

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

COMPORTAMENTO DE HIDRATAÇÃO E RESPOSTA CISALHANTE
CÍCLICA DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO CIMENTADO REFORÇADO
COM FIBRAS

Lucas Festugato

Porto Alegre
2011

Lucas Festugato

**COMPORTAMENTO DE HIDRATAÇÃO E RESPOSTA
CISALHANTE CÍCLICA DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO
CIMENTADO REFORÇADO COM FIBRAS**

TESE 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 DOUTOR
EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO: PROF. PH.D. NILO
CESAR CONSOLI E PROF. DR. TECHN. MARCELO MAIA
ROCHA

Porto Alegre
2011

F418c Festugato, Lucas

Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras / Lucas Festugato. – 2011.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2011.

Orientadores: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli e Prof. Dr. Marcelo Maia Rocha

1. Solo reforçado - Ensaio. 2. Fibras de polipropileno. 3. Solo cimentado. 4. Resíduos minerais. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Rocha, Marcelo Maia, orient. III. Título.

CDU-624.131.28(043)

LUCAS FESTUGATO

**COMPORTAMENTO DE HIDRATAÇÃO E REPOSTA
CISALHANTE CÍCLICA DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO
CIMENTADO REFORÇADO COM FIBRAS**

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

Porto Alegre, 2011

Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Marcelo Maia Rocha
Dr.Techn. pela Universität Innsbruck
Orientador

Luiz Carlos Pinto Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA:

**Professor Pedro Domingos Marques
Prietto**
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Professor Roberto Quental Coutinho
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Professor Samir Maghous
Ph.D. pela Université de Marne La Vallée

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ph.D Nilo Cesar Consoli todo o estímulo e motivação demonstrados ao longo do desenvolvimento da tese. Desde a sugestão do tema, sou muito grato por toda a orientação deste trabalho. És meu maior exemplo de profissional pesquisador! Agradeço, da mesma forma, ao Prof. Dr.Techn. Marcelo Maia Rocha as contribuições, especialmente, relativas à implementação e coleta das medidas de rigidez com *bender elements*.

Professores Ph.D Andy Fourie e Ph.D Martin Fahey, obrigado pela hospitalidade e por viabilizar a condução dos ensaios no *Centre for Offshore Foundation Systems* na *The University of Western Australia*. Seus conselhos e sugestões foram de grande valia para concretização desta tese.

À família agradeço o apoio e a compreensão da ausência, especialmente durante os trezentos e cinquenta e nove dias que fiquei fora do país para realização dos ensaios. Mãe e Pai, obrigado por tudo, inclusive pela matrícula na aula de Inglês quando tinha oito anos de idade. Fez toda a diferença.

À Marina, minha pequena, agradeço a confiança e o companheirismo. Adia teus planos, interrompeste a graduação e mergulhaste em uma jornada, por sete meses, milhares de quilômetros longe de casa para continuarmos juntos. Serei sempre grato. *Thanks heaps, tiny little Mah!*

Aos amigos, todos, novos e antigos, muito obrigado! Os momentos de descontração catalisaram a energia para o desenvolvimento do trabalho.

Agradeço aos colegas todo o apoio. Amanda, Caberlon, Chico, Floss, Fonini, José, Luizmar, Manu, Vítor, todos Mestres e/ou Doutores, muito obrigado pelo incentivo e pela amizade. Laboratorista João Nelson, obrigado pela ajuda e pela amizade. Professor Dr. Roberto Quental Coutinho e Dr. Ricardo Severo, muito obrigado pela parceria estabelecida para a execução do equipamento.

Marcel, Maurício, Rafael e Franco, em ordem cronológica, obrigado pelo apoio! A ajuda dos auxiliares de pesquisa foi fundamental para o desenvolvimento dos trabalhos paralelos, correlatos ao tema da tese, que deram suporte às conclusões alcançadas.

Dan Hodges e Megan Waslke, muito obrigado por todo o suporte, dentro e fora da faculdade, durante o ano que moramos no mesmo país. As aulas de pronúncia correta do Inglês Australiano, as dicas sobre as atividades cotidianas, as caronas e os *flat whites* permitiram minha adaptação tão rápida no exterior.

Demonstro minha imensa gratidão ao CNPq por, única e exclusivamente, através do estudo, sustentar e garantir a ascensão social dos acadêmicos por meio da concessão de bolsas de Doutorado.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE QUADROS	19
RESUMO.....	24
1 INTRODUÇÃO	25
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	25
1.2 OBJETIVOS	27
1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS	28
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	29
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
2.2 SOLOS REFORÇADOS	30
2.2.1 Fibras como Reforço de Solos.....	30
2.2.2 Compósitos Reforçados com Fibras	32
2.2.3 Tipos de Fibras Utilizadas como Reforço	35
2.2.4 Compósitos Fibrosos Sob Carregamentos Cíclicos.....	39
2.2.5 Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais	43
2.2.6 Alterações na Propriedade dos Solos pela Inclusão de Fibras.....	60
2.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ A PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES	68
2.3.1 Transdutores Piezoelétricos	68
2.3.2 <i>Bender Elements</i>	69
2.3.3 Transdutor de Compressão	70
2.3.4 Ondas Sísmicas.....	71
2.3.5 Módulo de Cisalhamento Máximo, $G_{MÁX}$	74
2.3.6 Método da Primeira Chegada da Onda de Resposta.....	77
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	78
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	78
3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS	78
3.2.1 Ensaio de Medida da Retração Química	79
3.2.2 Ensaio de Hidratação	80
3.2.3 Ensaio <i>Simple Shear</i>	81
3.3 MATERIAIS	83
3.3.1 Resíduo de mineração.....	83
3.3.2 Cimento	85
3.3.3 Fibras	85
3.3.4 Água	87

3.4	MÉTODOS.....	87
3.4.1	Procedimento de Ensaio para Medida da Retração Química	87
3.4.2	Execução dos Ensaios de Hidratação	89
3.4.3	Preparação das Amostras e Procedimento de Ensaio <i>Simple Shear</i>	92
4	RESULTADOS E ANÁLISES	95
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	95
4.1.1	Retração Química	95
4.1.2	<i>Simple Shear</i>	96
4.2	RETRAÇÃO QUÍMICA	98
4.2.1	Considerações sobre Análise da Retração Química	103
4.3	RIGIDEZ AO LONGO DA HIDRATAÇÃO	103
4.3.1	Previsão da Rigidez Inicial, G_0	105
4.3.2	Considerações sobre o Desenvolvimento de Rigidez.....	110
4.4	RESPOSTA CISALHANTE	111
4.4.1	Comportamento Cisalhante Monotônico.....	111
4.4.2	Comportamento Cisalhante Cíclico sob Deformação Controlada.....	117
4.4.3	Comportamento Cisalhante Cíclico sob Tensão Controlada.....	137
4.4.4	Comparação do Comportamento Cíclico das Amostras Cimentadas.....	161
4.4.5	Módulo Cisalhante, G	167
4.4.6	Trajétórias de Tensões e Envoltórias de Resistência.....	171
4.4.7	Modo de Ruptura	176
4.4.8	Considerações Acerca da Resposta Cisalhante	178
4.5	RESULTADOS COMPLEMENTARES PARA CORROBORAR ANÁLISE.....	181
4.5.1	Comportamento de Endurecimento, Parâmetros de Resistência e Dilatância	181
4.5.2	Previsão e Ganho de Resistência Não Confinada de Misturas Cimentadas ...	192
4.5.3	Medida e Previsão da Rigidez	198
4.5.4	Considerações Sobre os Resultados Complementares	200
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	202
5.1	CONCLUSÕES	202
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	207

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994).....	35
Figura 2.2: Comparação da Relação de Tensão versus o Número de Ciclos para Liquefação Inicial: a partir de ensaios cíclicos em amostras reforçadas com diferentes materiais e não-reforçadas (Uzdavines 1987, em Maher e Woods (1990)).....	40
Figura 2.3: – Idealização de solo reforçado sob carregamento não estático (adaptado de Hoyos <i>et al.</i> (2004)).....	42
Figura 2.4:– Variação de G_{max} com σ'_0 de misturas solo-cal reforçadas com fibras de polipropileno (Hoyos <i>et al.</i> , 2004).....	42
Figura 2.5: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown <i>et al.</i> , 1978).45	
Figura 2.6: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983).....	46
Figura 2.12: Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão.....	68
Figura 2.13: (a) Bender element; (b) esquema de funcionamento. (Dyvik e Madshus, 1985 adaptado de Ferreira (2003)).....	69
Figura 2.14: Transdutor de Compressão: (a) diagrama de ligações, polarização e deformação; (b) esquema de funcionamento (adaptado de Brignoli <i>et al.</i> , 1996).....	71
Figura 2.15: Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S. (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).....	73
Figura 2.16: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades VP e VS num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003).....	74
Figura 2.17: Definição da distância percorrida pelas ondas.....	76
Figura 2.18: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.....	77
Figura 3.1: Distribuição granulométrica do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).	83
Figura 3.2: Resultado de ensaio de tração das fibras empregadas: (a) curva tensão deformação e (b) Módulo Secante.....	86
Figura 3.3: Ilustração esquemática do ensaio para medida da retração química (adaptada de ASTM C 1608, 2007).	88
Figura 3.4: Foto de ensaios em execução.	89

Figura 3.5: Configuração do ensaio de hidratação com <i>bender elements</i>	91
Figura 3.6: Imagem de um ensaio de hidratação com <i>bender elements</i> em execução.	91
Figura 3.7: Amostra devidamente posicionada no equipamento <i>simple shear</i>	93
Figura 4.1: Tensões atuantes em um elemento de <i>simple shear</i> idealizado.	97
Figura 4.2: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 5% de cimento; b) resíduo de mineração com 5% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação a/c=6; d) resultados agrupados.....	99
Figura 4.3: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 7,5% de cimento; b) resíduo de mineração com 7,5% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação a/c=4; d) resultados agrupados.....	100
Figura 4.4: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 10% de cimento; b) resíduo de mineração com 10% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação a/c=3; d) resultados agrupados.....	101
Figura 4.5: Comparação da evolução da retração química com o tempo das diferentes misturas com diferentes teores de cimento.	102
Figura 4.6: Ensaio de hidratação em resíduo de mineração cimentado reforçado e não reforçado com fibras. Medidas de <i>Bender Elements</i> . Evolução da rigidez inicial, G_0 , ao longo do tempo.	104
Figura 4.7: Ensaio de hidratação em resíduo de mineração cimentado reforçado e não reforçado com fibras. Medidas de poro-pressão e pressão confinante. Evolução da pressão efetiva ao longo do tempo.	105
Figura 4.8: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , e relação vazios/cimento, η/C_{iv} , para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras. Melhor ajuste.	106
Figura 4.9: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , e relação vazios/cimento, η/C_{iv} , para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras. Ajuste com o coeficiente 0,13.	107
Figura 4.10: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , dividida pela relação vazios/cimento, η/C_{iv} , e o tempo para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras.	108
Figura 4.11: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , dividida pela relação vazios/cimento, η/C_{iv} , e o tempo para misturas de resíduo de mineração cimentado não reforçado e reforçado com	

<p> fibras. Em (a), resultados agrupados com respectivos diferentes ajustes e, em (b), resultados agrupados e ajustados pela mesma equação. </p>	<p> 109 </p>
<p> Figura 4.12: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ, em relação à deformação cisalhante, γ. (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu, e tensão vertical efetiva, σ'_v, em função da deformação cisalhante, γ. (d) a tensão cisalhante, τ, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v. </p>	<p> 112 </p>
<p> Figura 4.13: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ, em relação à deformação cisalhante, γ. (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu, e tensão vertical efetiva, σ'_v, em função da deformação cisalhante, γ. (d) a tensão cisalhante, τ, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v. </p>	<p> 114 </p>
<p> Figura 4.14: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ, em relação à deformação cisalhante, γ. (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu, e tensão vertical efetiva, σ'_v, em função da deformação cisalhante, γ. (d) a tensão cisalhante, τ, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v. </p>	<p> 115 </p>
<p> Figura 4.15: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ, em relação à deformação cisalhante, γ. (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu, e tensão vertical efetiva, σ'_v, em função da deformação cisalhante, γ. (d) a tensão cisalhante, τ, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v. </p>	<p> 116 </p>
<p> Figura 4.16: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ, em relação à deformação cisalhante, γ. (b) tensão cisalhante, τ, em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu, e tensão vertical efetiva, σ'_v, em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v. (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. </p>	<p> 119 </p>
<p> Figura 4.17: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante </p>	

controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 120

Figura 4.18: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 122

Figura 4.19: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 123

Figura 4.20: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 126

Figura 4.21: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e)

tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 127

Figura 4.22: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 4,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 129

Figura 4.23: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 130

Figura 4.24: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 132

Figura 4.25: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 133

Figura 4.26: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 4,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão

cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 135

Figura 4.27: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 136

Figura 4.28: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 139

Figura 4.29: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 140

Figura 4.30: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 200kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 142

Figura 4.31: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-

pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 143

Figura 4.32: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\ inicial=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 145

Figura 4.33: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 200kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\ inicial=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 146

Figura 4.34: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\ inicial=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 148

Figura 4.35: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\ inicial=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 150

Figura 4.36: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\ inicial=0,4$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação

cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 151

Figura 4.37: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 50 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\text{ inicial}=0,5$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 153

Figura 4.38: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 60 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\text{ inicial}=0,6$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v 154

Figura 4.39: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\text{ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 156

Figura 4.40: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v\text{ inicial}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante. 158

Figura 4.41: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$

inicial=0,4). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v	159
Figura 4.42: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 60 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial=0,6). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v	161
Figura 4.43: Razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial, com o número de ciclos em ensaios com deformação controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.....	162
Figura 4.44: Deformação cisalhante com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para cada razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.....	163
Figura 4.45: Comparação da deformação cisalhante do material não reforçado e do material reforçado com fibras com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial, de 0,6.....	164
Figura 4.46: Comparação da razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial, em função do número de ciclos em ensaios com $\pm 2,5\%$ deformação cisalhante controlada sob 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.	166
Figura 4.47: Comparação da deformação cisalhante com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial, de 0,2. (a) resíduo	

de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.	167
Figura 4.48: Módulo cisalhante, G, com o número de ciclos em ensaios com deformação controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.	168
Figura 4.49: Módulo cisalhante, G, com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para cada razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}$. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.	169
Figura 4.50: Módulo cisalhante, G, com o número de ciclos sob 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.....	170
Figura 4.51: Comparação da rigidez com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada, para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, para a razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}$, de 0,2. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.	171
Figura 4.52: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração não cimentado não reforçado. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$, $\gamma=\pm 2,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=50kPa$, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$) e envoltória de ruptura.	172
Figura 4.53: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$, $\gamma=\pm 2,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$) e envoltória de ruptura. (b) ensaios cíclicos com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=50kPa$ e $100kPa$, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,2$) e envoltória de ruptura.....	173
Figura 4.54: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração cimentado não reforçado. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$, $\gamma=\pm 4,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}=0,5$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v\ inicial}=100kPa$) e envoltória de ruptura.	174

Figura 4.55: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\gamma=\pm 7,0\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,4$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura.	175
Figura 4.56: Amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado após cisalhamento sob condições monotônicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$).....	176
Figura 4.57: Amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras após cisalhamento sob condições monotônicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$).....	177
Figura 4.58: Amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado após cisalhamento sob condições cíclicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=50\text{kPa}$, $\gamma=\pm 2,5\%$).....	178
Figura 4.59: Amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras após cisalhamento sob condições cíclicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=50\text{kPa}$, $\gamma=\pm 2,5\%$).....	178
Figura 4.60: Curvas resistência versus deformação distorcional e volumétrica versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço com (a) densidade relativa de 50% e (b) densidade relativa de 90%.....	184
Figura 4.61: Curvas resistência <i>versus</i> deformação distorcional e variação volumétrica versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 50mm e 100dtx com (a) 50% de densidade relativa e (b) 90% de densidade relativa.....	187
Figura 4.62: Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material com e sem reforço para densidades relativas de 50 e 90%	189
Figura 4.63: Comportamento normalizado q/p' versus dilatância da areia não-reforçada com diferentes densidades relativas	191
Figura 4.64: Comportamento normalizado q/p' versus dilatância da areia reforçada com fibras em diferentes densidades relativas	192
Figura 4.65: Variação da resistência à compressão diametral, q_t , e da resistência à compressão não confinada, q_u , com a relação porosidade/teor volumétrico de cimento.	194
Figura 4.66: Resistência não confinada em função da relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente para as amostras cimentadas reforçadas com fibras e não reforçadas.	196

Figura 4.67: Variação da resistência à compressão diametral com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para o material não reforçado e para o material reforçado com fibras.	197
Figura 4.68: Correlação única entre a resistência à compressão não confinada e o nível de compactação, nível de cimentação e o teor de fibras de misturas areno-siltosas cimentadas.	198
Figura 4.69: Variação do módulo de rigidez cisalhante inicial, G_0 , de com a relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cal ajustado de misturas de areno-argilosas cimentadas.	199

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Ensaios <i>in situ</i> para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).	75
Quadro 3.1: Misturas cimentadas estudadas.....	79
Quadro 3.2: Misturas estudadas com ensaios de hidratação.	80
Quadro 3.3: Misturas e variáveis investigadas nos ensaios <i>simple shear</i>	82
Quadro 3.4: Índices físicos do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).	84
Quadro 3.5: Composição mineralógica quantificada do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).....	84
Quadro 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras.....	86
Quadro 4.1: Parâmetros de resistência dos materiais estudados.	175
Quadro 4.2: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às primeiras porções das envoltórias de ruptura.....	190

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

δ	Relativo a incrementos
ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação distorcional
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'_c	Ângulo de atrito interno no estado crítico
γ_s	Peso específico real dos grãos
v	Volume específico
λ	Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v:ln p'$
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
σ_a, σ_r	Tensões principais axial e radial
η	Inclinação da LIC no plano normalizado $q/p'_e:p'/p'_e$
ψ	Parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 1985)
κ	Declividade da linha de expansão no plano $v:ln p'$
ω	Teor de umidade
$\omega_{\acute{o}timo}$	Teor de umidade ótimo de compactação
'	Relativo a tensões efetivas
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
c'	Intercepto coesivo efetivo
CBR	California Bearing Ratio
C_c	Coefficiente de curvatura
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado
C_u	Coefficiente de uniformidade
d	Diâmetro da fibra
D_{10}	Diâmetro efetivo das partículas

D_{50}	Diâmetro médio das partículas
dtex	Unidade representativa da espessura dos filamentos (1dtex=1g/10000m)
E	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
F_a	Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra
F_t	Resistência à tração da fibra
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico
K_0	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
l	Comprimento da fibra
l/d	Índice aspecto ou fator de forma
LEC	Linha do Estado Crítico
LIC	Linha Isotrópica de Compressão
M	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
N	Volume específico ou intercepto da LIC para $p'=1\text{kPa}$, no plano $v:ln p'$
NBR	Norma Brasileira
p'	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ou $(\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
p'_e	Pressão equivalente
PET	Polietileno tereftalato
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
q	Tensão desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ou $(\sigma_a - \sigma_r)$
q_t	Resistência à compressão diametral
q_u	Resistência à compressão simples
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Δu	Incremento de poro-pressão
γ	Deformação cisalhante
$\gamma_{máx}$	Deformação cisalhante máxima

$\gamma_{\text{mín}}$	Deformação cisalhante mínima
σ'_v	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{v \text{ inicial}}$	Tensão vertical efetiva inicial
τ	Tensão cisalhante
$\tau_{\text{cíc máx}}$	Tensão cisalhante cíclica máxima
$\tau_{\text{cíc mín}}$	Tensão cisalhante cíclica mínima

RESUMO

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.** 2011. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

As propriedades do solo cotidianamente podem não ser adequadas às características e às necessidades de projeto. É apresentada, como alternativa, a técnica de reforço com inclusão de elementos fibrosos à matriz de solo cimentado e não cimentado. Ainda, embora comuns, o comportamento do solo frente a solicitações cíclicas não é completamente conhecido. Nesse sentido, o estudo do comportamento de hidratação e da resposta cisalhante cíclica de um resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras é objetivado. Para tanto, medidas de retração química, medidas de rigidez ao longo da hidratação e ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos foram realizados com resíduo de mineração cimentado e não cimentado, reforçado com fibras e não reforçado. O resíduo, oriundo da mineração de ouro, um silte arenoso com traços de argila, foi cimentado com diferentes teores de cimento Portland, entre 0% e 10% em relação à massa de solo seco, e reforçado com 0% e 0,5%, em relação à massa de sólidos secos, de fibras de polipropileno de 50mm de comprimento e 0,1mm de espessura, equivalentes a um índice aspecto de 500. Os resultados demonstraram que as fibras não afetaram o processo de hidratação das misturas de resíduo de mineração cimentadas, que apresentam tendência de atenuação logarítmica da retração química com o tempo. Quanto maiores as relações água/cimento, maior o nível de retração química. A inclusão de fibras a misturas de resíduo de mineração cimentadas, da mesma forma, não afetou a evolução dos valores de rigidez inicial, que crescem com tendência logarítmica em função do tempo e aumentam com o acréscimo do nível de cimentação. Sob condições monotônicas de cisalhamento, a adição de fibras conferiu ao material cimentado e não cimentado comportamento de endurecimento. Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada, as fibras não afetaram a resposta cisalhante das amostras não cimentadas e provocaram aumento dos valores da tensão cisalhante das amostras cimentadas após sucessivos ciclos de esforços. Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada, a adição de fibras às misturas não cimentadas proporcionou o aumento da resistência aos ciclos de esforços e às misturas cimentadas provocou aumento dos níveis de deformação cisalhante. A concordância das mesmas envoltórias de resistência tanto às trajetórias de tensões dos ensaios monotônicos quanto às trajetórias dos ensaios cíclicos sob diferentes condições de carregamento possibilitou a obtenção dos mesmos parâmetros de resistência das misturas analisadas sob diferentes condições de carregamento.

