresentaram menores deformações para o mesmo nível de tensões das amostras sem acréscimo de fibras, mostrando que elas podem estar absorvendo parte das solicitações e contribuindo para a diminuição das deformações.

c) Ensaios Hollow Cylinder Torsional

- Foi possível observar diferentes comportamentos frente às mesmas solicitações para as amostras não cimentadas, cimentadas e cimentadas reforçadas com fibras. As amostras com inclusão de fibras apresentaram magnitude da tensão desvio superior quando comparada com o material sem inclusão de fibras.
- Em relação ao comportamento da deformação do material, pode-se notar que inicialmente as amostras com acréscimo de fibras apresentaram menores deformações para o mesmo nível de tensões das amostras sem acréscimo de fibras. Após um certo nível de carregamento as deformações começaram a se tornar mais relevantes, mostrando a atuação das fibras ao longo do carregamento.
- Pode-se notar que a inclusão de cimento e fibras contribuiu para a melhoria do material em relação à resistência mecânica, sendo possível observar o aumento da tensão desvio atingida ao final dos ensaios em relação às amostras com o material puro. O comportamento tensão/deformação também foi distinto quando foi utilizada algum tipo de melhoria na amostra.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São sugeridos temas para trabalhos futuros que podem melhorar a compreensão do comportamento de rejeitos de mineração cimentados e com inclusão de fibras sob carregamento multiaxial.

- Avaliação de diferentes dosagens de cimento e fibras.

- Avaliação do material submetido a diferentes condições de carregamento, com diferentes níveis de consolidação, nos ensaios True Triaxial e Hollow Cylinder Torsional;
- Realização de mais trajetórias de tensão em Hollow Cylinder Torsional;
- Aplicação de critérios de ruptura mais robustos para descrever melhor o material em estudo.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12770 - Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12024:2012: Solo-cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2017.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181 - Solo- Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Report on soil cement. Farmington Hills 2009.

AGÊNCIA BRASIL. Ibram: algumas barragens precisam de prazo de descomissionamento maior. Notícia disponível em: <https://agenciabrasil.ebc.com.br/geral/noticia/2021-07/ibram-algumas-barragens-precisam-de-prazo-de-descomissionamento-maior>

ALVES, P. I. A. Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

ALSHAREDHAH, Y. A. *Slope stability enhancement of an upstream tailings dam: laboratory testing and numerical modelling*. 159 p. Dissertação (Master of Engineering Science) — The University of Western Ontario, Ontario, Canada, 2015.

ANDREGHETTO, D. H.; FESTUGATO, L.; MIGUEL, G. D.; SILVA, A. Automated true triaxial apparatus development for soil mechanical investigation. *Soils and Rocks*, 2022.

ARAÚJO, A. C.; AMARANTE, S. C.; SOUZA, C. C.; SILVA, R. R. R. Ore mineralogy and its relevance for selection of concentration methods in processing of Brazilian iron ores. *Mineral Processing and Extractive Metallurgy*, v. 112, n. 1, p. 54–64, abr. 2003.

ARAÚJO, C. B. *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

ARISTIMUNHO, P. B.; BERTOCINI, S. R. Application of iron ore mud in powder form in posartland cement presence. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 5, n. 2, p. 153–165, nov. 2012.

ASTM. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM C39, West Conshohocken, PA, 2010.

ASTM. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM D2487, West Conshohocken, PA, 2017 (a).

ASTM. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. ASTM C496. West Conshohocken, PA, 2017 (b).

ATHMER, J. B. E. M.; PYCROFT, A. S. Methods and results of quality control for hydraulic placed sand fill. *11th World Dredging Congress*, v. 1, p. 95–610, mar. 1986.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*. 1. ed. London: McGraw-Hill, 1982. 292 p.

AYSEN, A. *Soil mechanics: basic concepts and engineering applications*. 1. ed. Amsterdam, The Netherlands: A. A. Balkema, 2002. 467 p.

- BALDI, G.; NOVA, R. Membrane Penetration Effects in Triaxial Testing. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 110, n. 3, p.403–420, 1984. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:3\(403\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:3(403))
- BASTOS, L. A. C. *Utilização de rejeito de barragem de minério de ferro como matéria prima para infraestrutura rodoviária*. 113 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.
- BECKER, L. B.; FABRE, J. S.; BARBOSA, M. C. Determination of the critical state of a silty sand iron tailings in triaxial extension tests using photographic correction. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 60, n. 4, p. 504–520, out. 2022.
- BEDIN, J. Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- BLIGHT, G. E. The master profile for tailings beach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, v. 107, n. 1, p. 27–40, jan. 1994.
- BLIGHT, G. E.; THOMSON, R. R.; VORSTER, K. Profiles of hydraulic-fill tailings, beaches, and seepage through hydraulically sorted tailings. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, v. 85, n. 5, p. 157–161, mai. 1985.
- BOYNTON, S. S.; DANIEL, D. E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 4, p. 465–478, abr. 1985.
- CAMPANHA, A. *Caracterização de rejeitos de minério de ferro para uso em pavimentação*. 106 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.
- CARRARO, J. A. H.; PREZZI, M. A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. *Geotechnical Testing Journal*, v. 31, n. 1, p. 11, set. 2007.

CARVALHO, R., R. FANGUEIRO, and J. NEVES. Durability of natural fibers for geotechnical engineering. *Key Eng. Mater.* 634: 447–454, 2015.

CASAGRANDE, M. D. T. Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. 2001. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

CAVALCANTE, A. L. B. *Efeito do gradiente de permeabilidade na estabilidade das barragens de rejeito alteadas pelo método de montante*. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) — Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

CAVALCANTE, A. L. B.; HERNANDEZ, A. P.; ASSIS, A. P. Extensão da relação ângulo de atrito-tensão-densidade de bolton (1986) a rejeitos granulares de minério de ferro. In: *V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental*. Porto Alegre: REGEO, 2003. p. 11.

CHAVES, A. P. *Tratamento de minérios*. 3. ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2002. 455 p.

CHEN, C., CHEN, S., MEI, S., TANG, Y., and LI, Y., A Large-Scale True Triaxial Seepage Apparatus for Evaluating Impact under High Stress State and High Hydraulic Heads. *Geotechnical Testing Journal*, 2021.

CHO, G.-C.; DODDS, J.; SANTAMARINA, J. C. Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132, n. 5, p. 591–602, mai. 2006.

CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C., RAD, N. S. Cemented sands under static loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1981.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R.C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.136, p.759-763, 2010.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 27, n. 3, p. 196-203, 2009.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R.C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.136, p.759-763, 2010.

CONSOLI N. C., VIANA, A. F., CRUZ R. C., SILVA, S. R. Voids/cement ratio controlling tensile strength of cement treated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137(11):1126–1131, 2011.

CONSOLI, N. C., VOGT, J. C., SILVA, J. P. S., CHAVES, H. M., FILHO, H. C. S., MOREIRA, E. B., LOTERO, A. Behaviour of compacted filtered iron ore tailings – Portland cement blends: New Brazilian trend for tailings disposal by stacking. *Appl. Sci.*, 12, 836, 2022.

CORTE, M. B. Response of lightly cemented sand under multiaxial loading. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

CRUZ, R. C. Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CRYSTAL, C.; EZAMA, I.; HORE, C. Filter-pressed dry stacking: design considerations based on practical experience. In: *Proceedings Tailings and Mine Waste 2018*. Keystone, Colorado: CRC Press, 2018. p. 209–219.

CUBRINOVSKI, M.; ISHIHARA, K. Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils. *Soils and Foundations*, v. 39, n. 5, p. 61–71, out. 1999.

CUBRINOVSKI, M.; ISHIHARA, K. Flow potential of sandy soils with different grain compositions. *Soils and Foundations*, v. 40, n. 4, p. 103–119, ago. 2000.