Palavras-chave:

Palavras-chave: reforço de solos; hidratação, carregamento cíclico, ensaios *simple shear*; fibras de polipropileno

ABSTRACT

FESTUGATO, L. Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The soil properties commonly may not suit the project characteristics and requirements. It is presented, as alternative, the improvement technique of fibrous elements inclusion to the cemented and uncemented soil matrix. Moreover, although common, the behaviour of soil under cyclic loads is not completely known. In this sense, the study of the hydration behaviour and the cyclic shear response of fibre reinforced cemented mine tailings is the main objective of this research. Therefore, chemical shrinkage measurements, stiffness measurements during hydration and monotonic and cyclic simple shear tests were conducted on fibre reinforced and unreinforced cemented and uncemented mine tailings. The tailings, produced from gold mining, are classified as a sandy silt with traces of clay and were cemented with different amounts of Portland cement, ranging from 0% to 10% by dry weigh of soil, and reinforced with 0% and 0.5% by dry weigh of solids of polypropylene fibers 50mm long and 0.1mm thick, equivalent to an aspect ratio of 500. The results showed fibres did not affect the hydration process of cemented mine tailings mixtures, which presents logarithmic attenuation of chemical shrinkage over time. The greater the water / cement ratio, the higher the level of chemical shrinkage. The inclusion of fibers to cemented mine tailings, likewise, did not affect the evolution of initial stiffness values, that raise logarithmic over time and increase with the increase of the cementation level. Under monotonic shear conditions, the addition of fibers confers hardening behaviour to the uncemented and cemented materials. Under shear strain controlled cyclic conditions, fibres did not affect the shear response of uncemented samples and increased shear stress values of cemented samples after successive load cycles. Under shear stress controlled cyclic conditions, the fibres addition to the uncemented mixtures increased the resistance to load cycles and to the cemented mixtures increased levels of shearing strain. The agreement of the same strength envelopes to both monotonic and cyclic stress paths, under different cyclic loading conditions, allows the use of the same strength parameters of mixtures analyzed under different loading conditions.

Keywords:

Keywords: soil improvement; hydration; cyclic loading, simple shear test; polypropylene fibres

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O desenvolvimento de novos materiais geotécnicos, em especial compósitos de solo-fibras geossintéticas, tem sido tema de pesquisas recentes em todo o mundo, com especial ênfase no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC/UFRGS, (e.g.: Ulbrich, 1997; Montardo, 1999; Consoli *et al.*, 1997, 1998, 1999, 2002-a, 2002-b, 2003; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Montardo *et al.*, 2002; Homem, 2002; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003; Casagrande & Consoli, 2002; Casagrande *et al.*, 2002; Casagrande, 2005; Heineck *et al.*, 2005; Donato, 2007; Santos, 2008; Festugato, 2008; Consoli *et al.*, 2009a). Tais pesquisas têm enfatizado o comportamento mecânico de misturas solo-fibra e solo-cimento-fibra, através de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais convencionais) e ensaios de campo (ensaios de placa sobre camadas de solo-fibra e de solo-cimento-fibra), buscando a compreensão dos mecanismos envolvidos nesta técnica de melhoramento de solos, sabendo-se que o reforço de solos com fibras pode ser uma técnica viável para aumentar a capacidade de carga e ductilidade dos solos.

A inclusão de fibras aumenta a resistência de pico e diminui a queda de resistência pós-pico de solos não coesivos sob carregamento estático. Diversos autores (e.g.: Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Shewbridge & Sitar, 1990; Morel & Gourc, 1997) determinaram os parâmetros que influenciam o comportamento de solos reforçados com fibras na fase de ruptura, como propriedades mecânicas e geométricas, teor e orientação dos reforços com relação à superfície de ruptura.

Sabe-se que o melhoramento ou a alteração das propriedades mecânicas dos solos reforçados com fibras depende das características das fibras (resistência à tração, módulo de elasticidade, relação entre o comprimento e o diâmetro, teor e rugosidade), do solo (grau de cimentação, tamanho, forma e granulometria das partículas, índice de vazios, etc.), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. Neste sentido, tem sido dada maior ênfase ao emprego de fibras sintéticas que conferem ao solo e ao compósito solo-cimento características essenciais como ductilidade, tenacidade e resistência à tração.

A interpretação de resultados, como o melhoramento do comportamento do solo devido à inclusão de fibras a grandes deformações cisalhantes, pode potencializar o uso de misturas solo-fibra e solo-cimento-fibra em obras de terra, tais como base de fundações superficiais, camadas de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles, nas quais as deformações diferenciais excessivas causadas pela decomposição da matéria orgânica, no caso dos aterros sanitários, e pelo adensamento dos solos moles, podem ser atenuadas.

Ainda, em ferrovias de alta velocidade, rodovias e aerovias, os carregamentos provocados pelos seus modais são cíclicos. As solicitações provocadas pela detonação de explosivos e pela ação do tráfego pesado em aterros de resíduo de mineração são também cíclicas. Da mesma forma, os carregamentos impostos pela água em fundações de plataformas *offshore* não são estáticos. Mesmo comuns, entretanto, o comportamento do solo frente às solicitações cíclicas não é completamente conhecido e, por isso, não é previsível.

Os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tiveram seu interesse renovado nos últimos anos em virtude da presença mais frequente de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de seus projetos.

A despeito da grande magnitude e do potencial risco, entre dezembro de 2003 e dezembro de 2004, por exemplo, foram relatados, pelo menos, seis rupturas de barricadas de aterros de resíduo de mineração em pasta ao redor do mundo, com cada uma dessas falhas resultando em derramamento de aterro nas áreas de mineração e perdas de vidas humanas (Helinski et al., 2006).

O aterramento com pasta é o processo no qual resíduos de mineração são combinados com pequenas quantidades de cimento e água antes do uso para o preenchimento de vazios previamente minerados em uma situação de mineração com perfuração aberta. Para conter o material dentro da perfuração, impedindo-o de fluir para áreas de mineração próximas, barricadas de contenção são construídas nos pontos de acesso às perfurações (Helinski et al., 2007).

A razão para o aterramento varia em cada mina, com as principais vantagens sendo uma ou a combinação de: ocupar o espaço vazio minerado, limitar a convergência das paredes dos furos minerados, uso como uma substituição para a cobertura, minimizar áreas de concentração de tensões ou fornecer uma parede auto-portante para o espaço criado pela

exploração de furos adjacentes. Outro importante fator é o potencial benefício ambiental. O uso do aterramento aumentará consideravelmente com o tempo e é imperativo que a compreensão do material deve ser desenvolvida para que a seleção do material e do sistema de aterramento possam ser otimizados (Fourie et al., 2007).

É sabido que a inclusão de micro-reforços aleatoriamente distribuídos ao solo melhora seu comportamento tensão-deformação. A tensão é transferida do solo aos reforços, que mobilizam sua resistência à tração e transmitem essa resistência ao solo, assim levando a uma melhora da capacidade de carga do material. Esses benéficos resultados são também encontrados em solos cimentados reforçados com fibras. Consoli et al. (2009a), por exemplo, mostram que a adição de fibras provoca o aumento da resistência à compressão não confinada de uma areia siltosa cimentada. Entretanto, a influência da inclusão de fibras no comportamento de aterro de resíduo de mineração em pasta nunca foi investigado.

Nesse contexto, o estudo do comportamento mecânico de materiais compósitos fibrosos artificialmente cimentados, sob carregamento cíclico, para possível utilização em ferrovias de alta velocidade, rodovias, aerovias, aterro de resíduo de mineração e fundações *offshore*, é então o objetivo central da tese de doutorado que foi desenvolvida no PPGEC/UFRGS. Através de ensaios de retração química, de hidratação com medidas de rigidez inicial, e de *simple shear*, monotônicos e cíclicos, o reforço com fibras de polipropileno de um resíduo de mineração cimentado e não cimentado é avaliado como alternativa para o alcance de maiores resistências, com comportamento mais dúctil, e, dessa forma, de condições mais seguras.

1.2 OBJETIVOS

O estudo do comportamento de hidratação e da resposta cisalhante cíclica de um resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, para possível utilização em aterros de resíduos de mineração, dentre outras aplicações, é então o objetivo geral da pesquisa.

Dentro do objetivo principal, estão inseridos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar o comportamento de retração química em misturas de resíduo de mineração cimentadas e a possível influência da inclusão de fibras de polipropileno nos resultados.

- A partir dos resultados dos ensaios de hidratação com medidas de *Bender Elements*, é pretendida a melhor compreensão do desenvolvimento e da evolução da rigidez inicial de misturas de resíduo de mineração cimentadas, bem como da influência da incorporação de fibras aos compósitos.
- Através de ensaios *simple shear*, estudar o comportamento cisalhante monotônico não drenado de um resíduo de mineração siltoso não cimentado e cimentado, não reforçado e reforçado com fibras, bem como a influência da incorporação de fibras.
- Analisar a resposta cisalhante cíclica, através de ensaios *simple shear*, sob diferentes condições de deformação e de tensão cisalhante controlada, de um resíduo de mineração siltoso não cimentado e cimentado, não reforçado e reforçado com fibras, bem como a influência da adição de fibras.

1.3 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Para melhor compreensão do trabalho, alguns conceitos são apresentados:

- *Material compósito* é aquele originado da combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais que lhe deram origem;
- *Material compósito fibroso* é aquele compósito em que um dos materiais constituintes tem a forma de fibra (filamentos em que uma das dimensões é muito superior às outras duas);
- Os termos *solo* e *fibras* são referidos de forma genérica pelos termos matriz e reforço, respectivamente, nomenclatura usual na ciência dos materiais. A matriz ocupa a maior parte do volume total do compósito.

Uma breve revisão da terminologia descrita por Been et al. (1991) para solos arenosos, utilizada no trabalho, é apresentada:

- *Estado*: o estado de um solo é a descrição das condições físicas sob as quais ele existe. Índice de vazios e tensões são as variáveis primárias de estado para solos.

Estrutura é uma variável de estado importante, enquanto temperatura, por exemplo, é de menor importância;

- *Propriedades intrínsecas do material:* podem ser definidas unicamente e são independentes do estado do solo. A granulometria, a mineralogia, a forma do grão, o ângulo de atrito mineral/mineral e o peso específico real dos grãos são exemplos;
- *Propriedades comportamentais:* são medidas em ensaios específicos e dependem do tipo de ensaio, do estado inicial e das propriedades intrínsecas do solo. Incluem ângulo de atrito de pico, dilatância, etc.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas. É iniciado com este capítulo introdutório, Capítulo 1, seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3, o programa experimental é exposto e a descrição dos materiais utilizados e dos métodos de ensaios é apresentada.

O Capítulo 4 consiste da apresentação e da análise dos resultados dos ensaios de medida de retração química, de hidratação e de *simple shear* realizados, considerando aspectos referentes à hidratação e à resposta cisalhamento dos materiais estudados.

Considerações finais são apresentadas no Capítulo 5, com as sugestões para futuros trabalhos.

São apresentadas, por fim, as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

É apresentada, neste capítulo, uma revisão da literatura sobre a técnica do reforço de solos com fibras, suas definições e propriedades gerais. Um breve histórico dos primeiros trabalhos documentados sobre a utilização de fibras em solos é relatado e, em seguida, é apresentada uma revisão sobre as definições e propriedades gerais relacionadas à melhoria e ao reforço de solos, assim como dos materiais compósitos fibrosos. Aspectos técnicos sobre os mecanismos de interação entre solo e reforço e as alterações do comportamento dos solos causadas pela adição de fibras também são abordados. É destacado o limitado número de trabalhos acerca de compósitos geotécnicos fibrosos sob carregamentos cíclicos.

No final da revisão bibliográfica, a técnica de medida de rigidez do solo a pequeníssimas deformações, com o uso de *bender elements*, é exposta.

2.2 SOLOS REFORÇADOS

2.2.1 Fibras como Reforço de Solos

Numerosas técnicas de melhoramento das características do solo e de seu comportamento já são conhecidas e utilizadas pelo homem. De acordo com Van Impe (1989), o melhoramento do solo é provavelmente a mais antiga, porém, do ponto de vista técnico, ainda o mais intrigante de todos os métodos executivos comuns em engenharia civil. O caso do reforço de solos com fibras é há muito conhecido e empregado pelo homem. Na Antiguidade, hastes de bambu e junco eram empregadas no reforço de tijolos de barro e solos granulares para auxiliar na construção de diversas obras de terra. A pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C.), foram construídas empregando-se camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. Indícios do emprego dessa técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, através do emprego de lã de lhama como reforço, as quais existem até os dias atuais (Palmeira, 1992). Há vestígios da utilização de palha em tijolos de argila, citados no Êxodo (Illston, 1994). São também conhecidas aplicações de mantas de folhas e galhos sobre

camadas de solos moles antes da construção de aterros no interior do Brasil e em outros países.

A utilização de mantas de algodão pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul – EUA, em 1926, foi uma das aplicações que mais se aproxima de um geossintético atual. Vidal (1969) patenteou a técnica denominada “Terra Armada”, quando solos reforçados começaram a ser empregados, onde o reforço de solo consistia na introdução de tiras metálicas conectadas a painéis de concreto que compunham a face do maciço de solo.

Porém, o reforço de solos com fibras, nos moldes atuais, passou a ser investigado há pouco mais de três décadas. A técnica inicialmente desenvolvida enfocava o reforço de solos através de inclusões aleatoriamente distribuídas dentro de uma massa de solo, onde se procurava avaliar o efeito de raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos e na estabilidade de taludes (Gray & Ohashi, 1983).

A técnica de reforçar solos com fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos, a qual vem despertando um interesse cada vez maior no meio científico. Prova disso se encontra em alguns dos livros mais recentes de engenharia dos materiais, onde os materiais compósitos fibrosos são abordados em capítulos específicos (Taylor, 1994; Hannant, 1994; Hollaway, 1994; Illston, 1994; Johnston, 1994 e Budinski, 1996).

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

Segundo Van Impe (1989), os processos de estabilização podem ser classificados como temporários, permanentes e permanentes com adição de novos materiais. A estabilização temporária consiste naquela limitada a um curto espaço de tempo, geralmente o tempo de execução de uma certa fase da obra, como por exemplo, o congelamento de solos e o rebaixamento do nível freático por drenos ou eletro-osmose. A estabilização permanente sem adição consiste em processos de compactação e tratamento térmico, como a compactação

superficial ou profunda. A estabilização permanente de solos com adição de novos materiais normalmente combina a compactação com adição de um novo material, como estabilização com cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, colunas de brita ou areia, pré-carregamento e uso de drenos verticais, reforços com tiras metálicas ou geossintéticos.

A utilização de geossintéticos no Brasil data do final dos anos 70 e início dos anos 80, com obras envolvendo aplicações em drenagem e filtração e também reforço de solos. Apesar do substancial crescimento do interesse em geossintéticos no país nos últimos anos, este ainda pode ser considerado tímido. Para Palmeira (1992) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído para a utilização destes materiais na geotecnia.

Palmeira (1995) aborda os tipos de geossintéticos disponíveis, sendo estes classificados em geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras, e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente, e utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas são grelhas plásticas utilizadas como elementos de reforço. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante. As geomembranas constituem elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em obras de engenharia civil. Geocomposto foi um termo criado para denominar o material originado da combinação de dois ou mais geossintéticos.

O fibrossolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas para utilização em pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilização de taludes (Zornberg, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande *et al.*, 2002).

2.2.2 Compósitos Reforçados com Fibras

Novos materiais têm sido desenvolvidos atualmente, usualmente baseados em materiais tradicionais com incorporação de elementos de reforço. Para tanto é necessário que as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais de constituição e como eles podem ser combinados sejam conhecidos. Para uma melhor compreensão do comportamento das fibras como material de reforço, este item mostra a influência da inclusão de fibras no comportamento mecânico de compósitos cimentados, uma vez que a estabilização com agente

cimentante não faz parte dos objetivos almejados nesta pesquisa, que visa uma melhor compreensão do comportamento solo-fibra, como já mencionado.

Para Taylor (1994), Illston (1994) e Hannant (1994) é consenso que o maior potencial dos materiais compósitos fibrosos está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material, aumentando assim a sua capacidade de absorção de energia. Isso porque a deformação necessária para causar fissuras numa matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras, nas quais pouco ou nenhum aumento de tensão de fissuração é esperado. Taylor (1994) acredita que para haver um acréscimo de resistência pré-fissuração do compósito, é necessária a utilização de uma fibra mais rígida que a matriz, bem como a aderência do reforço com a matriz deve impedir movimentos relativos entre as partes.

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 cruzam as fissuras contribuem para o aumento da resistência, da deformação de ruptura e da tenacidade dos compósitos.

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, melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis.

Higgins (1994) classifica os materiais compósitos em dois grandes grupos: os materiais compósitos particulados, quando é adicionado à matriz algum material em forma de partícula, e os materiais compósitos fibrosos, os quais são considerados mais importantes pelo autor e que serão enfatizados nesse trabalho, pois as fibras atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz.

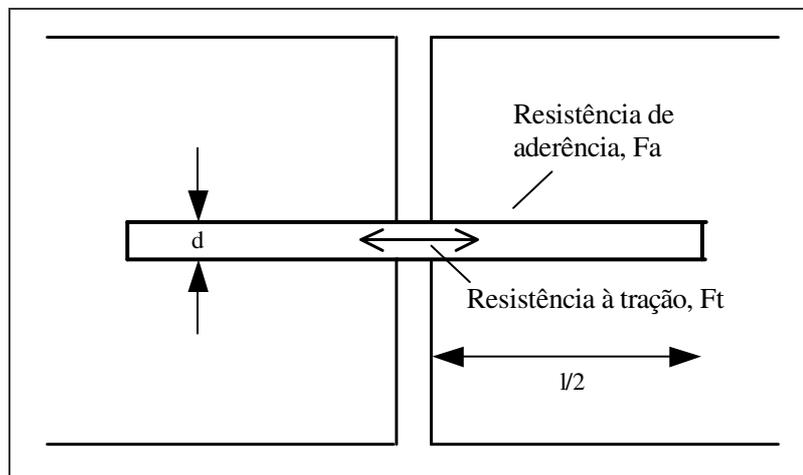
O desempenho dos compósitos reforçados com fibras é controlado principalmente pelo teor e pelo comprimento da fibra, pelas propriedades físicas da fibra e da matriz e pela aderência entre as duas fases (Hannant, 1994). Johnston (1994) acrescenta o efeito da orientação e distribuição da fibra na matriz. A orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, influencia fortemente a sua habilidade em transmitir cargas.

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, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. 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 delas serem arrancadas. Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão trativa igual à sua resistência à tração.

Illston (1994) e Taylor (1994) apresentam um equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito, como demonstra a Figura 2.1.

É evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação l/d (comprimento/diâmetro), ou o índice aspecto ou, ainda, o fator de forma, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra (F_t) e a resistência de aderência fibra/matriz (F_a). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, fibra de aço, então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.



$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{l}{2} \cdot F_a \quad (2.1)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad (2.2)$$

Figura 2.1: Disposição fibra/fissura idealizada (Taylor, 1994)

2.2.3 Tipos de Fibras Utilizadas como Reforço

Numerosos tipos de fibras são utilizados no reforço de solos. As características de comportamento de cada uma delas, as propriedades físicas, químicas e mecânicas, que por sua

vez afetam o comportamento do material compósito, estão intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação (Feurharmel, 2000).

Assim, a compreensão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma das fases no comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Essa definição dependerá fundamentalmente das características da matriz a ser reforçada e das características desejadas do material compósito resultante (Casagrande, 2005).

Várias pesquisas têm demonstrado que o uso de materiais de reforço com maior capacidade de alongação tem conduzido à melhores resultados do que quando se utilizam fibras com módulo muito elevado, como fibras de aço (Taylor, 1994). Algumas características relevantes devem ser consideradas na escolha da fibra para reforço de materiais: a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável, não sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser prejudicial à saúde humana, além de apresentar características físicas e mecânicas adequadas.

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

2.2.3.1 Fibras Naturais

Foram os primeiros tipos de fibras a serem empregados pelo homem. As fibras vegetais utilizadas em materiais compósitos podem ser de bambu, juta, capim elefante, malva, coco, piaçava, sisal, linho e cana-de-açúcar (Hannant, 1994). Algumas destas fibras podem atingir grandes resistências, como por exemplo, as fibras do bambu que atingem normalmente resistências acima de 100MPa, com módulo de elasticidade entre 10 e 25GPa.

A avaliação da durabilidade dos compostos formados com fibras vegetais é o principal problema a ser investigado, pois podem ser degradadas pela ação de fungos e microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos causa uma rápida degradação das fibras, como é o caso, por exemplo, do emprego das fibras vegetais como reforço de materiais cimentados com cimento Portland.

2.2.3.2 Fibras Poliméricas

A família das fibras poliméricas talvez seja a mais promissora para ser empregada como reforço de solos. Os polímeros, de acordo com sua estrutura química, apresentam diferentes denominações e comportamentos, dando origem a diferentes tipos de fibras.

Atualmente vários formatos de fibras poliméricas têm sido empregados como reforço de solos. Há as chamadas fibriladas, que são as fibras que apresentam um formato trançado quando esticadas transversalmente, projetadas para que se “abram” durante o processo de mistura com o solo.

Vários autores têm estudado tais fibras, a citar Al Wahab & Al-Qurna (1995), Al Wahab & El-Kedrah (1995) e Nataraj *et al.* (1996). Outro formato também utilizado por alguns autores (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997) e que se diferencia um pouco do formato de fibra são as malhas, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo. Outro tipo, desenvolvido na França, chamado de Texsol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo.

São subdivididas as fibras poliméricas em fibras de polipropileno, de polietileno, de poliéster e fibras de poliamida, descritas a seguir:

- *Fibras de Polipropileno:* 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 a 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 8GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400MPa. 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;
- *Fibras de Polietileno:* as fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e altamente resistentes aos

álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência, o que significa que, se elas forem utilizadas para suportar tensões altas permanentemente em um compósito fissurado, consideráveis alongações e deflexões podem ocorrer 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 um aspecto bastante similar às de polipropileno e podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994). O poliéster atualmente mais conhecido é o polietileno tereftalato, cuja sigla é PET. É o material constituinte das garrafas plásticas de refrigerantes, águas minerais e óleos de cozinha, entre outros.
- *Fibras de Poliamida (Kevlar)*: polímeros contendo longas cadeias de moléculas geralmente possuem baixa resistência e rigidez, uma vez que suas moléculas são espiraladas e dobradas. Entretanto, se estas moléculas forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura, altas resistências e módulos de elasticidade podem ser alcançados, como é o caso do Kevlar (Taylor, 1994). A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000MPa e o módulo de elasticidade médio é de aproximadamente 64GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300GPa (Hollaway, 1994).