CUBRINOVSKI, M.; ISHIHARA, K. Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundations*, v. 42, n. 6, p. 65–78, dez. 2002.

CUBRINOVSKI, M.; REES, S.; BOWMAN, E. Chapter 6 - Effects of non-plastic fines on liquefaction resistance of sandy soils. In: GAREVSKI, M.; ANSAL, A. (Ed.). *Earthquake engineering in europe*. Dordrecht, Netherlands: Springer (Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering), 2010. v. 17, p. 125–144.

DARONCO, J. V. L. Estudo do comportamento de resíduo de mineração melhorado com cimento. Trabalho de conclusão (Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

DALLA ROSA, A. Estudo dos parâmetros chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DAVIES, M. P. Impounded mine tailings: what are the failures telling us? *CIM Bulletin (Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin)*, v. 94, n. 1052, p. 53–59, jul. 2001.

DAVIES, M. P. Filtered dry stacked tailings: the fundamentals. In: *Proceedings Tailings and Mine Waste 2011*. Fairmont Pacific Rim, Vancouver, Canada: University of British Columbia; Colorado State University; University of Alberta, 2011. p. 9.

DAVIES, M. P.; LUPO, J.; MARTIN, T.; MCROBERTS, E.; MUSSE, M.; RITCHIE, D. Dewatered tailings practice: trends and observations. In: *Proceedings Tailings and Mine Waste 2010*. London: CRC Press, 2011. p. 10.

DAVIES, M. P.; MARTIN, T. E. Upstream constructed tailings dams: a review of the basics. In: *Proceedings Tailings and Mine Waste 2000*. London: CRC Press, 2000. p. 3–15

Diambra, A., Ibraim, E., Peccin, A., Consoli, N.C., Festugato, L. Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 143 (5), 04017003, 2017.

DUARTE, H. A. Ferro – um elemento químico estratégico que permeia história, economia e sociedade. *Quim. Nova*, 42 (10), 2019.

EDRAKI, M.; BAUMGARTL, T.; MANLAPIG, E.; BRADSHAW, D.; FRANKS, D. M.; MO-RAN, C. J. Designing mine tailings for better environmental, social and economic outcomes: a review of alternative approaches. *Journal of Cleaner Production*, v. 84, p. 411–420, dez. 2014.

FERNANDES, G. *Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados a geossintéticos*. 282 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

Fernandez-Iglesias, A, Corrêa de Araujo, A, Andrés, S, Xuan, W, Luiña, R & Álvarez, V. Study of environmental feasibility of paste and thickened tailings by life-cycle assessment. In R Jewell, AB Fourie, J Caldwell & J Pimenta (eds), *Paste 2013: Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 349-363, 2013.

FESTUGATO, L. Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

FESTUGATO, L. Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de 564 resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. 2011. 221 f. Tese (Doutorado em 565 Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do 566 Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. (2013). Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. *Géotechnique Letters*, v. 3, n. 1, p. 5-12.

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. (2015). Cyclic shear behavior of fibre-reinforced mine tailings. *Geosynthetics International*, v. 22, n. 2, p. 196-206.

FESTUGATO, L., SILVA, A. P., DIAMBRA, A., CONSOLI, N. C., IBRAIM, E. Modelling tensile/compressive strength ratio of fibre reinforced cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, p. 155-165, 2018.

FESTUGATO, L.; IBRAIM, E. ; CORTE, M. B. ; DIAMBRA, A. . Multiaxial behaviour of compacted artificially lightly cemented sands. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, v. 149, p. 04023118, 2023.

FILHO, R. D. T., KOENDERS, E. A. B., PEPE, M., CORDEIRO, G. Rio 2016 sustainable construction commitments lead to new developments in recycled aggregate concrete. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, [s. l.], v. 166, n. 6, p. 28 35, 2013.

FLÓREZ-GÁLVEZ, J.H. Efeito da adição de fibras no comportamento de uma areia sob carregamentos cíclicos. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. 144 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FÖRSTNER, U. Introduction. In: AZCUE, J. M. (Ed.). *Environmental impacts of mining activities: emphasis on mitigation and remedial measures*. Berlin, Germany: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1999. p. 1–3.

FOTOVVAT, A. reza; SADREKARIMI, A. Instability of a gold mine tailings subjected to different stress paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 148, n. 5, p. 13, fev. 2022.

FRYDMAN, S.; ZEITLEN, J.; ALPAN, I. Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils. *Journal of Testing and Evaluation*, v. 1, n. 1, p. 37–41, 1973. <https://doi.org/10.1520/JTE11599J>

FYFE, W. S. The environmental crisis: quantifying geosphere interactions. *Science*, v. 213, n. 4503, p. 105–110, jul. 1981.

GAO, Z. and ZHAO, J. Efficient Approach to Characterize Strength Anisotropy in Soils. *Journal of Engineering Mechanics*, v.138, n.12, p.1447-1456, 2012.

GAJO, A.; WOOD, D.M. Severn–Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the q – p formulation. *Géotechnique*, v. 49, n. 5, p. 595–614, 1999. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.595>.

GOMES, M. A. *Caracterização tecnológica no aproveitamento do rejeito de minério de ferro*. 88 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009a.

GOMES, M. F. M. *Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subproduto da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro*. 193 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009b.

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

GONELLA, J. D. S. L.; REINAS, A. M.; PARRA, J. A.; MORALES, A. G. Mapeamento dos impactos ambientais do setor de mineração no estado de Minas Gerais. *Periódico Eletrônico Fórum Ambiental da Alta Paulista*, v. 11, n. 7, p. 127–132, dez. 2015. 33

GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.109, n.3, p. 335-353, 1983.

GUMIERI, A. G.; BUENO, B. S.; MINETTE, D. C. L. E. Estudo do adensamento de rejeitos de mineração. In: *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Brasília: COBRAMSEG, 1998. v. 3, p. 1823–1827.

HANNANT, L. Fiber-reinforced cements and concretes. In: J. M. ILLSTON. *Construction Materials; their nature and behavior*. 2ed. London: J. M. Illston/E & FN Spon, p.359-403, 1994.

HAWLEY, P. M.; CUNNING, J. *Guidelines for mine waste dump and stockpile design*. 1. ed. Canada: CRC Press, 2017. 370

HEAD, K. H. *Manual of soil laboratory testing: soil classification and compaction tests*. 3. ed. Scotland: Whittles Publishing, 2006. v. 1. 416 p.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. *Manual of soil laboratory testing: permeability, shear strength and compressibility tests*. 3. ed. Scotland: Whittles Publishing, 2011. v. 2. 499 p.

HEAD, K. H.; EPPS, R. J. *Manual of soil laboratory testing: effective stress tests*. 3. ed. Scotland: Whittles Publishing, 2014. v. 3. 416 p.

HIGHT, D. W.; GENS, A.; SYMES, M. J. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Géotechnique*, v. 33, n. 4, p. 355–383, 1983. <https://doi.org/10.1680/geot.1983.33.4.355>

HILSON, G. Abatement of mercury pollution in the small-scale gold mining industry: restructuring the policy and research agendas. *Science of The Total Environment*, v. 362, n. 1-3, p. 1–14, jun. 2006.

HOLLAWAY, L. Polymers and polymer composites. In: J. M. ILLSTON. *Construction Materials; their nature and behavior*. London: J. M. Illston/E & FN Spon, 2ed., p.321-358, 1994.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D.; SHEAHAN, T. C. *An introduction to geotechnical engineering*. 2. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2010. 864 p.

HU, L.; WU, H.; ZHANG, L.; ZHANG, P.; WEN, Q. Geotechnical properties of mine tailings. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 2, p. 10, fev. 2017.