2.2.3.3 Fibras Minerais

Dentre as fibras minerais, são citadas as de carbono, de vidro e de amianto, apresentadas a seguir:

- *Fibras de Carbono*: baseada na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na baixa densidade, as fibras de carbono apresentam alta resistência à tração e módulo de elasticidade em torno de 420GPa. Características que tornam imprescindível uma grande aderência entre a matriz e as fibras (Taylor, 1994).

- *Fibras de Vidro*: as fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. O diâmetro dos filamentos individuais é geralmente da ordem de 10 μ m (Taylor, 1994). Cerca de 99% das fibras de vidro são produzidas a partir do vidro tipo E, que é susceptível ao ataque dos álcalis.
- *Fibras de Amianto*: as fibras de amianto apresentam resistência à tração em torno de 1000MPa e módulo de elasticidade em torno de 160GPa, e apresentam uma ótima aderência com uma matriz composta por cimento. Seu diâmetro é muito pequeno, da ordem de 1 μ m (Taylor, 1994). Essa fibra, quando cortada, libera partículas muito pequenas, em função do seu reduzido diâmetro, que danificam os alvéolos pulmonares se aspiradas pelo homem. Assim, sua utilização na construção civil é proibida em muitos países.

2.2.3.4 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 índice aspecto na faixa de 30 a 50, comprimento variando de 10,0 a 76,2mm e diâmetro entre 0,13 e 0,90mm. A ruptura do compósito é normalmente associada ao arrancamento da fibra e não a sua ruptura.

A resistência à tração da fibra é da ordem de 1100MPa e o módulo de elasticidade é de 200GPa. Este tipo de fibra tem uma grande variedade de formatos para aumentar a resistência ao arrancamento. Dependendo do meio a que estão inseridas, podem apresentar problemas de corrosão. Uma técnica utilizada para minimizar tal problema é o banho de níquel (Taylor, 1994). Seu formato pode ser bastante variável, de forma a aumentar sua aderência com a matriz (Hannant, 1994).

2.2.4 Compósitos Fibrosos Sob Carregamentos Cíclicos

O conhecimento existente sobre o comportamento de compósitos geotécnicos fibrosos sobre carregamento cíclico é limitado. Até agora, a maior parte das atividades de pesquisa nesta área é baseada no comportamento mecânico de tais compósitos sob carregamentos estáticos. O trabalho mais antigo documentado sobre o tema trata do comportamento de uma

areia reforçada com fibras sob carregamento dinâmico, de Uzdavines (1987) e de Noorany e Uzdavines (1989), relatado por Maher e Woods (1990), em que os autores estudam o efeito do reforço no potencial de liquefação da areia saturada. Noorany e Uzdavines utilizaram quatro diferentes elementos de reforço (manta de polipropileno, malha de fios de aço, rede de nylon e fibras de polipropileno) em nove configurações de amostras reforçadas. As amostras foram saturadas e ensaiadas sob condições de carregamento triaxial cíclico para avaliação de sua resistência à liquefação. Os autores concluem que, em comparação com as demais configurações dos compósitos, as amostras reforçadas com fibras aleatoriamente distribuídas apresentam maior aumento na resistência à liquefação (Figura 2.2).

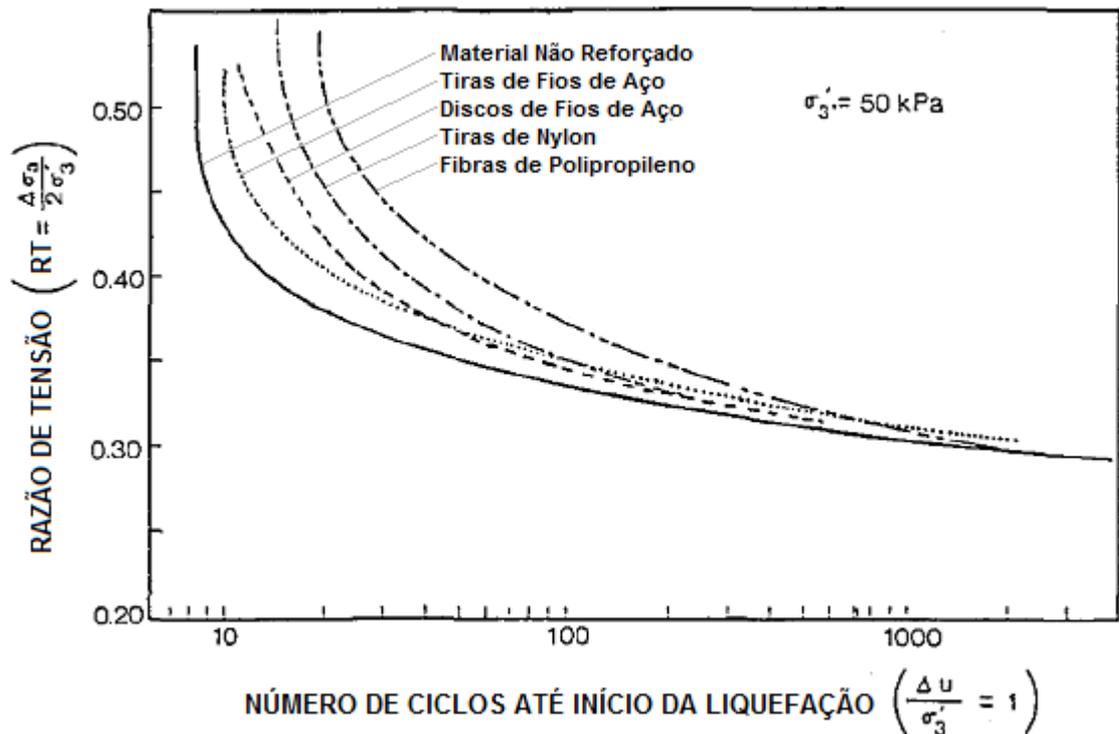


Figura 2.2: Comparação da Relação de Tensão versus o Número de Ciclos para Liquefação Inicial: a partir de ensaios cíclicos em amostras reforçadas com diferentes materiais e não-reforçadas (Uzdavines 1987, em Maher e Woods (1990))

Ensaio de coluna ressonante e de cisalhamento torsional foram realizados por Maher e Woods (1990) para descrever o comportamento de uma areia reforçada com fibras aleatoriamente distribuídas sob carregamento dinâmico, através do módulo cisalhante, G , e da

taxa de amortecimento, D . Foram consideradas, no trabalho dos autores, a influência da amplitude da deformação cisalhante, da tensão confinante, do número de ciclos e a influência da quantidade, da orientação e do índice aspecto das fibras. Foi concluído que as fibras têm significativa influência na resposta dinâmica da areia, nomeadamente no módulo cisalhante, G , e na taxa de amortecimento, D . O aumento da deformação cisalhante provoca contribuição mais efetiva da fibra no aumento do módulo cisalhante, mas reduz a contribuição no amortecimento. O aumento da tensão confinante resultou em contribuição menos efetiva das fibras no módulo cisalhante e não afetou significativamente a contribuição das fibras no amortecimento. Ambos parâmetros aumentaram linearmente com o aumento da quantidade de fibra, até aproximadamente 4%, e depois tendem a alcançar um limite assintótico em 5% de fibras em relação à massa de solo seco. O aumento do índice aspecto das fibras resultou em contribuição mais efetiva à resposta dinâmica da areia. O aumento do módulo de rigidez da fibra, E , resultou no aumento da contribuição das fibras ao módulo cisalhante dos compósitos fibrosos. Essa influência foi mais pronunciada a deformações pequenas. O efeito do módulo das fibras no amortecimento foi insignificante.

Os efeitos da inclusão de fibras de vidro no comportamento de uma areia cimentada sob carregamento estático e dinâmico foram investigados por Maher e Ho (1993). Além dos já esperados efeitos sob carregamento estático, aumento da resistência, do índice de fragilidade, da capacidade de absorção de energia, do intercepto coesivo, do ângulo de atrito e da resistência à tração, as fibras proporcionaram, sob carregamento triaxial cíclico, em comparação à areia cimentada sem fibras, aumento significativo do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar ruptura.

O efeito da inclusão de fibras de polipropileno a uma matriz silto-arenosa cimentada foi estudado, tendo em vista a pavimentação, por Specht (2000). Ensaios de fadiga e de módulo de resiliência foram executados e demonstraram a redução do módulo de resiliência e o aumento da vida de fadiga das amostras reforçadas com fibras em relação às não-reforçadas.

Hoyos *et al.* (2004) apontam a velocidade de propagação da onda cisalhante V_s , o módulo cisalhante linear $G_{máx}$ e a razão de amortecimento linear do material $D_{mín}$ como parâmetros-chave para projetos geotécnicos, em solos reforçados, relacionados a tráfego intenso ou impacto e vibrações de máquinas, conforme esquematicamente ilustrado na Figura 2.3. No mesmo trabalho, através de ensaios de coluna ressonante, os autores avaliaram tais

parâmetros em diferentes matrizes, dentre as quais uma mistura solo-cal reforçada com fibras de polipropileno. As fibras apresentavam comprimento de 19mm e resistência à tração de 670MPa. As amostras cilíndricas de 73mm de diâmetro e 146mm de altura possuíam teores de cal de 8% e de fibras de 0,3%, ambos em relação à massa de solo seco. Foram avaliadas pressões confinantes isotrópicas σ'_0 entre 17,25 e 138kPa. A Figura 2.4 apresenta parte dos resultados da pesquisa, onde é verificado o acréscimo de $G_{máx}$ com o aumento de σ'_0 . O trabalho também observou a redução de $D_{mín}$ com o aumento σ'_0 .

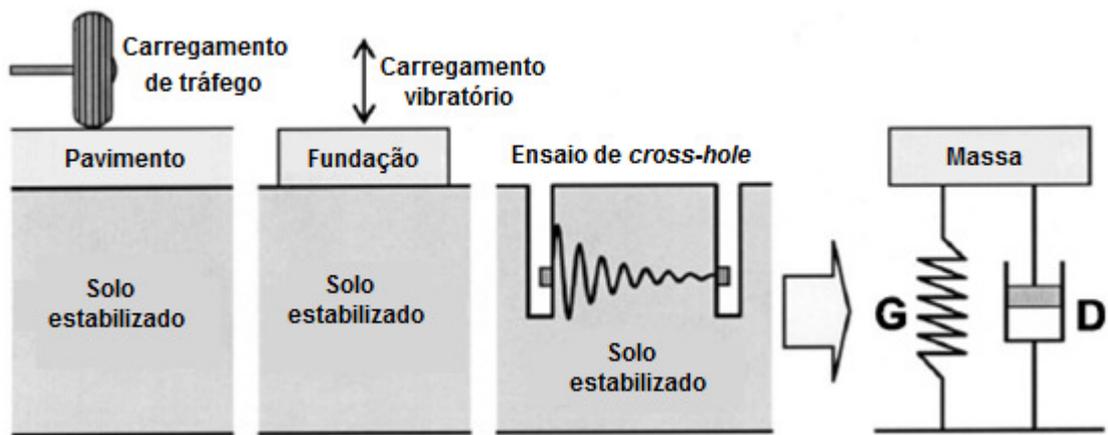


Figura 2.3: – Idealização de solo reforçado sob carregamento não estático (adaptado de Hoyos *et al.* (2004))

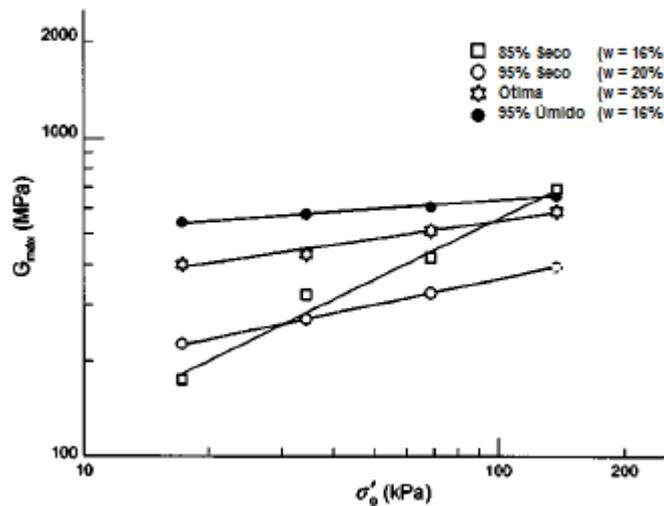


Figura 2.4:– Variação de $G_{máx}$ com σ'_0 de misturas solo-cal reforçadas com fibras de polipropileno (Hoyos *et al.*, 2004)

Para fins de pavimentação rodoviária, Khattak e Alrashidi (2005) avaliaram e compararam as características geotécnicas de misturas de solo-cimento com e sem fibras de celulose processadas. Com frequência de 1Hz, ensaios de tração indireta sob carregamento cíclico foram realizados, entre outros, e seus resultados indicaram que a inclusão dos micro-reforços manteve ou aumentou os valores do módulo resiliente das misturas. O teor de cimento adotado para tais ensaios foi de 10% em relação à massa de solo seco e o teor de fibras, 0,15% em relação à massa de cimento. As fibras apresentavam índice aspecto de 200 e resistência à tração de 500MPa.

Ghiassian *et al.* (2008) avaliaram a performance dinâmica da areia japonesa padronizada Toyoura reforçada com fibras aleatoriamente distribuídas. O reforço fibroso empregado era constituído por tiras geotêxteis com seção transversal quadrada e apresentava índices aspecto de 3 e 9. Ensaios de compressão triaxial cíclicos com deformação controlada foram realizados em amostras cilíndricas de 300mm de diâmetro e 600mm de altura para estudar a influência, no módulo de deformação das misturas, da inclusão e do teor de fibras, que variou de 0 a 1% em relação à massa de solo seco, e do índice aspecto dos reforços. A tensão confinante e a densidade relativa foram mantidas constantes no programa experimental. A frequência dos ciclos de carga variou de 0,01 a 0,05Hz. Os autores concluíram que a resposta dinâmica das misturas, avaliada pelo módulo de deformação cisalhante, é função direta das características do reforço. Quanto maiores os teores de fibra analisados e seus índices aspecto, mais benéfica é a resposta dinâmica.

2.2.5 Interação Solo-Fibra – Estudos Experimentais

Os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra são muito complexos. São inúmeras as combinações de variáveis que alteram de forma significativa os mecanismos de interação. Para uma dada combinação de variáveis, o resultado obtido pode ser o desejado para uma dada aplicação do compósito, porém, pode não ser para outra. Com o conhecimento das mudanças na estrutura do material reforçado com fibras em relação ao solo sem fibras, pode-se explicar o comportamento mecânico dos solos reforçados a partir das mudanças nos parâmetros usuais empregados para solos não reforçados.

As características de resistência e de deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão-deformação do solo reforçado. McGown *et*

al. (1978) propuseram a divisão de reforço de solos em inclusões extensíveis e não-extensíveis. O elemento de reforço extensível tem deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço. Sua principal função é de aumentar a ductilidade e diminuir a perda de resistência pós-pico, além do acréscimo de resistência mecânica. Já o elemento de reforço não-extensível tem deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, confere ganho de resistência mecânica, porém, rupturas catastróficas podem ocorrer se o reforço romper.

As fibras somente passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa de solo quando esta, submetida a esforços externos, sofre deformações. O funcionamento das fibras como elementos de reforço é então comandado pelas características de deformabilidade do solo e pela forma de distribuição destas deformações, que dependem do tipo de solicitação ao qual o material está sendo submetido.

Procurando compreender melhor esse processo, os autores citados estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada. Conforme a Figura 2.5, em sistemas de estacas, pode existir estacas comprimidas ou tracionadas, dependendo das forças externas aplicadas a estas. As estacas, por sua vez, induzem deformações à massa de solo. Já no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões agem na massa de solo provocando deformações internas que acabam por transferir esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas.

Os mesmos autores observam que, para o máximo benefício das inclusões, estas devem estar dispostas na direção das deformações principais dentro da massa de solo e que a adesão entre solo e reforço e as características de deformação e resistência são parâmetros muito importantes na definição do comportamento do material compósito. Ao serem submetidas a esforços de tração, as fibras transferem esforços para o solo, provocando uma redistribuição de tensões e, portanto, de deformações no interior do solo.

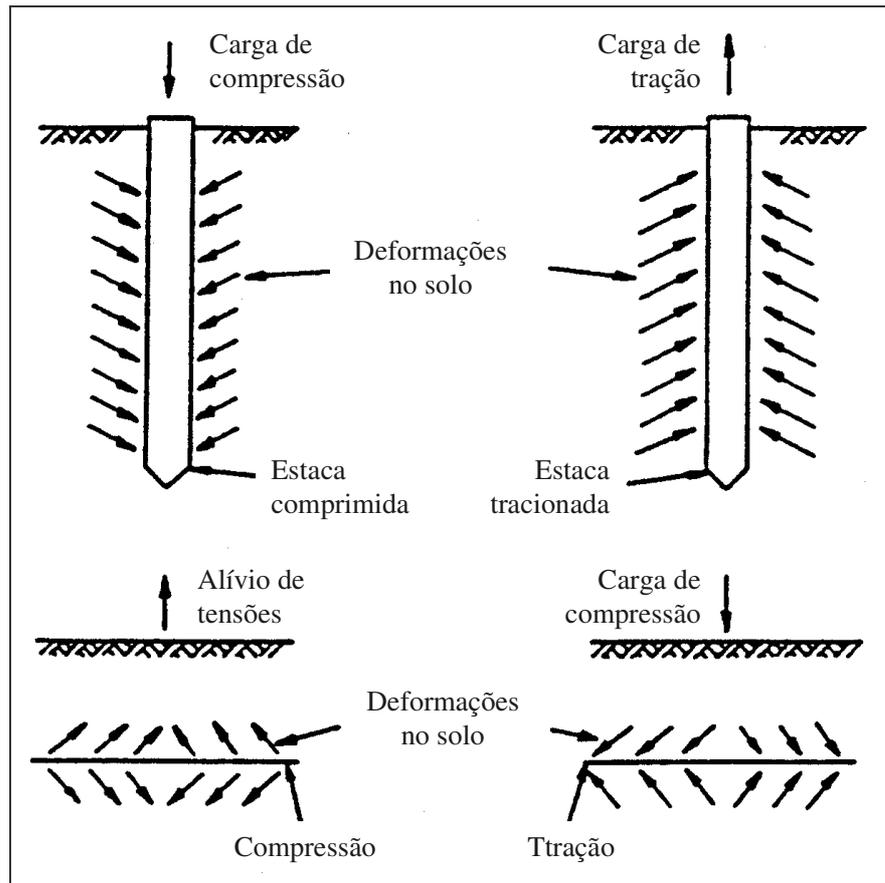


Figura 2.5: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown *et al.*, 1978)

Para reforços inextensíveis, quando apresentam deformações de ruptura menores que a máxima deformação de tração do solo sem inclusões, tal efeito se dá até a ruptura dos mesmos, momento a partir do qual o comportamento volta gradualmente ao do solo não reforçado. Para reforços extensíveis, quando apresentam deformações de ruptura maiores que a máxima deformação de tração do solo não reforçado, tal efeito se faz presente praticamente ao longo de toda a curva tensão-deformação, para níveis de deformação menores e maiores que a deformação de pico do solo não-reforçado. Com base nas considerações obtidas a partir da analogia com uma estaca cravada e em alguns resultados experimentais, os autores postularam que, para areias reforçadas, assumindo não haver deslizamento entre solo e reforço, os efeitos do reforço constituirão num aumento da capacidade de suporte ou numa redução das deformações do sistema em relação ao solo sem reforço.

Um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras foi proposto por Gray & Ohashi (1983). Ensaios de cisalhamento direto foram executados com areia, nos estados fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a inclusão da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar a existência de uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, as fibras são arrancadas e, acima desta, as fibras são alongadas. As fibras com módulo baixo comportaram-se como uma inclusão extensível, ou seja, não romperam durante o ensaio. O aumento do comprimento das fibras resultou num aumento da resistência, porém, esse aumento é verificado até um certo limite, a partir do qual, este efeito não é mais observado.

A orientação das fibras com relação à superfície de cisalhamento também é considerada no modelo. Na Figura 2.6 são apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados pelos autores mencionados anteriormente. Como se pode observar, a inclinação de 60° em relação ao plano de ruptura representa a maior contribuição em termos de resistência e a inclinação de 120° representa a redução da resistência ao cisalhamento.

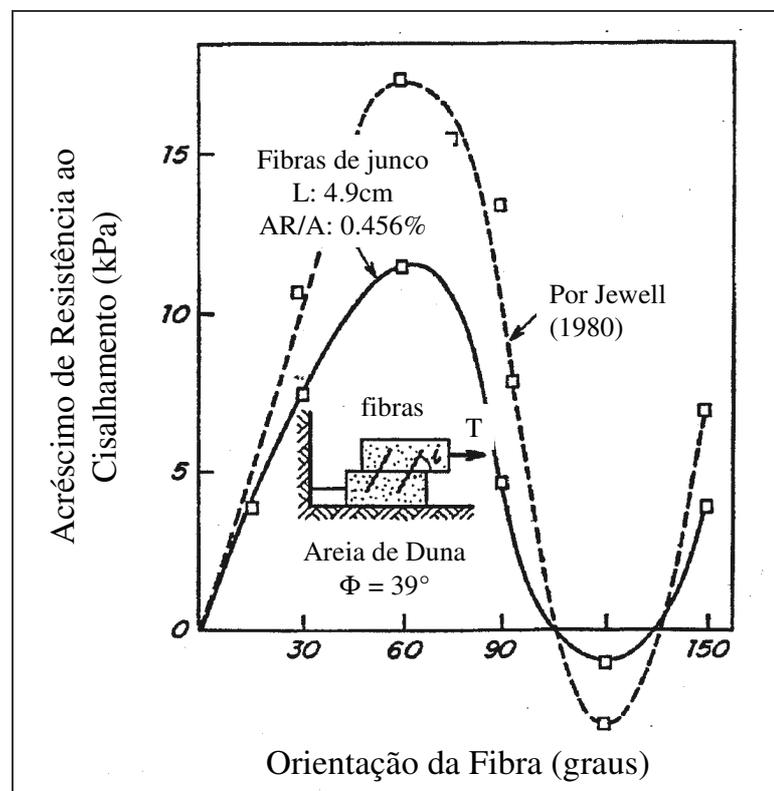


Figura 2.6: Acréscimo de resistência em função da inclinação da fibra (Gray & Ohashi, 1983)

Freitag (1986) examinou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado segundo uma larga faixa de teores de umidade. Foram usadas três fibras sintéticas diferentes: uma de nylon (descartada no início dos trabalhos por dificuldades de mistura), uma de polipropileno (com 0,20mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada Fibermesh (0,10mm de diâmetro). As fibras mediam 20mm de comprimento e o teor adicionado foi de 1% em volume. Os resultados indicaram que houve aumento da resistência à compressão não confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação. As curvas tensão-deformação mostraram que o solo reforçado rompe em uma deformação bem superior à do solo não reforçado, sendo capaz de absorver maior energia de deformação.