HUANG, J. T., AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998.

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

JAMES, M.; AUBERTIN, M.; WIJEWICKREME, D.; WILSON, G. W. A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 48, n. 11, p. 1587–1600, nov. 2011.

JOHNSTON, C. D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: *Advances in concrete technology*. 2ed. Ottawa: V. M. Malhorta, p. 603-673, 1994.

KO, H. Y.; SCOTT, R. F. Deformation of Sand in Shear. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, v. 93, SM5, p. 283-310, 1967.

KOSSOFF, D.; DUBBIN, W. E.; ALFREDSSON, M.; EDWARDS, S. J.; MACKLIN, M. G.; HUDSON-EDWARDS, K. A. Mine tailings dams: characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. *Applied Geochemistry*, v. 51, p. 229–245, dez. 2014.

KRYNINE, D. P. *Soil mechanics: its principles and structural applications*. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1947. 511 p.

LADE, P. V.; LIGGIO, C. D.; YAMAMURO, J. A. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotechnical Testing Journal*, v. 21, n. 4, p. 336–347, dez. 1998.

LADE, P. V.; DUNCAN, J. M. Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, v. 99, (SM10), p. 793–781, 1973. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(74\)91579-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(74)91579-4)

LADE, P. V.; KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials II. Yield criterion and plastic work contours. *Computers and Geotechnics*, v. 6, n. 1, p. 13-29, 1988a. [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(88\)90053-5](https://doi.org/10.1016/0266-352X(88)90053-5)

LADE, P. V.; KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials III. Comparisons with experimental data. *Computers and Geotechnics*, v. 6,, n.1 p. 31-47, 1988b. [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(88\)90054-7](https://doi.org/10.1016/0266-352X(88)90054-7)

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 10, p. 1373-1387, 1989. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1989\)115:10\(1373\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:10(1373))

LADE, P. V.; PRABUCKI, M. J. Softening and preshearing effects in sand. *Soils and Foundations*, v. 35, n. 4, p. 93–104, 1995. https://doi.org/10.3208/sandf.35.4_93

LADE, P. V.; TRADS, N. The role of cementation in the behaviour of cemented soils. *Geotechnical Research*, v. 1, n. 4, p. 111–132, 2014. <https://doi.org/10.1680/gr.14.00011>

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: J. Wiley, 1969.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks. *Géotechnique*, 1990.

LI, W.; COOP, M. R. Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 56, n. 3, p. 420–435, mar. 2019.

LOPES, M. C. O. *Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência dos parâmetros de resistência*. 189 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) — Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

LUPO, J., HALL, J. Dry Stack Tailings – Design Considerations. Proceedings of International conference, 14th, Tailings and mine waste. Vail, Colorado, Estados Unidos, 2010.

LUZ, A. B., SAMPAIO, J. A., ALMEIDA, S. L. M. *Tratamento de minérios*. Centro Tecnologia Mineral, Rio de Janeiro, 2004.

LUZ, A. B.; LINS, F. A. F. Capítulo 1 - Introdução ao tratamento de minérios. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. (Ed.). *Tratamento de minérios*. Rio de Janeiro: CETEM, 2018. p. 3–20.

MANDOLINI, A., 2014. Investigation of the strength anisotropy of fibre reinforced sands under generalised condition using the HCTA. University of Bristol. 158p Thesis (MS.) – Department of Civil

MANDOLINI, A., 2018. Change in elastic properties of sand under very large number of low amplitude multiaxial cyclic loadings. 253p Thesis (PhD) – Department of Civil Engineering, University of Bristol, UK, 2018. Engineering, University of Bristol, UK, 2014.

MARTINS, J.; LIMA, R. M. F.; BORGES, A. A. M.; BORGES, A. A.; JUNIOR, G. G. O. O aproveitamento de lamas de minério de ferro por flotação colunar. In: *XIX Encontro*

Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa. Recife, Pernambuco: ENTMMME, 2002. p. 211–215.