McGown *et al.* (1988) estudaram a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular. A adição do reforço aumentou de forma considerável a resistência do solo obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. O intertravamento entre o solo e o reforço alterou os parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo mais pronunciado para teores maiores de reforço.

Gray & Maher (1989) salientam que uma massa de solo reforçada com fibras discretas distribuídas aleatoriamente utiliza processos tradicionais de mistura do solo estabilizado com cimento, cal ou outro aditivo. O mesmo pode-se dizer para o processo de compactação. Uma das principais vantagens de fibras distribuídas aleatoriamente é a manutenção da resistência isotrópica e a ausência de planos de fraqueza que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Nesse trabalho, foi analisada a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica. No estudo, o aumento da relação l/d resulta na redução desta tensão de confinamento crítica e torna mais efetiva a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento, porém, o crescimento da resistência ao cisalhamento com o aumento do teor de fibra é observado até um certo limite.

Shewbridge & Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras. Foram realizados ensaios em equipamento de cisalhamento direto cujas dimensões eram maiores que as convencionais. Para o solo reforçado, a zona de cisalhamento era mais larga e aumentava com a concentração, rigidez e aderência entre o solo e o reforço.

A técnica de reforço alvo de grande parte dos trabalhos mais recentes é o emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas, em função de duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza (Maher & Gray, 1990). As características almeçadas com a inclusão de fibras nem sempre são relacionadas a um aumento da capacidade de suporte do material. Numerosos outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última, entre outros, são exemplos.

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra, a partir do qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo à alteração de comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente à mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida como a tensão de confinamento crítica, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo-fibra, se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última à tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre solo e fibra.

Após um amplo programa experimental, os mesmos autores citados concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, índice aspecto e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia, por outro lado, há um acréscimo da resistência com o aumento do coeficiente de uniformidade da areia, do teor de fibras, do módulo das fibras e da relação l/d . O modelo proposto pelos autores para prever o comportamento do solo reforçado com fibras é baseado num modelo aplicado a concreto reforçado com fibras. Em geral, há um razoável ajuste entre os valores experimentais e os previstos pelo modelo. Entretanto, ainda há a necessidade de um melhor refinamento do modelo, principalmente em relação à estimativa da espessura da zona de cisalhamento. Concordando, Gray & Al-Refeai (1986) concluíram que quanto menor a rugosidade superficial das fibras maior é a tensão de confinamento crítica. Da mesma forma, Gray & Ohashi (1983) concluíram que quanto maior a esfericidade das partículas maior é a tensão

crítica. Ranjan & Charan (1996) observam ainda que a tensão crítica diminui com o aumento do índice aspecto.

Fatani *et al.* (1991) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar o comportamento de uma areia siltosa reforçada. Os elementos de reforço consistiam de fibras metálicas flexíveis, semi-rígidas e rígidas. A influência da orientação das fibras segundo o plano de cisalhamento foi investigada. Reforços posicionados a 90° em relação ao plano de cisalhamento e distribuídos aleatoriamente são mais efetivos no aumento da resistência.

Maher & Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente. Ensaios triaxiais foram executados sob carregamento estático e cíclico. A resistência à tração do material cimentado reforçado também foi avaliada pelo método brasileiro através do ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral. A inclusão das fibras aumentou significativamente a resistência de pico da areia cimentada. O aumento do comprimento e do teor de fibras aumentou a resistência a baixas tensões de confinamento; aumentou o índice de fragilidade, porém, houve uma redução com o acréscimo da tensão de confinamento; aumentou a capacidade de absorção de energia; aumentou o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno; e aumentou significativamente a resistência à tração da areia cimentada. Com a adição das fibras também houve um aumento do número de ciclos e da magnitude das deformações necessárias para causar a ruptura da areia cimentada.

As propriedades mecânicas de um compósito caulinita/fibra foram estudadas por Maher & Ho (1994) através de ensaios de compressão não confinada, de compressão diametral e de flexão. Foram utilizadas fibras de polipropileno, vidro e celulose. Observou-se que a inclusão aleatória das fibras aumentou significativamente a resistência e a ductilidade do compósito, sendo este aumento mais pronunciado para baixos teores de umidade. Para o mesmo teor de reforço, fibras mais curtas são mais numerosas dentro da matriz e existe uma maior possibilidade de elas estarem presentes na superfície de ruptura contribuindo para o aumento da resistência. Todavia, após a ruptura, as fibras mais curtas são arrancadas mais facilmente, o que denota a importância de fibras mais longas quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia.

Silva et al. (1995) realizaram ensaios de compactação, de compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras (laminetes plásticos de 3,6mm de largura, 0,2mm de espessura com 5, 10 e 20mm de comprimento) em um solo argiloso e outro arenoso. Os autores verificaram que não há mudanças significativas nos parâmetros de compactação quando as fibras são adicionadas, nem problemas para compactar os solos estudados. A resistência à compressão não confinada do solo argiloso reforçado com inclusões foi sempre superior ao valor correspondente ao solo sem inclusões, independente do teor e do comprimento das inclusões. O solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor, e várias combinações destas duas variáveis podem determinar um comportamento melhor ou pior do solo reforçado em relação ao do solo sem inclusões. Ensaio de placa também acusaram aumento da capacidade de suporte dos solos quando reforçados com os laminetes plásticos.

Ranjan & Charan (1996) realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente para estudar a influência das características das fibras (teor, relação l/d , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento. Baseados nos resultados obtidos os autores constataram a existência da tensão confinante crítica e que, aumentando a relação l/d , a tensão confinante crítica reduz de valor, ou seja, as fibras serão suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento.

Nataraj *et al.* (1996) apresentaram os resultados de uma série de ensaios de laboratório em um solo arenoso e outro argiloso reforçados com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. Com a adição de fibras não houve alterações significativas nos parâmetros de compactação do solo, porém, houve um aumento da resistência ao cisalhamento das areias, sendo o aumento mais pronunciado para maiores teores de fibras. Independentemente do solo estudado, foi observado que a inclusão das fibras aumentou a resistência à compressão não confinada. Tanto o solo arenoso quanto o argiloso apresentaram valores de CBR maiores com a inclusão das fibras.

Preocupados com a quantidade de resíduos plásticos e a necessidade de fazer uso deles, Omine *et al.* (1996) investigaram as propriedades mecânicas de um solo argiloso cimentado reforçado com pedaços de plástico e com pedaços de garrafas PET por meio de ensaios de compressão não confinada. Foi avaliado o efeito da esbeltez dos pedaços de plásticos e o

efeito do teor de cimento. Os autores concluíram que a adição de pedaços de plásticos aumenta a resistência à compressão não-confinada, sendo este aumento mais pronunciado para pedaços de plásticos mais esbeltos. Porém, para maiores teores de cimento, a adição do reforço reduziu a resistência. Os resultados dos ensaios obtidos por Li & Mitchell (1988) mostraram que o reforço em formato de malha (fibras poliméricas) e com ancoragens (fibras metálicas) apresentam os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento quando se compara uma areia fracamente cimentada (3% de cimento) com e sem reforço. De maneira geral, todas as inclusões aumentaram a ductilidade do material permitindo uma maior absorção de energia.

Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1998) avaliaram o efeito da inclusão de fibras de vidro em um solo arenoso artificialmente cimentado e não cimentado através de ensaios de compressão não-confinada, diametral e triaxiais drenados. Fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de pico, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Considerações semelhantes também foram feitas por Consoli *et al.* (2002) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

Teodoro & Bueno (1998) avaliaram o comportamento de dois solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Foram avaliados diferentes teores e comprimentos de fibras através de ensaios de compressão não-confinada e triaxiais não-drenados. Foram executados painéis de compósitos fibrosos para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetidos à variação térmica. Os autores verificaram que a inclusão de fibras curtas de polipropileno ao solo melhora sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. Observou-se que, no solo arenoso, as envoltórias tendem a ser bilineares à medida que o teor e o comprimento das fibras aumentam. O efeito da inclusão de fibras nos painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar o fissuramento.

Montardo (1999) e Montardo *et al.* (2002) avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra. Foram utilizados para este fim uma

areia fina uniforme, cimento Portland (CP V – ARI) e fibras de polietileno tereftalato (PET) obtidas a partir do reprocessamento de garrafas plásticas descartáveis. Os autores observaram que a inclusão de fibras teve uma influência significativa nas propriedades mecânicas do solo cimentado, aumentando a resistência à compressão não-confinada e à tração por compressão diametral, sendo este aumento mais pronunciado para maiores porcentagens de fibra. O efeito do comprimento da fibra, porém, mostrou-se nulo. Quanto ao comportamento na compressão triaxial, verificou-se o aumento da tensão desvio de pico, tanto com a porcentagem como com o comprimento das fibras, resultando de um aumento no ângulo de atrito de pico. Concluíram também que o reforço da areia cimentada com fibras PET resultou na melhoria do comportamento pós-pico, com o aumento da tensão desvio última e, embora tenha reduzido sensivelmente o índice de fragilidade do solo cimentado (de forma mais acentuada para o comprimento de fibra maior), não alterou expressivamente o modo de ruptura do material. A rigidez inicial não foi afetada pela inclusão das fibras, sendo esta uma função basicamente do nível de cimentação.

Murray *et al.* (2000) executaram ensaios de compactação e de compressão triaxial para avaliar as características de compactação e o potencial de deformação de um solo silto-arenoso reforçado com fibras de carpete recicladas e fibras de polipropileno fibriladas, distribuídas aleatoriamente. Inclusões de fibras discretas aumentaram a resistência de pico significativamente reduzindo a perda de resistência pós-pico, mudando em alguns casos, o comportamento do material, de rígido para dúctil. Os ensaios de compactação indicaram que o peso específico seco máximo diminuiu, aumentando o teor de umidade ótimo, com o aumento do teor de fibra. Os ensaios triaxiais revelaram que ambos os tipos de fibras aumentaram a resistência na ruptura e modificaram a taxa de deformação de um solo silto-arenoso. Não foi observado um teor de fibra ideal para o material reforçado com fibras de carpete recicladas, porém, para as fibras de polipropileno, esse teor é de aproximadamente 1%, e as perdas de resistência referentes à saturação são reduzidas no solo reforçado.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre as propriedades de resistência e deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob condições de carregamento estático e dinâmico. O autor concluiu que as fibras extensíveis (em forma de filamentos) foram mais efetivas na melhoria das características pós-ruptura do compósito aumentando de forma expressiva a

tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga. Entretanto, as fibras de caráter inextensíveis (fibriladas) foram mais efetivas na redução da deformabilidade e no aumento de resistência de pico. Estruturas de pavimento semi-rígido foram dimensionadas onde se observou uma significativa redução na espessura da camada cimentada quando da utilização de reforços fibrosos em forma de filamentos.

Feuerharmel (2000) estudou o comportamento de uma argila caulínica, artificialmente cimentada e não-cimentada, reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente na massa de solo. Comparando a influência da adição dessas fibras a dois outros solos, um arenoso e outro areno-siltoso, concluiu-se que a adição de fibras de polipropileno provocou reduções no módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo. Para misturas não-cimentadas, os solos menos rígidos foram os mais afetados enquanto que as alterações na areia foram pequenas. Quanto à resistência ao cisalhamento, concluiu que o comportamento resistente dos solos não-cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial, onde o comportamento é controlado pela matriz de solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado juntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras. Para os solos não-cimentados, cujas deformações se distribuem por toda a amostra, também conclui que as fibras constituem uma estrutura entrelaçada que impõe uma resistência às deformações radiais na amostra, aumentando assim as deformações de compressão do solo. Este efeito depende da adesão entre o solo e as fibras, sendo que para a areia, onde esta adesão é inferior aos demais solos, não se observa alterações significativas na variação volumétrica.

Estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande & Consoli (2002) em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno mostraram um crescimento constante da resistência com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência a partir de 2,5% de deformação axial.

Santoni *et al.* (2001) investigaram o efeito de numerosas variáveis no desempenho de amostras de areias reforçadas por fibras aleatoriamente distribuídas. Através de ensaios de compressão simples em seis diferentes areias, reforçadas com quatro tipos de fibras, com

cinco comprimentos, seis diâmetros, em cinco taxas de dosagens, verificaram o significativo acréscimo da resistência não-confinada das amostras reforçadas. Em termos do ganho de resistência, são verificados o comprimento ideal de 51mm para as fibras e uma taxa de dosagem ótima situada entre 0,6 e 1,0% em relação à massa de solo seco. Os autores, ainda, verificam a melhora no comportamento das amostras reforçadas, tanto no ramo úmido como no ramo seco da curva de compactação, e afirmam que a inclusão de até 8% de silte, em massa, não afeta o desempenho das misturas. Para taxas de dosagem de fibras entre 0,6 e 1,0%, as amostras apresentaram comportamento de enrijecimento, caracterizado pelo aumento da resistência à compressão não-confinada com correspondente aumento da deformação; para taxas inferiores a 0,6%, tal comportamento não é verificado.

Zornberg (2002) propôs uma metodologia para analisar o equilíbrio limite de solos reforçados através de uma caracterização estrutural independente, do solo e das fibras, baseando-se em um equacionamento de estruturas discretas. Tal metodologia contrapõe a análise tradicional de solo reforçado com fibras, que usa ensaios de laboratório para a caracterização das propriedades deste, ou seja, este método tem por finalidade analisar distintamente as características do solo (peso específico, coesão e ângulo de atrito), e das fibras (comprimento, diâmetro, peso específico e resistência à tração), a fim de estudar as suas atribuições para a análise de distribuição de tensões. Porém uma discussão proposta por Heineck & Consoli (2004), mostra que a precisão de parâmetros através deste equacionamento somente é válida quando a ruptura é governada pelo arrancamento das fibras, não pela ruptura destas, em tensões superiores à crítica, havendo uma superestimação do intercepto coesivo, enquanto o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado. Segundo os autores citados, a diferença entre os parâmetros obtidos experimentalmente e analiticamente é possivelmente causada por características das fibras e índices aspecto distintos do programa de ensaios utilizado.

O comportamento hidráulico e mecânico de novos materiais geotécnicos compósitos, tentando adequar suas características à utilização em barreiras hidráulicas, foi analisado por Heineck (2002). Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita foram adicionadas a amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim. Uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica indicou a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos. Prosseguindo o estudo, Heineck *et al.* (2003-a) e Heineck *et al.* (2005) avaliaram a

contribuição de fibras para grandes deformações de cisalhamento (ensaios do tipo *ring shear*), acima dos valores usuais em testes padrões de laboratório, bem como a avaliação da influência da inserção de fibras em solos para pequeníssimas deformações (ensaios triaxiais com *bender elements*). Os resultados mostraram que a influência do reforço fibroso nos solos continua após grandes deformações de cisalhamento, não havendo perda de resistência mesmo para deslocamentos horizontais da ordem de 250mm e que a introdução de fibras de polipropileno não influencia a rigidez inicial dos materiais estudados.

O estudo realizado por Donato (2003) seguido por Donato *et al.* (2002 e 2004) teve como propósito avaliar o comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno. A partir dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e triaxial pode-se observar que as fibras provocam uma queda do módulo inicial dos compósitos estudados, tanto para os cimentados, quanto para os não cimentados, levando a uma melhoria significativa na resistência à compressão e na ductilidade do material reforçado, bem como reduções da rigidez inicial e do índice de fragilidade do material, sendo estas modificações de comportamento tão mais efetivas quanto mais fina a granulometria da matriz. Além disso, um aumento considerável da resistência à tração foi observado através dos resultados de ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Vendruscolo (2003) verificou a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios triaxiais e concluiu que a influência desta inclusão sobre as propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo mais pronunciado para materiais compósitos com maiores pesos específicos. O autor cita também que a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Um amplo estudo realizado por Consoli *et al.* (2004) avaliou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro é perceptível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada). A redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo acentua-se para o compósito cimentado. Por outro lado, as fibras de polipropileno reduziram drasticamente o índice de

fragilidade da areia cimentada, mudando o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados. Ou seja, não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

Santos (2004) desenvolveu um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avaliou o comportamento, sobre a trajetória de tensões com deformações radiais nulas, de uma areia e de misturas de areia-fibra, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos. Os resultados mostraram que a inclusão de fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões e que a variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior for o comprimento. Também mostram os resultados que a tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e proporcional ao comprimento das fibras. O autor afirma, ainda, que a presença de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento, principalmente nas tensões iniciais, e praticamente mantém a mesma forma da curva da areia sem fibras nas tensões maiores e no descarregamento. Os valores de K_0 diminuem com a inclusão de fibras e com o aumento do comprimento das mesmas para todos os níveis de tensão tanto no carregamento quanto no descarregamento, mantendo-se praticamente constantes no carregamento e crescendo no descarregamento.

Casagrande (2005) realizou ensaios de prova de carga em placa com o objetivo de investigar a contribuição de fibras de polipropileno na mobilização de resistência de um solo arenoso fino, para diferentes níveis de densidade de compactação. Os resultados mostraram que as camadas compactadas com maior densidade apresentaram características relacionadas ao mecanismo de ruptura generalizada e para as menores densidades foi observada ruptura localizada, constituída por superfícies de deslizamento em forma de cunha, que se iniciaram junto às bordas da placa, com um levantamento expressivo do solo ao redor desta após grandes deslocamentos. Foi verificado que a inclusão do reforço fibroso melhorou significativamente a resposta do solo e a variação da densidade relativa das camadas teve um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, onde o ganho de resistência era mais pronunciado quanto mais densa fosse a mistura. Segundo o autor, as fibras inibem a propagação de fissuras, distribuindo as tensões em uma área maior, conseqüentemente, o

acréscimo de resistência pela adição das fibras ao solo se deve à inibição da formação e propagação de possíveis bandas de cisalhamento.

Através de ensaios do tipo ring shear, Casagrande *et al.* (2006) avaliaram o comportamento de misturas de uma bentonita reforçada com fibras de polipropileno. Os autores observaram que a inclusão aleatória das fibras aumentou a resistência ao cisalhamento de pico do solo, porém o ganho de resistência era reduzido a deformações maiores e as resistências residuais dos materiais com e sem reforço eram similares. O aumento da resistência de pico foi percebido com o aumento do comprimento e da quantidade de fibras. Os autores verificaram, após a realização dos ensaios, que as fibras sofreram alongamento e, predominantemente, ruptura. Todavia, uma discussão proposta por Fox (2007), em função da dificuldade de mistura do solo com as fibras, sugeriu, em substituição ao reforço com fibras, por serem mais resistentes, a utilização de geocompósitos com bentonita reforçados por fibras. Em resposta, Casagrande *et al.* (2007) afirmaram que o mesmo ganho de resistência seria observado na bentonita se fosse reforçada com fibras do mesmo tipo e em mesma quantidade do que no geocompósito fibroso.

Donato (2007) estudou a distribuição de tensões em um solo arenoso reforçado com fibras de polipropileno através de ensaios de prova de carga em placa circular, com medidas diretas de tensão pelo uso de células de tensão total. Calibrações em laboratório foram realizadas para avaliar os fatores que afetam as medições de tensões em células de tensão total inseridas no solo. O Método dos Elementos Finitos foi também utilizado para simular numericamente a distribuição de tensões dentro de câmaras de calibração. Nos ensaios de placa pode-se observar que o comportamento carga-recalque do solo arenoso é significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte deste e alterando os mecanismos de ruptura. As medidas de tensões mostram uma mudança na distribuição de tensões com a inclusão do reforço.

Um procedimento para determinação da distribuição da orientação das fibras em areia reforçada com fibras flexíveis foi apresentado por Diambra *et al.* (2007). Elaborado com base em amostras cilíndricas compactadas em laboratório, o procedimento pode ser extrapolado para amostra de qualquer formato, desde que o eixo de simetria seja conhecido, de acordo com os autores. No estudo, a distribuição das fibras não se mostrou isotrópica, tipicamente

97% das fibras ficaram dispostas a 45° da horizontal. Observaram ainda que a orientação das fibras não foi afetada pela quantidade de reforço adicionada à matriz de solo.

Através de ensaios do tipo ring shear, realizados em amostras de areia reforçadas com fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas e não-reforçadas, Consoli *et al.* (2007-a) investigaram o comportamento das misturas a elevadas deformações, examinando o efeito do comprimento das fibras, da quantidade de fibras, da tensão normal efetiva e da densidade relativa das amostras. Os efeitos do reforço mostraram-se mais pronunciados para as fibras mais longas, para as maiores quantidades de fibra e para os compósitos mais densos. Nas amostras do estudo, o ganho de resistência proporcionado pelas fibras não sofreu redução, mesmo a muito elevadas deformações cisalhantes, superiores a 3000%. As fibras foram exumadas após os ensaios e foi descoberto que sofreram alongamento e ruptura para todas tensões normais e para todos comprimentos iniciais de fibras estudados e, também, que o desempenho das fibras depende do deslocamento cisalhante ocorrido.

Sob diferentes trajetórias de tensões, convencional, p' constante e descarregamento lateral, considerando tensões efetivas entre 20 e 680kPa, Consoli *et al.* (2007-b) realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras de areia reforçada por fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas. Os autores demonstraram que a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência da areia reforçada são independentes da trajetória de tensão aplicada nos ensaios triaxiais. A envoltória de ruptura do compósito foi ajustada de forma bi-linear e não foi verificada a ruptura das fibras, apenas o alongamento.

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados anteriormente no comportamento de solos reforçados. Alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, em função dos níveis das variáveis, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada.

- *Teor de fibra*: quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001; Vendruscolo, 2003); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher & Ho, 1993); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de

absorção de energia (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002).

- *Comprimento da fibra*: quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*; 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003); o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e aumento da capacidade de absorção de energia (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002); o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).
- *Orientação das fibras*: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantêm a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).
- *Rugosidade*: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).
- *Módulo de elasticidade da fibra*: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray & Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).
- *Tensão confinante*: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras (l/d), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).

- *Modo de carregamento*: o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher & Ho, 1993; Crockford *et al.*, 1993; Specht, 2000).

2.2.6 Alterações na Propriedade dos Solos pela Inclusão de Fibras

A seguir são descritas alterações que ocorrem no solo devido à inclusão de fibras. Diversos autores já relataram em seus trabalhos algumas mudanças que ocorrem no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras. Estas mudanças são relacionadas à compactação, resistência, deformabilidade, modo de ruptura, variação volumétrica, rigidez inicial e condutividade hidráulica.

2.2.6.1 Compactação

Hoare (1979) estudou a influência da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho com areia. Observou que as fibras conferem uma certa resistência à compactação, resultando em porosidades maiores da mistura, para as mesmas energias de compactação, sendo este aumento linear em relação à quantidade de fibra e independente do tipo de compactação empregada. Resultados de ensaios empregando-se dois tipos de reforços diferentes sugeriram ainda que a influência na compactação é comandada pela interação entre solo e reforço, atentando para aspectos como a granulometria do solo, forma das partículas, textura e área superficial do reforço.

Al Wahab & Al-Qurna (1995) avaliaram os efeitos da inclusão de vários teores de fibra (zero; 0,5; 1 e 2% em massa do solo seco) na curva de compactação de uma argila. Os resultados encontrados demonstraram um decréscimo da densidade e um acréscimo na umidade ótima para a adição de 2% de fibra, considerados não muito significativos.

Bueno *et al.* (1996) observaram o mesmo comportamento com relação à umidade para um solo arenoso, ao contrário do solo argiloso, onde não foi observada nenhuma alteração na umidade ótima. Em ambos os casos, a massa específica máxima não sofreu alterações com a inclusão de fibras.

Vários outros autores relataram também não ter encontrado alteração significativa com a inclusão de fibras (e.g. Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Consoli *et al.*, 1999; Casagrande, 2001; Heineck, 2002).

2.2.6.2 Resistência ao Cisalhamento de Pico

Em geral, as fibras inibem a amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito. Este fato leva a um aumento nas áreas sob as curvas tensão-deformação. Essa propriedade é comumente referida como tenacidade, e representa o trabalho da fratura ou a capacidade de absorção de energia do compósito.

Estudos comparativos entre um material granular e um coesivo realizado por Bueno *et al.* (1996) mostraram que os solos coesivos são menos sensíveis ao aumento do comprimento das fibras. Análises baseadas em ensaios triaxiais revelaram um acréscimo no ângulo de atrito com a adição do reforço, sendo este maior quanto maior for a quantidade de fibras.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão-deformação de uma areia fina reforçada exibiu tendência de crescimento mesmo a deformações axiais de ordem de 20%. Teodoro (1999) observou um aumento na resistência de uma areia siltosa reforçada com o aumento do comprimento das fibras de polipropileno de 0 para 30mm, comportamento este distinto do solo argiloso, que apresentou um máximo de resistência para fibras de 15mm.

O estudo realizado por Maher e Gray (1990), utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios das partículas, mostrou que o aumento do tamanho das partículas ($D_{50} = 0,25\text{mm}$ para $0,6\text{mm}$) não alterou a tensão de confinamento crítica, mas diminuiu a contribuição das fibras para a resistência.

Acréscimos na resistência pela inclusão de fibras ao solo foram relatados por vários autores. Alguns constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986), por outro lado, outros constataram um aumento não linear (Shewbridge & Sitar, 1989; Jewell & Wroth, 1987; Teodoro, 1999).

Montardo (1999) relatou 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.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a inclusão de fibras e com o aumento do teor de fibras também foi relatado por diversos pesquisadores (Hoare, 1979; Gray & Ohashi, 1983; Bueno *et al.*, 1996; Nataraj *et al.*, 1996; Stauffer & Holtz, 1996). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram somente o aumento da parcela coesiva de uma areia siltosa reforçada, sem alterações significativas no ângulo de atrito. Por outro lado, Heineck (2002) constatou uma bi-linearidade na envoltória de ruptura de uma areia siltosa reforçada com fibras. A parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito que supera o dobro do valor correspondente ao solo sem reforço. Já na segunda parte da envoltória, acima da tensão confinante crítica, o ângulo de atrito é semelhante ao do solo sem reforço, entretanto, houve um acréscimo razoável do intercepto coesivo.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de atrito; já para o solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último.

Montardo (1999) e Consoli *et al.* (2002) constataram o aumento do ângulo de atrito de uma areia uniforme cimentada e não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Resultados semelhantes também foram obtidos por Heineck (2002) para uma areia reforçada com fibras. Não foi constatada pelos autores a existência de uma tensão de confinamento crítica para estes materiais. Para Specht *et al.* (2002), a alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço. Os autores observaram que para uma areia siltosa cimentada reforçada com fibras extensíveis não houve alteração dos parâmetros de resistência, por outro lado, considerando fibras inextensíveis, houve um leve aumento da coesão e do ângulo de atrito da areia siltosa cimentada reforçada com as fibras mais rígidas.

Outro ponto comum em termos de resistência observado por vários autores ao estudarem um solo granular reforçado foi a bi-linearidade das envoltórias de resistência (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Maher & Gray, 1990; Stauffer & Holtz, 1996; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Zornberg, 2002). Gray & Al-Refeai (1986) observaram ainda que quanto menor for a rugosidade ou aderência da interface solo-fibra,

maior é a tensão de confinamento crítica. Fibras mais rugosas tendem a ser mais efetivas no aumento da resistência.

Com relação à granulometria do solo, Stauffer & Holtz (1996) realizaram vários ensaios triaxiais em duas areias reforçadas com distribuições granulométricas distintas, uma bem graduada e uma uniforme, porém com mesmo diâmetro médio (D_{50}) dos grãos do solo. Os autores observaram um aumento maior de resistência na areia bem graduada com a adição de fibras. A forma das partículas também é um fator que influencia na resistência do solo reforçado com fibras (Gray & Maher, 1989). A contribuição das fibras na resistência diminui com o aumento do índice de esfericidade das partículas, ou seja, partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Teodoro (1999) observou um aumento da resistência com o aumento do comprimento das fibras (comprimento máximo igual a 30mm) de uma areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno. Distinto comportamento o mesmo autor observou para um solo argiloso, onde o máximo de resistência foi alcançado para um comprimento de 15mm.

Consoli *et al.* (1999), estudando o comportamento de materiais cimentados, observaram que quanto maior é a quantidade de cimento adicionada ao solo, menos pronunciado é o acréscimo de resistência causado pela adição das fibras.

Sob diferentes trajetórias de tensões, Consoli *et al.* (2007-b) realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras de areia reforçada por fibras de polipropileno aleatoriamente distribuídas. Os autores demonstraram que a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência do material reforçado são independentes da trajetória de tensão aplicada nos ensaios triaxiais. A envoltória de ruptura do compósito foi ajustada de forma bilinear e não foi verificada a ruptura das fibras, apenas o alongamento.

2.2.6.3 Resistência ao Cisalhamento Pós-Pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Fatani *et al.*, 1991; Ranjan *et al.*, 1996; Consoli *et al.*; 1997, 1999, 2002-b; Donato *et al.*, 2004; Casagrande *et al.*, 2006; Consoli *et al.*, 2007-a).

2.2.6.4 Deformabilidade

Foi observado por McGown et al. (1988), através de um ensaio de placa de pequenas dimensões, uma grande parcela de deformação recuperada com o descarregamento, referente a 20% da deformação total imposta.

McGown et al. (1988), para areias e Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram um aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997) e Consoli *et al.* (1999) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras, para areias cimentadas e não cimentadas.

Stauffer e Holtz (1996) relataram que a adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada que para uma bem graduada, ambas com mesmo diâmetro D_{50} dos grãos.

Para Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-a), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento depende do tipo de matriz.

Resultados de módulo de resiliência realizados por Donato *et al.* (2004) permitiram verificar a grande importância da inclusão de fibras sobre a deformabilidade resiliente, onde o módulo é reduzido em 65%.

2.2.6.5 Modo de Ruptura

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma observação feita em caráter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1993; Nataraj *et al.*, 1996; Consoli *et al.*, 1999), sendo este aumento mais pronunciado quanto maior a quantidade de fibras.

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel & Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém, modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço. O desenvolvimento da banda também é diferente, pois após um nível de deformações

limite, elas se tornam menos ativas com o aumento das deformações. Mas por outro lado, na medida em que as deformações progridem, bandas de cisalhamento secundárias se iniciam e vão se tornando mais largas, localizadas próximas da primeira banda.

Montardo (1999) concluiu que a inclusão de fibras de polipropileno no compósito de matriz cimentada altera significativamente o seu modo de ruptura. Com a inclusão das fibras o comportamento do material na ruptura, que era frágil, torna-se dúctil. Estas constatações resultaram da análise dos índices de fragilidade e da verificação visual da ausência ou presença de planos de ruptura nos corpos de prova rompidos. Concluiu ainda que a inclusão de fibras PET reduziu sensivelmente o índice de fragilidade da matriz cimentada, mas não foi suficiente para expressar uma modificação no modo de ruptura da matriz cimentada, e que a inclusão de fibras de vidro não modificou o modo de ruptura do material.

Specht (2000) avaliou os efeitos da inclusão de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas (uma em forma de filamentos e outra fibrilada – tipo *mesh*) num solo artificialmente cimentado e observou que com a inclusão de fibras mais alongáveis (em forma de filamento) o comportamento do material, que era frágil, torna-se dúctil. Sendo que para as fibras mais rígidas (tipo *mesh*) não se expressa uma modificação no modo de ruptura do material.

Segundo Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou por uma combinação apropriada dos fatores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes.

Uma mudança significativa quanto ao modo de ruptura foi verificado por Donato *et al.* (2004), onde todas as amostras cimentadas não reforçadas estudadas exibiram um comportamento frágil na ruptura, enquanto que as amostras reforçadas com 0,5% de fibras de polipropileno apresentaram uma fragilidade menos pronunciada, mudando o comportamento de frágil para dúctil.

2.2.6.6 Variação Volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer & Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma areia uniforme do que para uma areia bem graduada, ambas com mesmo diâmetro médio (D_{50}).

O aumento da compressibilidade do solo com a inclusão de fibras também foi observado por Bueno et al. (1996). Segundo Shewbridge & Sitar (1989), a deformação volumétrica aumenta com o acréscimo da quantidade de reforço, porém, de forma não linear, similar ao observado por Nataraj *et al.* (1996).

Consoli *et al.* (2005-b), através de ensaios de compressão isotrópica, verificaram que a inclusão de fibras afeta significativamente o comportamento compressivo de uma areia, modificando a localização da Linha Isotrópica de Compressão do material. De acordo com os autores, quando o material reforçado é submetido à compressão isotrópica, o movimento relativo dos grãos sob altas tensões conduz as fibras a sofrerem deformações plásticas de tração, onde estas se alongam em primeira instância, podendo inclusive atingirem a ruptura.

2.2.6.7 Rigidez Inicial

McGown *et al.* (1988), para areias, Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram aumento no módulo de deformação, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997), Consoli *et al.* (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras. Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada da rigidez inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, as fibras de polietileno tereftalato e de vidro não causaram alteração alguma no módulo.

Portanto, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo. Estudos realizados pelo autor em argila e areia siltosa reforçada com fibras de

polipropileno indicaram grande redução do módulo, enquanto que, os resultados de ensaios realizados em areia reforçada mostraram pequenas alterações. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados.

Os resultados de ensaios dinâmicos utilizando bender elements realizados por Heineck (2002) não indicaram alteração do G_0 do solo arenoso quando da inclusão das fibras. Os módulos de deformação cisalhante de três diferentes materiais, areia siltosa, areia fina uniforme e cinza de fundo, a pequeníssimas deformações, de acordo com Heineck *et al.* (2005), não foram afetados pela introdução de fibras de polipropileno.

2.2.6.8 Condutividade Hidráulica e Outras Propriedades

O aumento da condutividade hidráulica devido à adição de fibras em solos argilosos é relatado por vários autores. Maher & Ho (1994) observam um aumento na permeabilidade, sendo maior esse aumento quanto maior a quantidade de fibras, para 4% de fibra (polipropileno e vidro). Já Al Wahab & El-Kedrah (1995) observam um aumento da condutividade hidráulica em mais de uma ordem de grandeza para 2% de fibra (polipropileno).

Al Wahab & El-Kedrah (1995) observaram também a redução do potencial de retração e inchamento em torno de 30 a 35% com a adição de fibras, sendo este efeito mais pronunciado no ramo seco da curva de compactação e menos pronunciado no ramo úmido.

Bueno *et al.* (1996) relataram uma redução da permeabilidade de uma ordem de grandeza, causada pela adição de fibras a solos granulares.

Feuerharmel (2000) observa que são obtidos valores de condutividade hidráulica bem mais elevados no momento em que são adicionadas fibras e cimento ao material argiloso, pois com a floculação das partículas de argila, estas, que antes aderiam às fibras, passam a se aglomerar ao redor de partículas de cimento, propiciando a segregação das fibras.

Segundo Heineck (2002) e Heineck *et al.* (2003-b), para todas as matrizes estudadas, a adição de 0,5% de fibras de polipropileno de 24 mm não causou mudanças significativas na condutividade hidráulica avaliada.

2.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ A PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES

2.3.1 Transdutores Piezoelétricos

A capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica ou vice-versa, a piezoelectricidade, permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou sensores (Ferreira, 2003). É usual o mesmo transdutor realizar ambas as funções.

A piezoelectricidade caracteriza-se pelo surgimento de um potencial elétrico em alguns cristais singulares na natureza quando são submetidos a forças mecânicas. Tais cristais possuem eixos polares, tais como o quartzo, a turmalina, o lítio, entre outros.

Os elementos piezocerâmicos são constituídos por uma única placa piezocerâmica, que ao serem excitados, deforma-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico.

Os elementos duplos, compostos por duas finas placas piezocerâmicas, constituem os tipos mais versáteis de transdutores, pois podem desenvolver movimentos de extensão e compressão (como elementos simples) e movimentos de flexão. Essa deformação em curvatura acontece quando uma placa sob tensão se contrai enquanto a outra expande, gerando um movimento conjunto de flexão. A Figura 2.12, adaptada de Ferreira (2003), ilustra o comportamento típico de um elemento duplo.

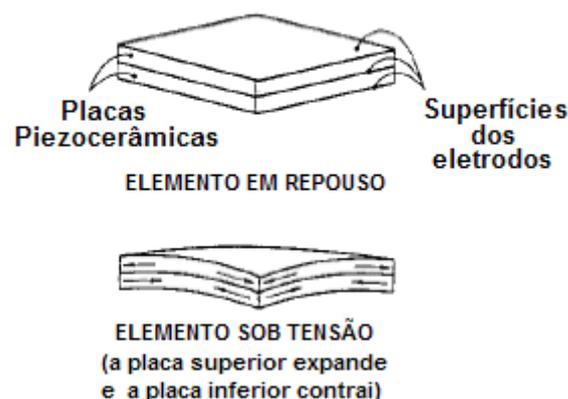


Figura 2.12: Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão

A deformação de um elemento piezocerâmico polarizado depende essencialmente da sua forma e composição, da direção de polarização e o modo de aplicação do campo elétrico (Brignoli *et al.*, 1996).

Dentre os transdutores piezoelétricos existentes, serão utilizados os *bender elements*, para obtenção das ondas S, nos ensaios desta pesquisa e serão descritos a seguir.

2.3.2 *Bender Elements*

Trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como menor que 10^{-5} . Desta forma, o módulo cisalhante estimado é G_0 , referente a deformações muito pequenas.

Um *bender element*, transdutor de flexão, é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e a eletrodos nas faces exteriores (Figura 2.13). A lâmina central funciona como material de reforço, já que as placas cerâmicas são muito frágeis para o manuseio. O material piezoelétrico encontra-se envolvido por uma resina epóxi rígida, que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e a água (Heineck, 2002; Ferreira, 2003).

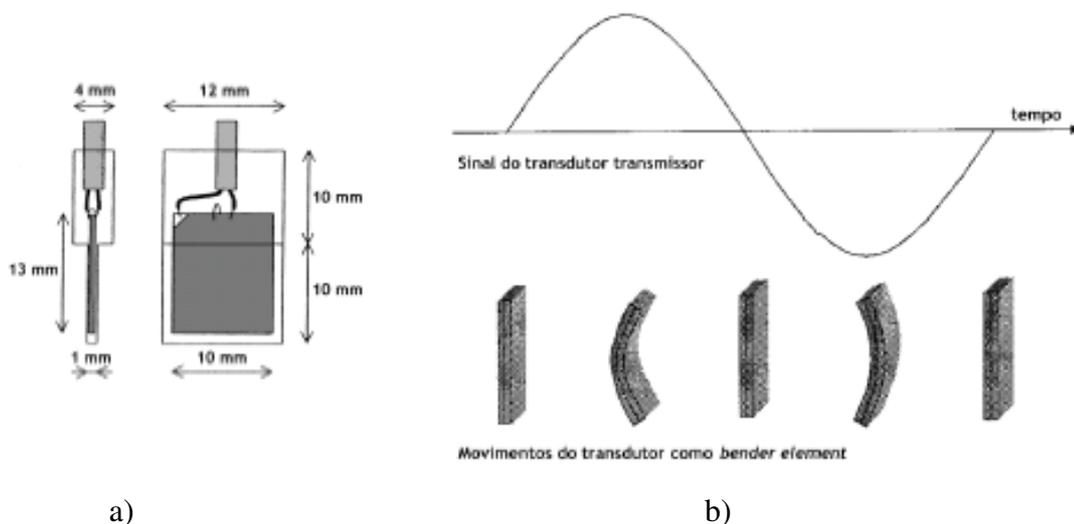


Figura 2.13: (a) Bender element; (b) esquema de funcionamento. (Dyvik e Madshus, 1985 adaptado de Ferreira (2003))

Os *bender elements* são instalados no cabeçote superior da amostra e no pedestal do equipamento triaxial e projetam-se para dentro da amostra em aproximadamente 4mm. O transdutor instalado no cabeçote superior, ou o transmissor, é excitado através da aplicação de uma voltagem e causa uma vibração normal à face do cabeçote, enviando uma onda através da amostra. A chegada da onda na extremidade oposta da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é exibida em um osciloscópio digital, em conjunto com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem, com o qual pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante V_s , e por sua vez, o módulo cisalhante elástico através da equação:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L^2}{t^2} \right) \quad (2.14)$$

Onde ρ é a massa específica do solo, L é a distância entre os transdutores e t é o tempo de viagem da onda.

Uma das vantagens deste tipo de ensaio é ser uma técnica não destrutiva, que permite qualquer número de medições de G durante todo o ensaio (Heineck, 2002; Heineck et. al., 2005).

2.3.3 Transdutor de Compressão

O transdutor de compressão é constituído por um único elemento piezocerâmico cilíndrico (com cerca de 2mm de espessura e 8mm de diâmetro), polarizado na direção da sua espessura, com faces exteriores condutoras ligadas em série, revestido por uma camada superficial em resina epóxi. As deformações de compressão e extensão são induzidas pela aplicação de um potencial elétrico, que permite assim a propagação de ondas P (Ferreira, 2003).

Um esquema com as ligações, polarização e deformação do transdutor de compressão é apresentado na Figura 2.14 (Brignoli et al, 1996). O comportamento do transdutor sob a ação de um impulso senoidal é também apresentado na mesma figura.

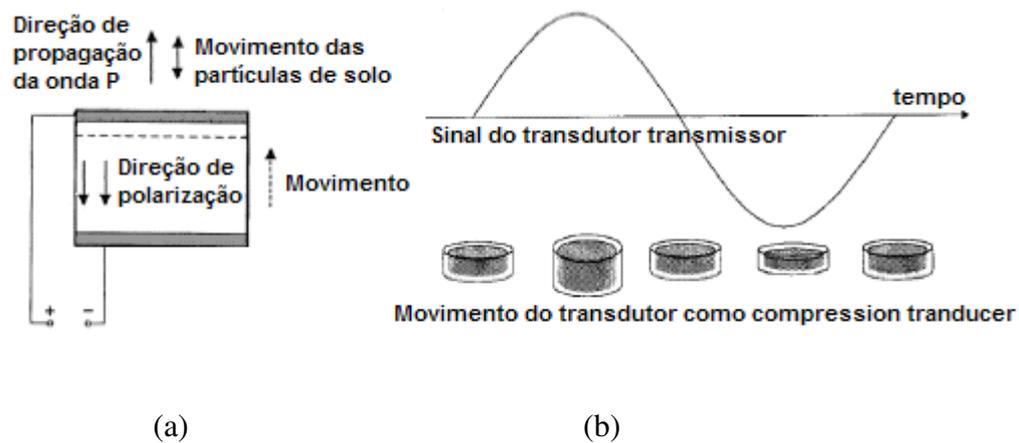


Figura 2.14: Transdutor de Compressão: (a) diagrama de ligações, polarização e deformação; (b) esquema de funcionamento (adaptado de Brignoli et al., 1996).

2.3.4 Ondas Sísmicas

As ondas de tensão e de deformação geradas a partir de um ponto em um meio elástico difundem-se em todas as direções com velocidades finitas de propagação. Em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, podem ser consideradas ondas planares, também chamadas de ondas internas ou volumétricas, por envolverem no seu movimento todo o volume do meio, podendo assumir-se dois tipos distintos de movimento das partículas: de dilatação e de cisalhamento. A cada tipo de movimento corresponde um dos dois tipos de ondas volumétricas.