MITCHELL, J. K. Soil improvement—state-of-the-art report. In: Proceedings 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering. International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, p. 509-565, 1981.

MOLENKAMP, F.; LUGER, H.J. Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils. *Géotechnique*, v. 31, n. 4, p. 471-486, 1981. <https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.4.471>

MONTARDO, J.P. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 1999.

MORETTI, M. R.; CRUZ, P. T. Aterros hidráulicos e sua aplicação na construção de barragens. In: CRUZ, P. T. (Ed.). *100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. p. 556–591.

MURTHY, V. N. S. *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. 1. ed. New York: CRC Press, 2002. 1056 p.

NEWLAND, P. L.; ALLELY, B. H. Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials. *Géotechnique*, v. 7, n. 1, p. 17–34, 1957. <https://doi.org/10.1680/geot.1957.7.1.17>

NIERWINSKI, H. P. Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 2019.

NISHIJIMA, M.; ROCHA, F. F. An economic investigation of the dengue incidence as a result of a tailings dam accident in Brazil. *Journal of Environmental Management*, v. 253, p. 6, jan. 2020.

OLIVEIRA-FILHO, W. L., ABRÃO, P. Disposição de rejeitos de mineração. In: ZUQUETTE, L. V. (Org.). *Geotecnia Ambiental*. Elsevier, Rio de Janeiro, 2015.

PINTO, C. S. P. Curso básico de Mecânica dos Solos. Oficina de texto, 2011.

PRAÇA, L. P. L. Comportamento químico e mecânico de rejeitos de mineração de zinco sob baixas a altas tensões efetivas. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

PRESOTTI, E. S. Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

QUARESMA, L. F. Balanço mineral brasileiro 2001. Departamento nacional de produção mineral, DNPM, Brasília, 2001.

QUINTELAS, A. C. F.; BECKER, L. B.; MOURA, M. V. S. Influence of the relative density on the friction angle of iron tailings from the Fundão Dam. In: 13th International Symposium on Landslides (ISL2020). Cartagena, Colombia: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2020. p. 7. 33, 34, 39

REDDY, K. R., SAXENA, S. K., BUDIMAN, J. S. Development of a true triaxial testing apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 15, 2, p. 89-105, 1992.

RUSSO, F. M. *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. 331 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

SAEDI, A.; JAMSHIDI-ZANJANI, A.; DARBAN, A. K. A review on different methods of activating tailings to improve their cementitious property as cemented paste and reusability. *Journal of Environmental Management*, v. 270, p. 13, set. 2020.

SAEDI, A.; JAMSHIDI-ZANJANI, A.; DARBAN, A. K. A review of additives used in the cemented paste tailings: environmental aspects and application. *Journal of Environmental Management*, v. 289, p. 15, jul. 2021.

SARSBY, R. W. *Environmental geotechnics*. 2. ed. London: ICE Publishing, 2013. 538 p.

SAYÃO, A.; VAID, Y. P. A critical assessment of stress nonuniformities in hollow cylinder test specimens. *Soils and Foundations*, v. 31, n. 1, p. 60–72, 1991. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.31.60>

SENÇO, W. Manual de técnicas de pavimentação. São Paulo: Pini, 2001.

SILVA, J. P. S. *Comportamento mecânico de rejeitos de mineração de ferro sob a ótica dos estados críticos*. 117 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília, 2022.

SILVA, J. P. S.; CACCIARI, P. P.; RIBEIRO, L. F. M.; JEFFERIES, M. Influence of compaction on small-strain shear modulus of iron ore tailings. *Geotechnical Engineering*, v. 175, n. 2, p. 247–260, abr. 2022a.

SILVA, J. P. S.; CACCIARI, P. P.; TORRES, V. F. N.; RIBEIRO, L. F. M.; ASSIS, A. P. Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil mechanics. *Soils and Rocks*, v. 45, n. 2, p. 13, abr.-jun. 2022b.

SILVANI, C. Solos artificialmente cimentados em célula cúbica: isotropia a pequenas deformações e na ruptura. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 2017.

SIVATHAYALAN, S.; VAID, Y.P., Truly undrained response of granular soils with no membrane-penetration effects. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 35, n. 5, p.730–739, 1998. <https://doi.org/10.1139/t98-048>.

SOARES, J. M. D. *Medição local de deformações com transdutores utilizando o princípio do efeito Hall*. 186 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

SOARES, L. Capítulo 19 - Barragem de rejeitos. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. (Ed.). *Tratamento de minérios*. Rio de Janeiro: CETEM, 2018. p. 831–896.

SOMASUNDARAN, P. Principles of flocculation, dispersion, and selective flocculation. In: Somasundaran, P. *Fine particles processing*, 1980.

SPETCH, L. P. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

TATSUOKA, F.; LO PRESTI, D.; KOHATA, Y. Deformation Characteristics of Soils and Soft Rocks under Monotonic and Cyclic Loads and Their Relationships. In U. of Missouri-- Rolla, ed. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri, 1995.

TAYLOR, D. W. *Fundamentals of soil mechanics*. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1948. 711 p.

TAYLOR, G. D. *Materials in construction: principles, practice and performance*. 2^a ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.

TEODORO, J. M. Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas. Dissertação (Mestrado) — Escola de São Carlos/ USP, São Paulo, 1999.

TERZAGHI, K. V. *Theoretical soil mechanics*. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1943. 525 p.

TERZAGHI, K. V.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996. 592 p.

TOMASI, L. F. Comportamento mecânico de resíduo de mineração estabilizado com cimento. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. *Soil mechanics, foundations and earth structures: an introduction to the theory and practice of design and construction*. 1. ed. New York: McGraw-Hill, 1951. 680 p.

WHITLOW, R. *Basic soil mechanics*. 3. ed. Edinburgh Gate, London: Addison Wesley Longman, 1996. 576 p.

WILLAM, K. J., AND E. P. WARNKE. 1975. "Constitutive models for the triaxial behavior of concrete." In Vol. 19 of Proc., of the Int. Association for Bridge and Structural Engineering, 1–30. Red Hook, NY: Curran Associates. <https://doi.org/10.5169/seals-17526>.

WILLIAMS, H. S. Development of a True Triaxial Apparatus for Soil. Ph.D. Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering. Louisiana State University. Louisiana, 1994.

WILLS, B. A.; FINCH, J. A. *Wills' mineral processing technology: an introduction to the practical aspects of ore treatment and mineral recovery*. 8. ed. Oxford; Waltham: Butterworth-Heinemann (Elsevier), 2016. 498 p.

WOLFF, A. P. *Caracterização de rejeitos de minério de ferro de minas da Vale*. 106 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009

VAID, Y. P.; SAYÃO, A.; ENHUANG, H.; NEGUSSEY, D. Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, n. 5, p. 601–616, 1990. <https://doi.org/10.1139/t90-075>

VAN ZYL, D. Chapter 12 - Mine waste disposal. In: DANIEL, D. E. (Ed.). *Geotechnical practice for waste disposal*. [S.l.]: Chapman & Hall, 1993. p. 265–280.

VENSON, G. I. Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

VENDRUSCOLO, M. A. Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais. 2003. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

VENKATRAMAIAH, C. *Geotechnical engineering*. 3. ed. New Delhi, India: New Age International, 2006. 946 p.

VICK, S.G. *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. John Wiley & Sons, Inc., 369p, 1983.

VILLAR, L. H. A. *Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita*. 461 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ZHANG, S.; XUE, X.; LIU, X.; DUAN, P.; YANG, H.; JIANG, T.; WANG, D.; LIU, R. Current situation and comprehensive utilization of iron ore tailing resources. *Journal of Mining Science*, v. 42, n. 4, p. 403–408, jul. 2006.