As ondas de dilatação, habitualmente conhecidas por ondas longitudinais, primárias, de compressão ou simplesmente ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda. Esse movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionando quaisquer rotações. Assim, pode-se afirmar que essas ondas possuem apenas um grau de liberdade (Elmore e Heald, 1969). A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas.

As ondas cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. A direção do movimento das partículas é perpendicular à direção de

propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas SH (horizontal polarizadas) e as ondas SV (verticalmente polarizadas). Desse fato se assume que as ondas S têm dois graus de liberdade.

As velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento, V_P e V_S , respectivamente, dependem diretamente das características do meio, assumido como elástico infinito, homogêneo e isotrópico, onde são propagadas. As expressões que se seguem, deduzidas a partir das equações gerais do movimento, traduzem essa dependência.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.15)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \left(\frac{1}{1+\nu}\right)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.16)$$

Onde E é o módulo de deformabilidade ou de Young;

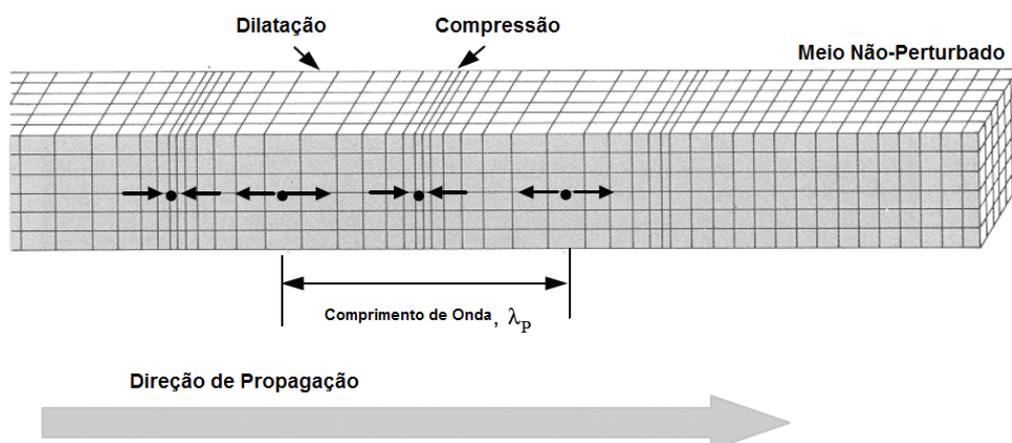
ρ é a massa específica;

ν é o coeficiente de Poisson;

M é o módulo confinado, e;

G é o módulo cisalhante.

Na Figura 2.15, são apresentados os modos de propagação das ondas P e S, respectivamente.



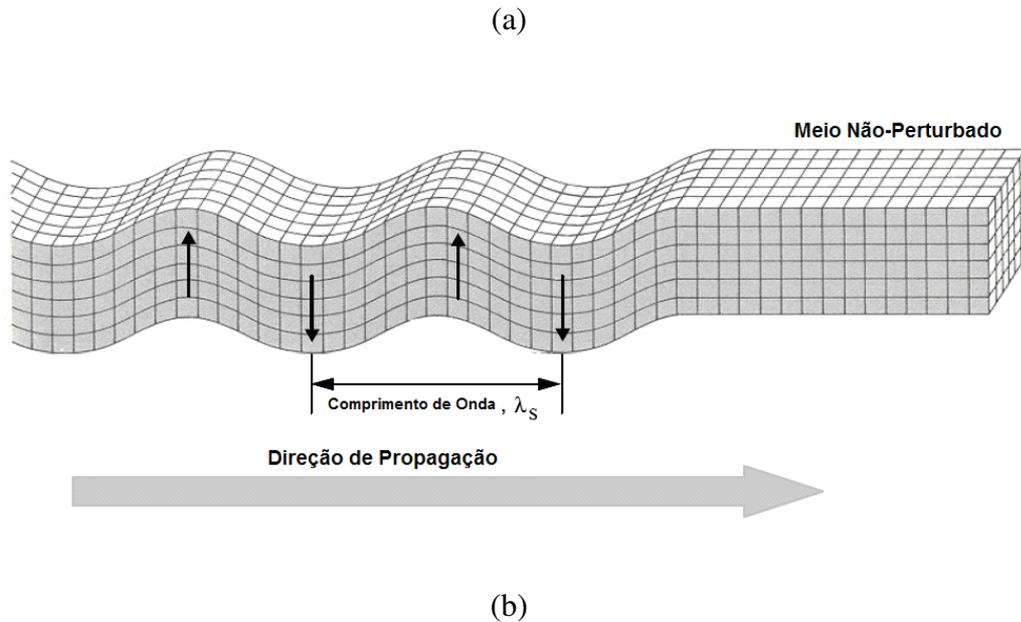


Figura 2.15: Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S. (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

A determinação das velocidades de propagação dessas ondas elásticas permite, através da aplicação das expressões apresentadas, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio. Conhecida a massa específica ρ , é possível calcular o módulo cisalhante G , a partir da velocidade da onda de cisalhamento V_S . Por outro lado, conhecidos ambos os valores de V_P e V_S , é possível calcular o coeficiente de Poisson ν combinando as expressões (2.7) e (2.8), como se demonstra na seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2.17)$$

Determinando o coeficiente de Poisson, o módulo de Young pode ser facilmente calculado com as expressões (2.7) ou (2.8).

A Figura 2.16 mostra a relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades das ondas V_P e V_S .

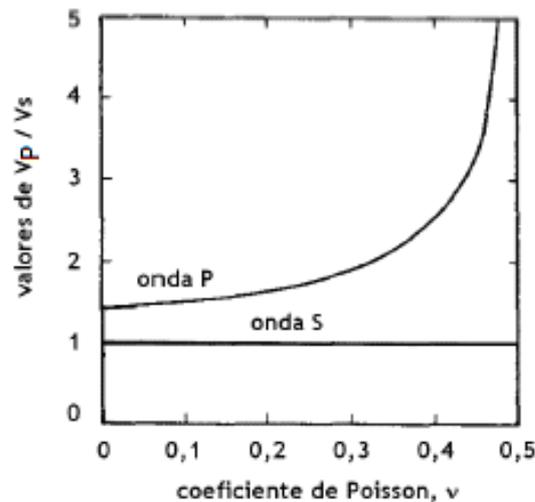


Figura 2.16: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades VP e VS num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003)

2.3.5 Módulo de Cisalhamento Máximo, $G_{MÁX}$

O módulo de cisalhamento ou cisalhante, G , é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento. É reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação. Para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas, consideradas no dimensionamento (Atkinson, 2000).

2.3.5.1 Ensaios utilizados para obtenção do módulo cisalhante

Existem alguns ensaios para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por perturbações nos processos de amostragem e de caracterizarem grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações (de pequenas a moderadas). Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem a caracterização do solo em uma gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, mas estão limitados a um volume muito menor. (Heineck, 2002; Ferreira, 2003).

O Quadro 2.1 resume os principais ensaios *in situ* para a determinação do módulo cisalhante.

Quadro 2.1: Ensaios *in situ* para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
<i>Cross-Hole, CH</i>	<i>Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento, V_S</i>	$\sim 10^{-5}$
<i>Down-Hole, DH</i>		
<i>Up-Hole, UH</i>		
<i>Piezocone sísmico, SCPT(U)</i>		
<i>Refracção sísmica</i>	<i>Determinação da velocidade de onda Raleigh, V_R</i>	$\sim 10^{-3}$
<i>Vibração em regime estacionário</i>		
<i>Análise espectral de ondas estacionárias, SASW</i>		
<i>Ensaio pressiométrico, SBPT</i>	<i>Determinação da curva tensão-deformação (histerese)</i>	$\sim 10^{-3}$

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos dados, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações abaixo:

$$V_S = \frac{d}{t_S} \text{ e } V_P = \frac{d}{t_P} \quad (2.18)$$

$$G_{m\acute{a}x} = \rho \cdot V_S^2 \text{ e } M = \rho \cdot V_P^2 \quad (2.19)$$

Onde: d = distância de percurso;

t_S = tempo de percurso da onda S;

t_P = tempo de percurso da onda P.

2.3.5.2 Distância de percurso (d)

A distância de percurso da onda, d , é usualmente definida como a altura da amostra de solo (H) reduzida dos comprimentos de penetração dos *bender elements* no corpo de prova, ou

seja, a distância entre as extremidades dos transdutores. A Figura 2.17 ilustra a determinação de d .

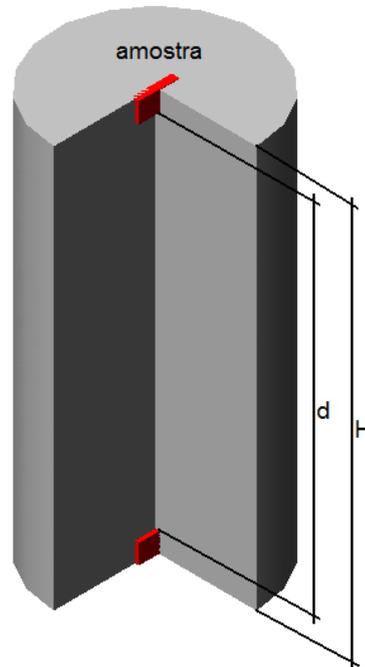


Figura 2.17: Definição da distância percorrida pelas ondas

Essa correção na distância percorrida pela onda é somente utilizada para os *bender elements*. Para os transdutores de compressão, a correção não é utilizada.

2.3.5.3 Tempo de Propagação (t)

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se atentar para alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta.

Existem vários métodos de interpretação de ondas. Variam desde métodos simples, com observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais.

Uma das formas mais simples e imediatas para determinação do tempo e propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta, que está descrito no item subsequente.

2.3.6 Método da Primeira Chegada da Onda de Resposta

O intervalo de tempo entre as ondas gerada e de resposta baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.18).

Os primeiros pesquisadores a utilizar este ensaio (Abbiss, 1981; Dyvik e Madshus, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.



Figura 2.18: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal investigar e identificar o efeito da inclusão de fibras de polipropileno no comportamento de hidratação e na resposta cisalhante cíclica um resíduo de mineração siltoso cimentado.

Os materiais utilizados na pesquisa, a preparação das amostras e os detalhes relevantes da execução dos ensaios são descritos.

3.2 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Numerosos autores destacam que o comportamento tensão-deformação de compósitos cimentados reforçados com fibras é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, entre outros) e à cimentação (tipo e quantidade de agente cimentante, tempo de cura, entre outros) quanto por fatores relacionados ao reforço (módulo, índice aspecto, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

Embora todos os fatores sejam importantes, o presente trabalho se restringe ao estudo de um tipo de solo (resíduo de mineração), com um tipo de fibra, com diferentes níveis de cimentação artificial, sob diferentes condições de carregamento. A escolha destas variáveis, bem como da sua variação, decorreu da necessidade de delimitação do trabalho e foi baseada em estudos já realizados, mencionados no capítulo anterior (Casagrande, 2001 e 2005; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003; Donato, 2007; Festugato, 2008; Helinski, 2007 e Consoli et al., 2010, 2011a e 2011b).

Uma vez identificadas as variáveis mais importantes, avalia-se a influência destas, variando-as de forma controlada enquanto mantêm-se as demais variáveis fixas. As faixas de variação possíveis para as variáveis investigadas referentes aos ensaios realizados são apresentadas nos itens subsequentes.

3.2.1 Ensaios de Medida da Retração Química

Para se aproximar das condições reais, optou-se por empregar o resíduo de mineração da forma que era produzido na mina, sem acréscimo ou retirada de água. Dessa forma, manteve-se, em todas as misturas em que foi utilizado, seu teor de umidade original, que era de aproximadamente 30%.

Foram analisadas misturas cimentadas de resíduo de mineração reforçadas com fibras e não reforçadas. Três teores de cimento, em relação à massa de resíduo seco, foram empregados nesta etapa da pesquisa: 5%, 7,5% e 10%. Para as amostras reforçadas, o teor de fibras foi mantido constante, 0,5% em relação à massa de sólidos secos. As misturas não reforçadas com fibras com 5%, 7,5% e 10% de teor de cimento foram, respectivamente, denominadas 5cmt, 7,5cmt e 10cmt. Analogamente, as misturas cimentadas reforçadas com fibras foram denominadas 5frcmt, 7,5frcmt e 10frcmt.

Para comparação, tendo em vista que as misturas cimentadas de resíduo de mineração apresentavam-se saturadas, foram preparadas pastas de cimento com a equivalente relação água/cimento das misturas. Assim, como o teor de umidade do resíduo de mineração era de 30%, para comparação com as mistura com 5% de cimento, foi preparada uma pasta de cimento com a relação água/cimento de 6, denominada 5cp. Analogamente, para as misturas com 7,5% de cimento, uma pasta com relação água/cimento de 4, denominada 7,5cp, e, para as misturas com 10% de cimento, outra pasta com relação água/cimento de 3, denominada 10cp.

O Quadro 3.1 apresenta as misturas estudadas nesta etapa da pesquisa.

Quadro 3.1: Misturas cimentadas estudadas.

Identificação da mistura	Teor de cimento (%)	Teor de fibras (%)	Relação água/cimento
5cmt	5,0	0,0	6
5frcmt	5,0	0,5	6
5cp	100,0	0,0	6

7,5cmt	7,5	0,0	4
7,5frcmt	7,5	0,5	4
7,5cp	100,0	0,0	4
10cmt	10,0	0,0	3
10frcmt	10,0	0,5	3
10cp	100,0	0,0	3

Com os resultados dos ensaios de medida da retração química, são obtidas, como resposta, curvas de retração química em função do tempo, a partir das quais se pode estudar a evolução da taxa de hidratação das misturas analisadas.

3.2.2 Ensaios de Hidratação

Semelhantemente aos ensaios para medida de retração química do cimento, os ensaios de hidratação com medida de G_0 foram realizados em misturas de resíduo de mineração cimentadas reforçadas e não reforçadas com fibras. Para se aproximar das condições de campo, o resíduo de mineração foi empregado nas condições em que era produzido, não foi adicionada ou extraída água. Dessa forma, foi mantido, em todas as misturas, seu teor de umidade original, que era de aproximadamente 30%. No Quadro 3.2, são apresentadas agrupadas as características das diferentes misturas estudadas.

Quadro 3.2: Misturas estudadas com ensaios de hidratação.

Identificação da mistura	Teor de cimento (%)	Teor de fibras (%)
3cmt	3,0	0,0
3frcmt	3,0	0,5
5cmt	5,0	0,0
5frcmt	5,5	0,5
7,5cmt	7,5	0,0
7,5frcmt	7,5	0,5

10cmt	10,0	0,0
10frcmt	10,0	0,5

Como resultado dos ensaios de hidratação, são obtidas curvas de redução da poro pressão ou, equivalentemente, aumento da tensão efetiva em função do tempo e curvas dos valores de rigidez inicial, G_0 , em função do tempo. A partir das curvas, a evolução da hidratação e do ganho de rigidez das misturas é investigada.

3.2.3 Ensaio *Simple Shear*

Os ensaios de *simple shear* foram realizados em misturas de resíduo de mineração não cimentadas e cimentadas, não reforçadas e reforçadas com fibras. Para se aproximar das condições de campo, o resíduo de mineração foi empregado nas condições em que era produzido, não foi adicionada ou extraída água. Dessa forma, foi mantido, em todas as misturas, seu teor de umidade original, que era de aproximadamente 30%. O principal enfoque da pesquisa é a resposta cíclica das misturas reforçadas, dessa forma, ensaios com carregamento cíclico ganharam prioridade. Complementarmente, para fins de comparação foram realizados ensaios com carregamento monotônicos. Tendo em vista a numerosa quantidade de variáveis do ensaio, quando cimentadas, as amostras apresentavam o mesmo teor de 5,0% de cimento em relação à massa de solo seca e, quando reforçadas, o mesmo teor de 0,5% de fibras em relação à massa de sólidos secos. Assim, quatro diferentes matrizes foram estudadas: resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, frmt, resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras, cmt, e resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, frcmt. Quando cimentadas, todas amostras apresentavam tempo de cura de 14 dias.

As variáveis investigadas foram o teor de cimento, 0,0% (mt e frmt) e 5,0% (cmt e frcmt), o teor de fibras, 0,0% (mt e cmt) e 0,5% (frmt e frcmt), a tensão efetiva vertical inicial de ensaio, 50kPa, 100kPa e 200kPa, e o modo de carregamento, monotônico e cíclico, e, quando cíclico, a condição de controle, deformação cisalhante controlada, $\pm 2,5\%$, $\pm 4,5\%$ e $\pm 7,0\%$, e tensão cisalhante controlada, com relações de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}$, de 0,2, 0,4, 0,5 e 0,6. As variáveis mantidas constantes foram o tipo de solo, resíduo de mineração, o tempo de cura, 14 dias, e o tipo de agente

cimentante, cimento Portland, nas amostras cimentadas, a condição não drenada da execução dos ensaios e a frequência dos ciclos nos ensaios cíclicos, 0,1Hz.

No Quadro 3.3, são apresentadas agrupadas as diferentes misturas estudadas e as configurações dos ensaios.

Quadro 3.3: Misturas e variáveis investigadas nos ensaios *simple shear*.

Matriz	σ'_v inicial (kPa)	Monotônico	Cíclico						
			Deformação cisalhante controlada, γ (%)			Tensão cisalhante controlada ($\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_v$ inicial)			
			$\pm 2,5$	$\pm 4,5$	$\pm 7,0$	0,2	0,4	0,5	0,6
Mt	50		X			X			
	100	X	X			X			
	200					X			
Frmt	50		X			X			
	100	X	X			X			
	200					X			
Cmt	50		X			X			
	100	X	X	X	X	X	X	X	X
Frcmt	50		X			X			
	100	X	X	X	X	X	X		X

Com os resultados dos ensaios *simple shear* estáticos, são obtidas, como resposta, curvas de resistência cisalhante, de variação da poro pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante, e trajetórias de tensões. Dos resultados dos ensaios *simple shear* cíclicos, são obtidas, como resposta, curvas de resistência cisalhante em relação à deformação cisalhante, de resistência cisalhante e de deformação cisalhante em função do número de ciclos de esforços, de variação da poro pressão e de variação da tensão

vertical efetiva em relação ao número de ciclos, e trajetórias de tensões. A partir das curvas, são definidos os parâmetros de resistência, ângulo de atrito interno, ϕ , e intercepto coesivo, c' , e de deformabilidade, G , dos materiais.

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Resíduo de mineração

O resíduo da mineração de ouro da mina Kanowna Belle, localizada na região de Kalgoorlie, no estado de *Western Australia*, na Austrália, foi empregado na realização dos ensaios. Sua distribuição granulométrica é apresentada na Figura 3.1, de onde se pode obter o diâmetro efetivo, d_{10} , o diâmetro médio, d_{50} , e os coeficientes de uniformidade, C_U , e de curvatura, C_C , do material, apresentados no Quadro 3.4. O peso específico real dos grãos do resíduo é de $27,2\text{kN/m}^3$. De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995), 6,0% das partículas do material possuem tamanho de argila, inferior a $2\mu\text{m}$, 61,5% de silte, entre $2\mu\text{m}$ e $60\mu\text{m}$, e 32,5% de areia, entre $60\mu\text{m}$ e $2000\mu\text{m}$. É então um silte arenoso com traços de argila.

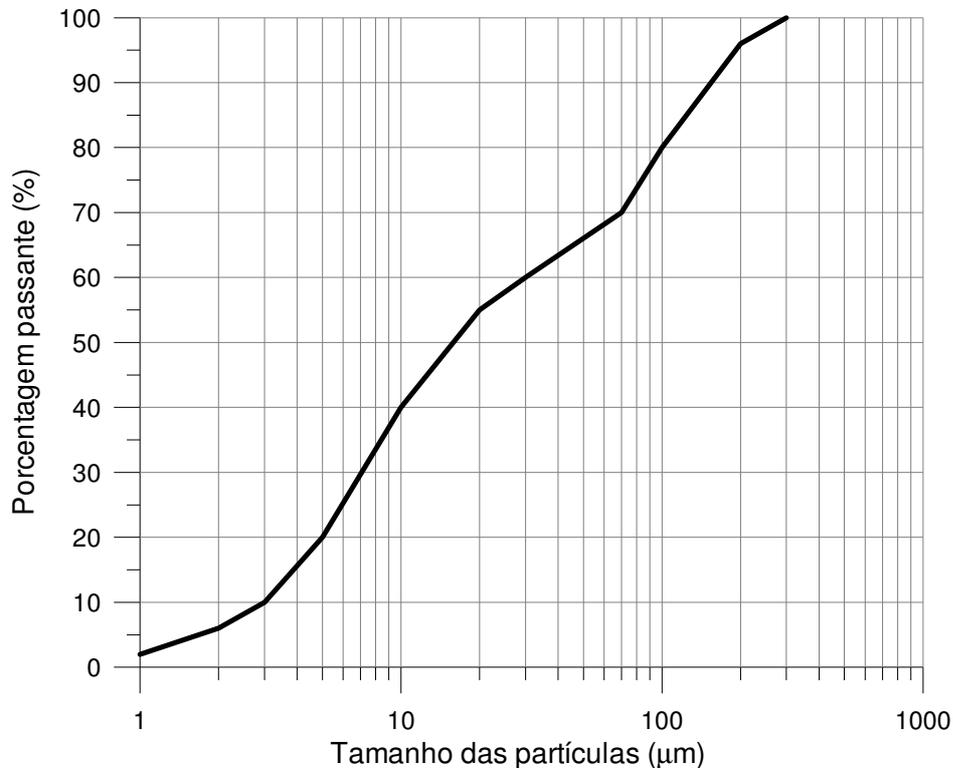


Figura 3.1: Distribuição granulométrica do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).

Quadro 3.4: Índices físicos do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).

Índice físico	Resíduo de mineração
Peso específico real dos grãos, γ_s	27,2kN/m ³
Diâmetro efetivo, d_{10}	3 μ m
Diâmetro médio, d_{50}	17 μ m
Coefficiente de uniformidade, C_U	10
Coefficiente de curvatura, C_C	0,63

Através da análise de difração por Raio-X, a composição mineralógica do resíduo de mineração pode ser determinada. Além disso, com o uso programa computacional Siroquant Version 3.0, pode-se estimar a quantidade relativa dos principais minerais presentes no resíduo, como mostra o Quadro 3.5. O programa utiliza o método de Rietveld (Young, 1993), que aproxima equações matemáticas aos padrões de difração por Raio-X pelo método dos mínimos quadrados, para a estimativa do quantitativo de cada mineral.

Quadro 3.5: Composição mineralógica quantificada do resíduo de mineração de ouro da mina de Kanowna Belle (WA, Austrália).

Mineral	Composição química	Quantidade (%)
Quartzo	SiO ₂	29
Muscovita	(K,Na)Al ₂ (Si,Al) ₄ O ₁₀ (OH) ₂	24
Albita	NaAlSi ₃ O ₈	25
Calcita	CaCO ₃	1
Dolomita	CaMg(CO ₃) ₂	17
Ortoclásio	KAlSi ₃ O ₈	4

3.3.2 Cimento

Nas misturadas estudadas, cimento Portland da BCG Cement, produzido na planta de Canning Vale (WA, Austrália), foi empregado como agente cimentante. Foi utilizado para a pesquisa o mesmo cimento empregado em campo, Portland comum do tipo GP, que possui adições de escória de alto-forno, equivalente ao tipo CPIII do Brasil.

3.3.3 Fibras

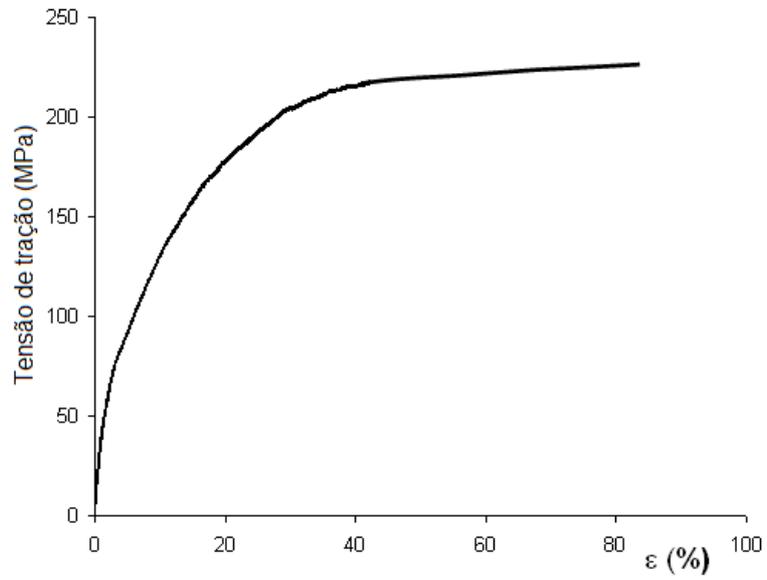
As fibras utilizadas como elemento de reforço são poliméricas de polipropileno e estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. Foram escolhidas por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente e por estarem disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita a extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

As fibras de polipropileno foram produzidas pela indústria Fitesa Fibras e Filamentos S/A e são utilizadas principalmente na indústria têxtil.

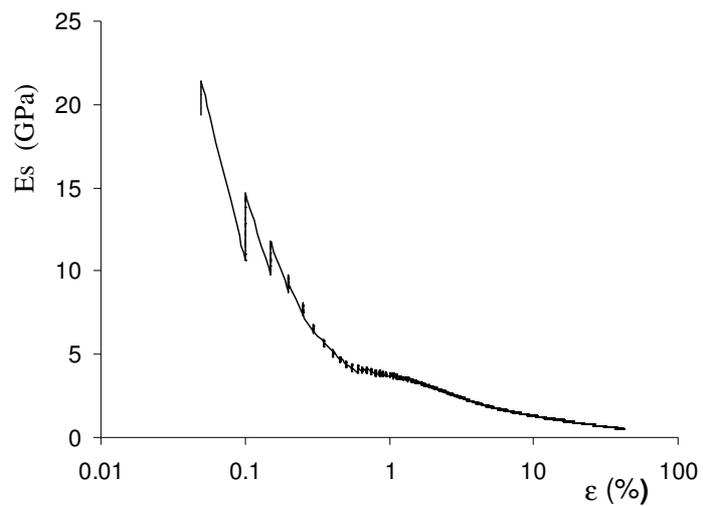
A grandeza que representa a espessura dos filamentos, na indústria têxtil, é o título, cuja unidade é o dtex ($1\text{dtex} = 1\text{g}/10000\text{m}$). As fibras utilizadas nesta pesquisa possuem título de 100dtex, correspondente ao diâmetro de 0,100mm. É estudado o comprimento de 50mm.

A Figura 3.2 apresenta o resultado característico de um ensaio de tração, a deformação controlada, da fibra de polipropileno adotada, realizado na Universidade de Napoli Federico II, na Itália. Um comportamento não-linear é verificado até a plastificação, a partir de onde as deformações continuam até o máximo deslocamento possível no equipamento. A Figura 3.2 (b) indica os valores de módulo secante do referido ensaio.

As características das fibras adotadas no programa experimental são apresentadas no Quadro 3.6.



(a)



(b)

Figura 3.2: Resultado de ensaio de tração das fibras empregadas: (a) curva tensão deformação e (b) Módulo Secante

Quadro 3.6: Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Propriedades físicas e mecânicas

Espessura	0,100mm
Comprimento	50mm
Índice aspecto	500
Densidade	0,91
Módulo secante (médio)	10GPa
Resistência à tração última (média)	200MPa

3.3.4 Água

Água destilada foi utilizada, quando necessária, na realização dos ensaios.

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Procedimento de Ensaio para Medida da Retração Química

Baseado na norma ASTM C 1608 (2007), o procedimento de ensaio para a medida da retração química de misturas cimentadas é descrito.

O equipamento utilizado para medida de variação volumétrica em função da retração química consiste de pipetas de vidro com graduação a cada 0,01mL, recipientes plásticos com capacidade de 119,5mL (39mm de diâmetro e 100mm de altura) e tampas de borracha com um furo central. As pipetas são introduzidas nas tampas de borracha através do furo central previamente preenchido com graxa de silicone para vedação. As misturas cimentadas foram preparadas manualmente.

A norma define uma pasta de cimento padrão com 150g de cimento e 60g de água, isto é uma relação água/cimento de 0,4 ($a/c=0,4$). Todavia, é autorizado o uso de diferentes relações água/cimento, desde que informados. Tendo em vista os elevados valores de relação água/cimento utilizados, de até 6, extremo cuidado foi dado às misturas estudadas para se evitar a exudação de água e o mascaramento dos resultados.

Os recipientes plásticos eram cuidadosamente preenchidos com uma camada, com mais de 5mm e menos de 10mm, das misturas cimentadas. Com acurácia de 0,001g, eram determinadas as massas dos recipientes vazios e com a fina camada das misturas. Para cada mistura, três recipientes eram utilizados. Durante o processo, buscou-se evitar a incorporação de ar às misturas.

O volume restante dos recipientes era então preenchido com água destilada e a tampa de borracha com a pipeta inserida era colocada. Enquanto a tampa era colocada, o nível de água subia através da pipeta e, para garantir uma maior faixa de leituras, era deixado próximo de zero. Por fim, uma gota de óleo de parafina era colocada no topo da pipeta para minimizar a evaporação de água durante a execução do ensaio.

A Figura 3.3, adaptada da norma, ilustra o ensaio em execução e a Figura 3.4 mostra a realização dos ensaios de fato.

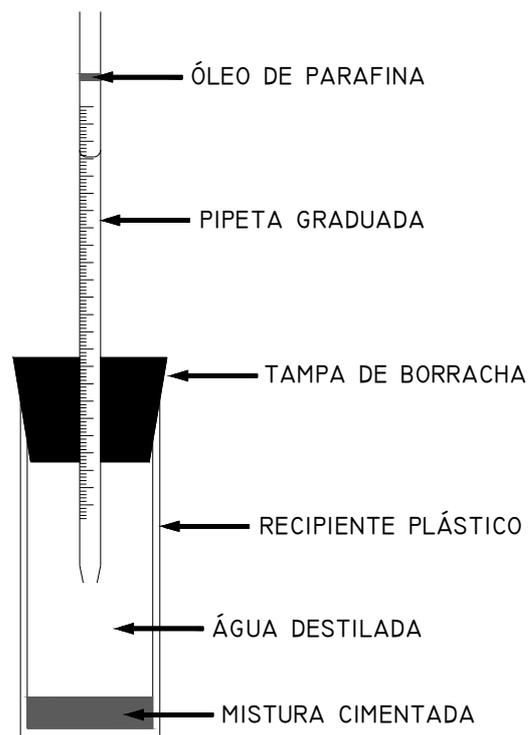


Figura 3.3: Ilustração esquemática do ensaio para medida da retração química (adaptada de ASTM C 1608, 2007).



Figura 3.4: Foto de ensaios em execução.

3.4.2 Execução dos Ensaios de Hidratação

As massas de resíduo de mineração, úmido, e de cimento necessárias para a confecção das amostras eram determinadas com acurácia de 0,01g. Os dois materiais eram misturados em uma batedeira mecânica por aproximadamente 10min. Quando empregadas, a massa de fibras necessária para a confecção das amostras era determinada, com acurácia de 0,001g, e manualmente incorporada às misturas cimentadas após a preparação na batedeira. A quantidade de mistura era suficiente para a produção das amostras e para duas medidas do teor de umidade.

A amostra era preparada em cima do cabeçote de base, com um *bender element* acoplado, no pedestal da célula triaxial, dentro de um molde com a membrana de látex já inserida. Cuidadosamente, as misturas eram colocadas dentro do molde com o auxílio de uma colher. Quando a altura desejada era alcançada, o cabeçote de topo, também com um *bender element* acoplado, era posicionado junto à amostra e a membrana era deslizada até o cabeçote para colocação dos anéis de vedação. O molde era então afastado para que a pressão

confinante pudesse efetivamente atuar na amostra, mas continuava dentro da célula até o término do ensaio. A célula era, em seguida, fechada para aplicação e monitoramento da contrapressão e da pressão confinante. A Figura 3.5 apresenta uma ilustração da configuração do ensaio e Figura 3.6 mostra uma imagem de um ensaio sendo executado.

As amostras eram preparadas na condição saturada e a confirmação dessa condição era fornecida pela medida do valor do parâmetro B de Skempton (1954), superior a 0,98 em todos os ensaios de hidratação realizados. Para se aproximar das condições de campo, os ensaios foram realizados em condição não drenada com pressão efetiva inicial nula.

O monitoramento das pressões durante o ensaio possibilita a medida da redução da poropressão resultante do processo de hidratação e a consequente evolução do desenvolvimento das pressões efetivas. Já as medidas com *bender elements* permitem a determinação da evolução do desenvolvimento da rigidez inicial das misturas ao longo do processo de hidratação.

As ondas sísmicas, produzidas e captadas pelos *bender elements*, foram analisadas no domínio do tempo, que se traduz na identificação do tempo da primeira chegada da onda emitida de um extremo ao outro do corpo de prova, descrito na revisão bibliográfica. As ondas eram do tipo senoidais e a gama de frequências utilizadas para geração era de 10 a 30kHz.

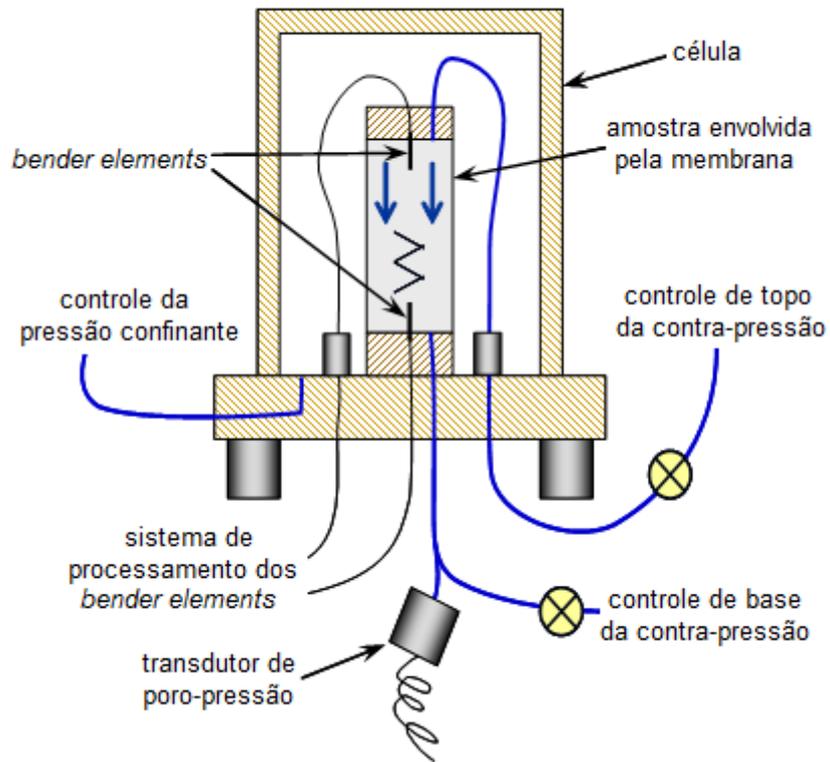


Figura 3.5: Configuração do ensaio de hidratação com *bender elements*.

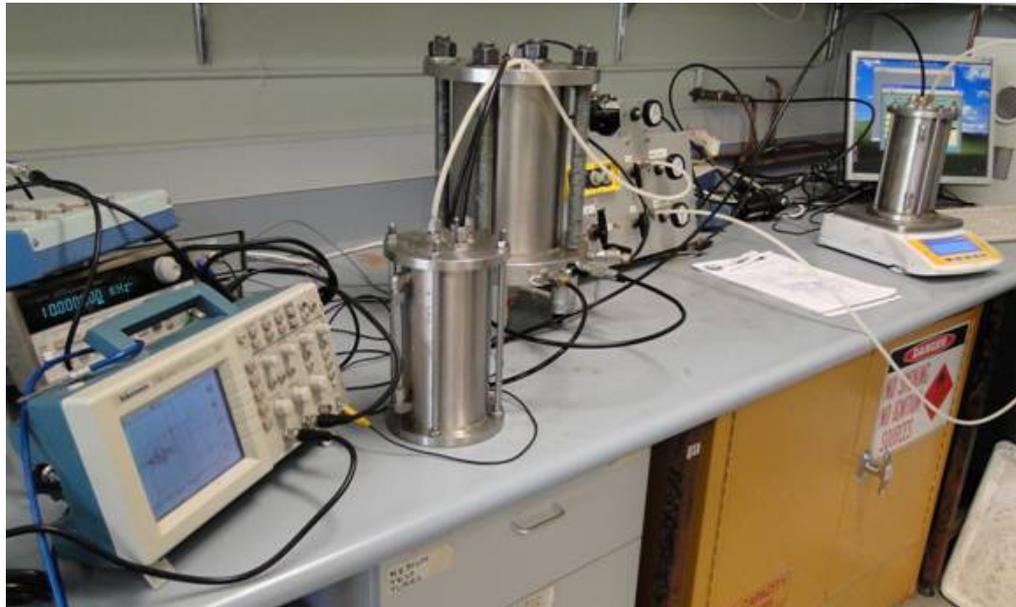


Figura 3.6: Imagem de um ensaio de hidratação com *bender elements* em execução.

3.4.3 Preparação das Amostras e Procedimento de Ensaio *Simple Shear*

As massas de resíduo de mineração, úmido, e de cimento necessárias para a confecção das amostras, quando cimentadas, eram determinadas com acurácia de 0,01g. Os dois materiais eram misturados em uma bateadeira mecânica por aproximadamente 10min. Quando empregadas, a massa de fibras necessária para a confecção das amostras era determinada, com acurácia de 0,001g, e manualmente incorporada às misturas cimentadas após a preparação na bateadeira. A quantidade de mistura era suficiente para a produção das amostras e para duas medidas do teor de umidade. As misturas eram então colocadas em moldes plásticos descartáveis para confecção das amostras e levadas à câmara úmida onde permaneciam por 14 dias até o ensaio. As amostras eram produzidas com dimensões de 102mm de diâmetro e 102mm de altura para se alcançar a relação mínima entre a menor dimensão da amostra e a maior dimensão dos reforços fibrosos de 2. Imediatamente antes da realização do ensaio, as amostras eram desmoldadas e, com auxílio de um cilindro vazado com paredes finas e de uma régua biselada, rasadas até as dimensões de 100,0mm de diâmetro e 50,0mm de altura. Eram, em seguida, colocadas sobre o cabeçote de base. O cabeçote de topo era então posicionado para colocação da membrana de látex e dos anéis de vedação. O conjunto amostra, cabeçotes e membrana vedada era levado ao pedestal do equipamento e fixado com quatro parafusos na base e quatro no topo. Finas mangueiras plásticas eram acopladas aos cabeçotes de base e de topo para permitir o fluxo de água e a aplicação de contra-pressão durante o ensaio. A câmara era finalmente fechada para aplicação da tensão confinante e o ensaio era iniciado. A Figura 3.7 mostra uma amostra devidamente posicionada no equipamento *simple shear*.



Figura 3.7: Amostra devidamente posicionada no equipamento *simple shear*.

Quando não cimentado, a incorporação de fibras ao resíduo de mineração era, da mesma forma, realizada manualmente. Tanto as amostras não cimentadas reforçadas com fibras como não reforçadas eram preparadas em cima do cabeçote de base dentro de um molde com a membrana de látex já inserida. Cuidadosamente, as misturas eram colocadas dentro do molde com o auxílio de uma colher. Quando a altura desejada era alcançada, o conjunto cabeçote de base, molde, membrana e amostra era posicionado e fixado junto ao pedestal do equipamento e o cabeçote de topo, já ligado ao equipamento com quatro parafusos, era posicionado na altura adequada e a membrana era deslizada sobre o cabeçote de topo para colocação dos anéis de vedação. O molde era então afastado e finas mangueiras plásticas eram acopladas aos cabeçotes de base e de topo para permitir o fluxo de água e a aplicação de contra-pressão durante o ensaio. A câmara era finalmente fechada para aplicação da tensão confinante e o ensaio era iniciado. Através desse procedimento, as amostras produzidas apresentavam as mesmas dimensões das amostras cimentadas, 100,0mm de diâmetro e 50,0mm de altura.

O procedimento de ensaio envolve o posicionamento de uma amostra cilíndrica de solo entre cabeçotes rígidos de topo e de base com saliências nas bordas para garantir adequada acomodação da amostra. Uma fina membrana de látex (0,5mm) envolve a amostra. As tensões de consolidação são aplicadas, radialmente, através da membrana pelo incremento pressão confinante e, verticalmente, através dos cabeçotes. Dessa forma, o controle independente das tensões horizontais e verticais é permitido, semelhantemente a um ensaio triaxial.

As etapas de realização do ensaio *simple shear* são análogas às de um ensaio de compressão triaxial. Inicialmente, um fluxo ascende de água é estabelecido através da amostra para expulsão de possíveis bolhas de ar. Em seguida, incrementos de pressão confinante e de contra-pressão são aplicados para saturação da amostra até o alcance de um parâmetro B satisfatório. A amostra é consolidada e, finalmente, o cisalhamento é iniciado.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

São apresentados e analisados, neste capítulo, os resultados dos ensaios de medida da retração química, dos ensaios de hidratação e dos ensaios *simple shear*. Todas as amostras, como já mencionado, são compostas de resíduo de mineração siltoso com e sem adição de cimento e de fibras.

Inicialmente, o comportamento de hidratação das misturas cimentadas reforçadas com fibras e não reforçadas é discutido através de curvas de retração química em função do tempo, a partir das quais se pode estudar a evolução da taxa de hidratação, de curvas de aumento da tensão efetiva em função do tempo e de curvas dos valores de rigidez inicial em função do tempo.

Sequencialmente, as respostas cisalhantes monotônica e cíclica das misturas são analisadas através de curvas de resistência cisalhante, de variação da poro pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante, de resistência cisalhante e de deformação cisalhante em função do número de ciclos, de variação da poro pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, e de trajetórias de tensões. Por fim, são definidas as envoltórias de ruptura dos materiais estudados e, então, os respectivos parâmetros de resistência são obtidos.

4.1.1 Retração Química

Retração química é definida como a variação volumétrica absoluta (interna) que acompanha a hidratação do cimento, devido ao fato de que os produtos da hidratação do cimento ocupam menor espaço físico do que os reagentes (ASTM C 1608, 2007).

Numerosas propriedades dos materiais cimentícios são controladas por sua taxa inicial de hidratação. Exemplos incluem o desenvolvimento de resistência inicial, liberação de calor, e resistência ao trincamento. Uma conveniente medida dessa taxa inicial de hidratação é fornecida pela medida da retração química da pasta de cimento durante sua hidratação. Durante a hidratação do cimento, os produtos ocupam menos espaço do que os reagentes

(água e cimento). Em função dessa mudança de volume, uma pasta de cimento em hidratação demandará água de suas imediações, quando disponível. Inicialmente, a demanda é diretamente proporcional à quantidade de hidratação ocorrida. O método é baseado no desenvolvido por Geiker (1983). Os resultados são relevantes à compreensão do comportamento de hidratação de materiais cimentantes. O método não mede a retração autógena.

Bensted (1983) mostrou a importância da água na retração química do cimento. O autor percebeu que o acréscimo da quantidade de água em misturas de cimento aumentava a formação de etringita e a retração química do cimento. Sugeriu que tais efeitos eram causados porque a água adicional auxiliaria na dissolução e no transporte de íons cálcio e sulfato às fases aluminato. De fato, Beltzung e Wittmann (2000) concluíram que a retração química inicial é devida a, pelo menos, dois diferentes mecanismos, a mudança de volume pela dissolução dos componentes do cimento e o consumo de água pela hidratação. Através de ensaios de laboratório não drenados, chamados de ensaios de hidratação, em resíduos de mineração cimentados, Helinski et al. (2007) observaram que a retração química provocou a redução da poropressão das misturas. Concluiu-se que tal fenômeno influencia positivamente a formação da tensão efetiva, que exerce importante papel no desenvolvimento de resistência mecânica de depósitos de resíduo de mineração cimentados.

4.1.2 *Simple Shear*

O ensaio *Simple Shear* é bem conhecido e amplamente empregado para a medida da resistência e da rigidez do solo. É escolhido por ser o único ensaio de laboratório que submete o solo a condições de deformação plana com volume constante e permite a rotação da tensão principal. Condições frequentemente representativas dos estados de tensão em típicas situações de campo – por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca (Randolph e Wroth, 1981) ou sob plataformas *offshore* com base gravitacional (Andresen et al., 1979).

No caso mais geral de tensão tridimensional, um elemento pode estar sujeito a três tensões normais efetivas (σ'_{xx} , σ'_{yy} e σ'_{zz}) e a três tensões cisalhantes (τ_{xy} , τ_{xz} e τ_{zy}), com os correspondentes componentes de deformação normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} e ϵ_{zz}) e cisalhante (γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{zy}). Um ensaio de *simple shear* idealizado permitiria a consolidação de uma amostra prismoidal sob condições de tensão e deformação perfeitamente uniformes, com controle independente

das tensões efetivas normal (σ'_{zz}) e horizontais (σ'_{xx} e σ'_{yy}). Condições de deformação plana com volume constante implicam em $\delta\varepsilon_{xx} = \delta\varepsilon_{yy} = \delta\varepsilon_{zz} = \delta\gamma_{xy} = \delta\gamma_{xz} = 0$, com $\delta\gamma_{zy} \neq 0$ (Airey e Wood, 1986) através da aplicação de uma tensão cisalhante ($\delta\tau_{zy}$) nas superfícies de topo e de base, ao passo que uma tensão cisalhante complementar é gerada nas superfícies verticais “de rotação”, como mostra a Figura 4.1.

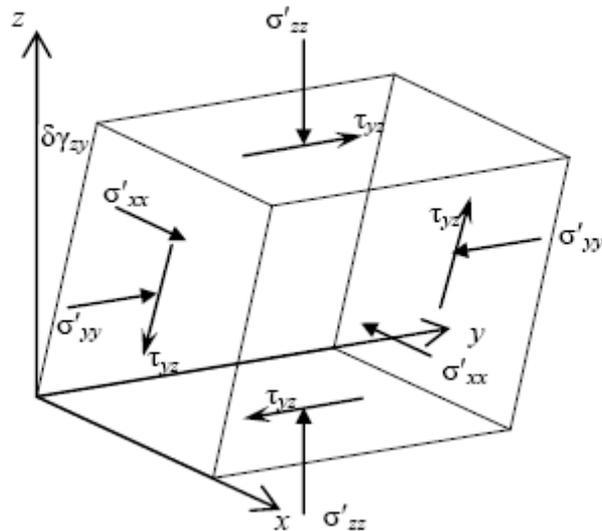


Figura 4.1: Tensões atuantes em um elemento de *simple shear* idealizado.

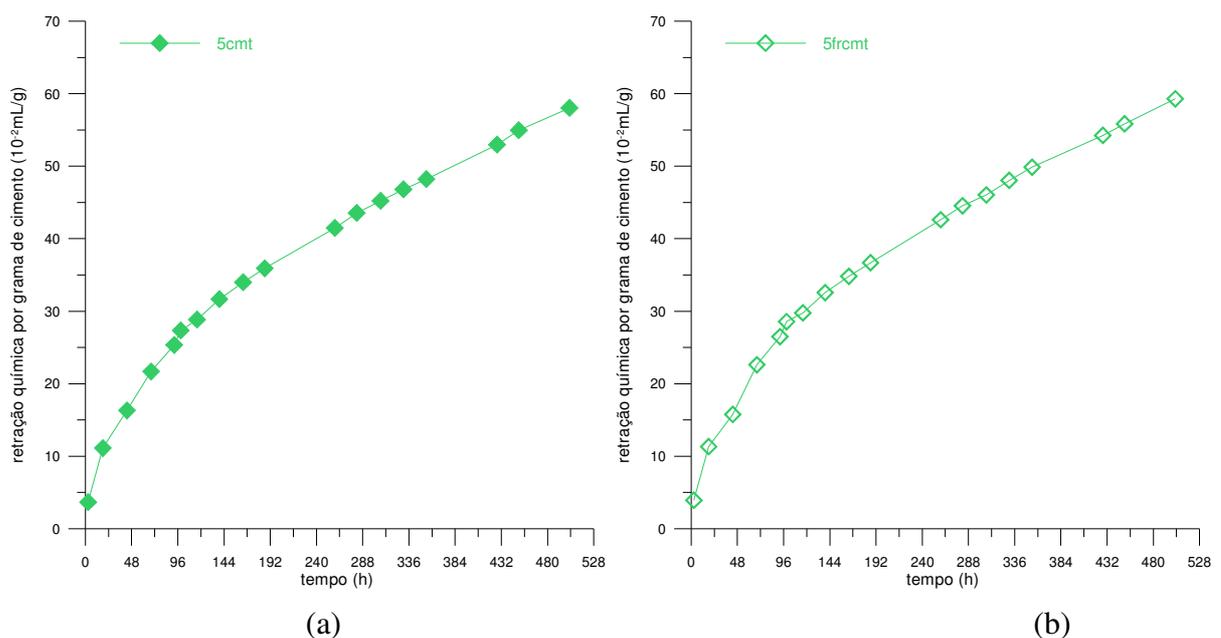
Diferentes equipamentos para a realização de ensaios do tipo *simple shear* têm sido desenvolvidos ao longo das últimas décadas, por exemplo, pelo Instituto Norueguês de Geotecnia (Kjellman, 1951, e Bjerrum e Landva, 1966), pela Universidade de Cambridge (Roscoe, 1953, Cole, 1967, Stroud, 1971, e Budhu, 1979, Airey, 1984), pela Universidade da Califórnia em Berkeley (Villet et al., 1985) e pela Universidade da Western Australia (Mao e Fahey, 2003).

Nesta pesquisa, os ensaios foram realizados em um equipamento *simple shear* da Universidade da Western Australia. Nesse tipo de equipamento, para se impor condições de deformação plana, a altura da amostra é mantida constante durante o ensaio, que, associada à manutenção do volume constante imposta pela condição não drenada, previne qualquer mudança na área da seção transversal.

4.2 RETRAÇÃO QUÍMICA

Em forma de gráficos, através de medidas da variação volumétrica nas pipetas ao longo de vinte e um dias, os resultados da retração química são apresentados. Tal prazo foi adotado para possibilitar a realização de um maior número de ensaios e por, dentro deste período, o comportamento já apresentar uma tendência bem definida. Conforme sugerido pela norma, para melhor compreensão e como forma de normalização dos resultados, os valores de retração química foram divididos pela massa de cimento contida em cada amostra.

Na Figura 4.2, são apresentados os resultados das medidas de retração química para as misturas com 5% de cimento em relação à massa de sólidos secos e para a equivalente pasta de cimento. Em (a), os resultados da mistura de resíduo de mineração com cimento. Em (b), de resíduo de mineração com cimento e fibras. Em (c), da equivalente pasta de cimento, com relação água cimento de 6. E, em (d), os resultados são agrupados para comparação. A análise individual dos gráficos aponta a tendência logarítmica do mecanismo com o tempo. É percebido, até aproximadamente 96h de ensaio, o comportamento mais pronunciado de retração. A partir da comparação, é mostrado que o comportamento do material reforçado com fibras é muito semelhante ao do material não reforçado. As fibras não interferem na retração química das misturas. Tendo em vista a composição inerte das fibras de polipropileno, tal comportamento era esperado, entretanto ainda não havia sido investigado e provado nessa condições.



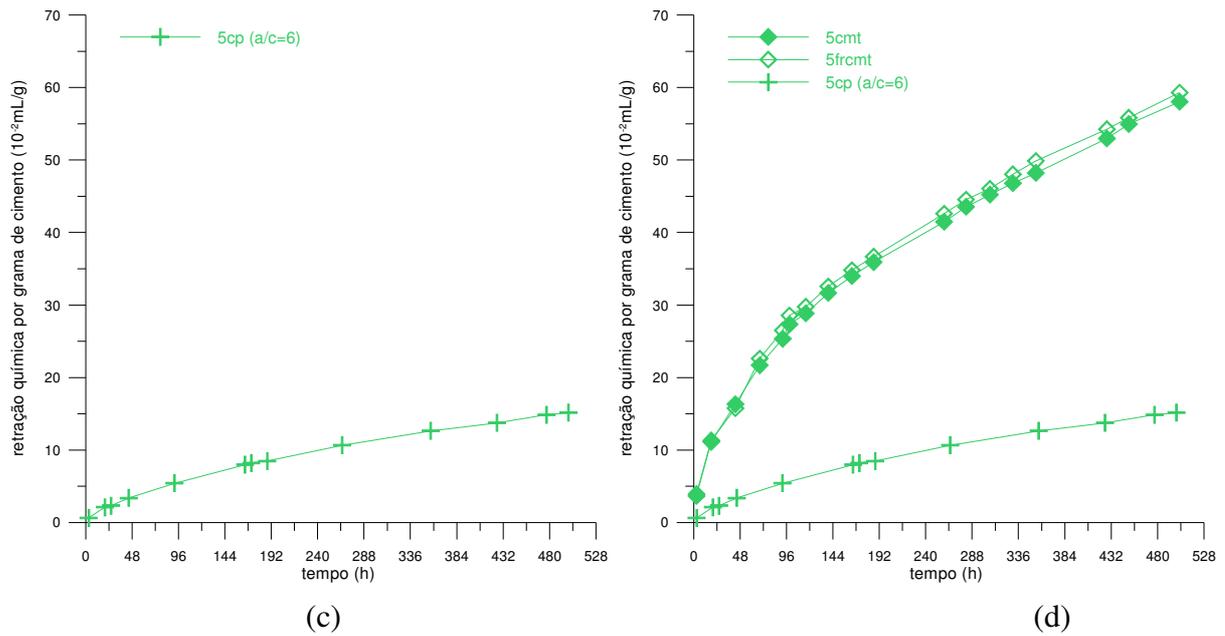


Figura 4.2: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 5% de cimento; b) resíduo de mineração com 5% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação a/c=6; d) resultados agrupados.

Na Figura 4.3, são apresentados os resultados das medidas de retração química para as misturas com 7,5% de cimento em relação à massa de sólidos secos e para a equivalente pasta de cimento. Em (a), os resultados da mistura de resíduo de mineração com cimento. Em (b), de resíduo de mineração com cimento e fibras. Em (c), da equivalente pasta de cimento, com relação água cimento de 4. E, em (d), os resultados são agrupados para comparação. Podem ser feitas considerações análogas às misturas cimentadas anteriores a este grupo de resultados. A tendência logarítmica é também verificada e as fibras não alteram de forma pronunciada o comportamento de retração.

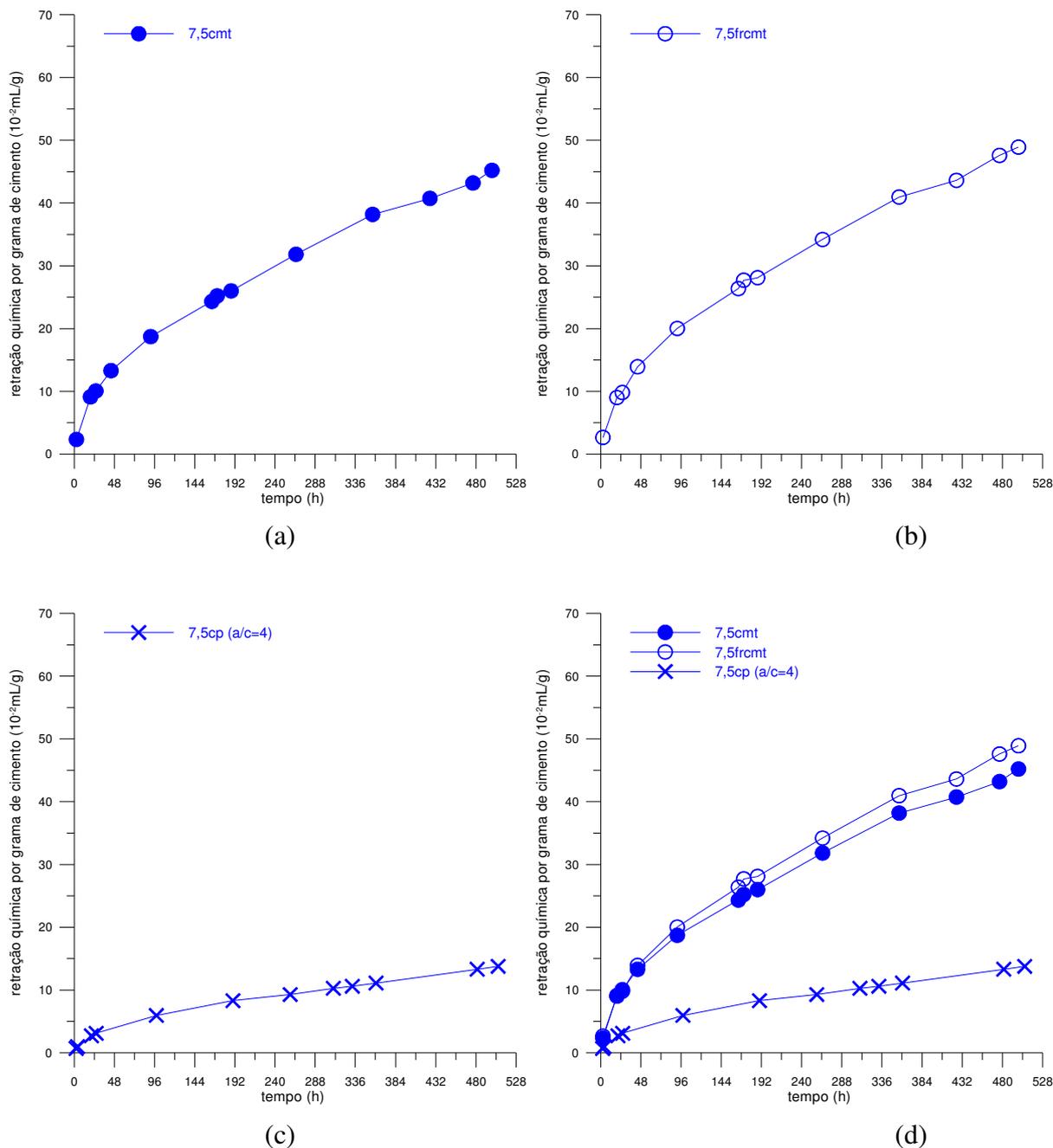


Figura 4.3: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 7,5% de cimento; b) resíduo de mineração com 7,5% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação $a/c=4$; d) resultados agrupados.

A Figura 4.4 mostra os resultados das medidas de retração química para as misturas com 10% de cimento em relação à massa de sólidos secos e para a equivalente pasta de cimento. Em (a), os resultados da mistura de resíduo de mineração com cimento. Em (b), de resíduo de mineração com cimento e fibras. Em (c), da equivalente pasta de cimento, com

relação água cimento de 3. E, em (d), os resultados são agrupados para comparação. Da mesma forma, considerações análogas às misturas cimentadas anteriores podem ser feitas a este grupo de resultados. A tendência logarítmica é também verificada e as fibras não alteram o comportamento de retração.

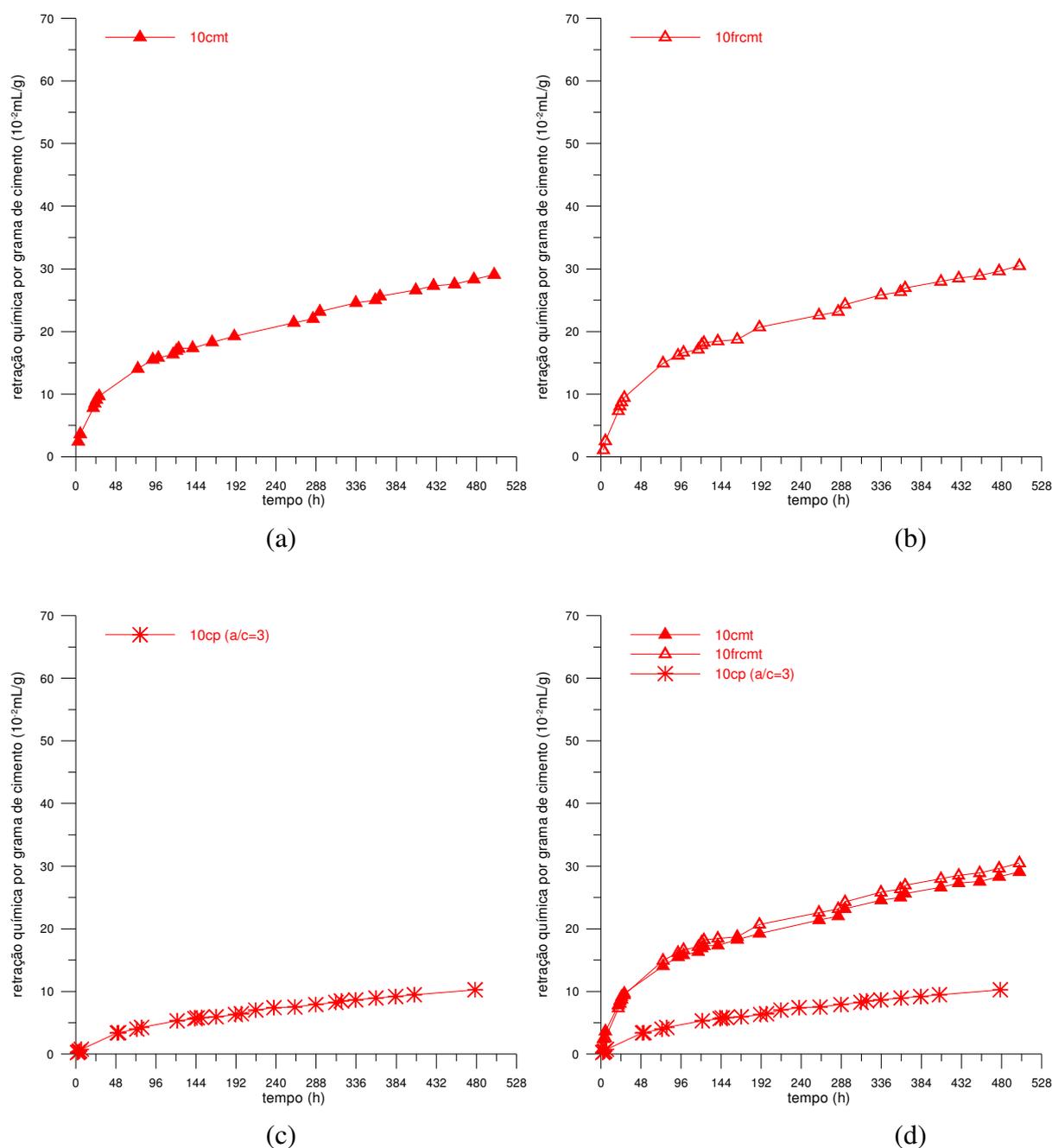


Figura 4.4: Evolução da retração química com o tempo: a) resíduo de mineração com 10% de cimento; b) resíduo de mineração com 10% de cimento reforçado com fibras; c) pasta de cimento com relação $a/c=3$; d) resultados agrupados.

Os resultados das diferentes misturas, com diferentes teores de cimento, e das respectivas pastas de cimento são apresentados agrupados na Figura 4.5. A comparação deixa clara a tendência logarítmica do fenômeno e mostra, mantidas as demais variáveis constantes, que quanto menor o teor de cimento das misturas de resíduo de mineração cimentadas, maior é a retração química. Outros autores corroboram a informação de que o acréscimo da quantidade de água em misturas cimentadas aumenta a retração química do cimento (Bensted, 1983; Beltzung e Wittmann, 2000).

Os resultados das pastas de cimento apresentam valores de retração química inferiores às misturas de resíduo de mineração cimentadas. A mesma tendência é verificada. Quanto maior a relação água/cimento, maior é a retração química das pastas de cimento.

Acredita-se que a maior retração química nas misturas de resíduo de mineração cimentadas, em relação às equivalentes pastas de cimento, ocorra em função da existência de reações complementares de cimentação entre o cimento e o resíduo de mineração. Os produtos das reações iniciais de hidratação reagem com os minerais presentes no resíduo; o que não ocorre nas pastas de cimento.

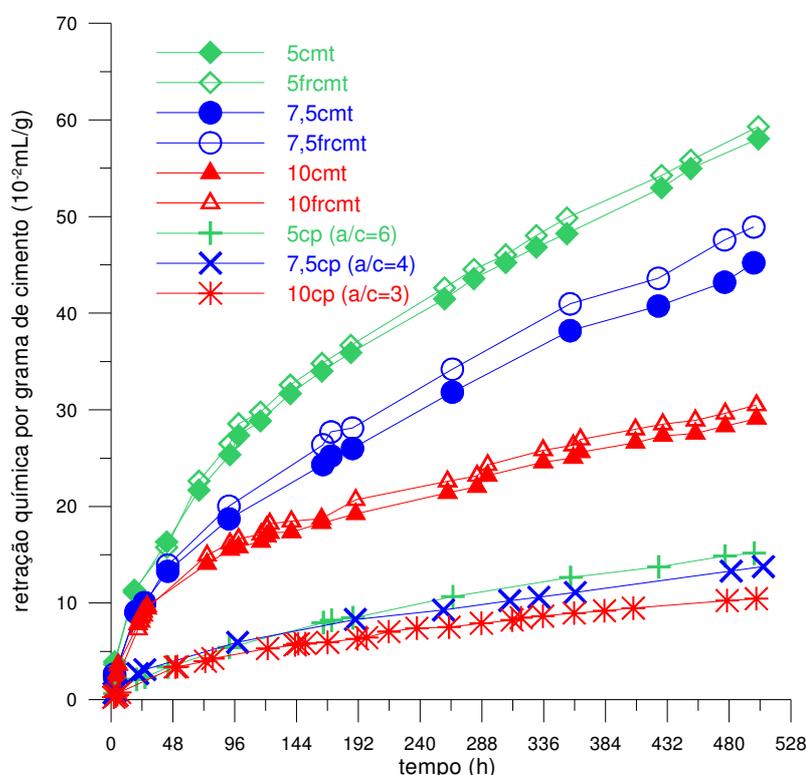


Figura 4.5: Comparação da evolução da retração química com o tempo das diferentes misturas com diferentes teores de cimento.

4.2.1 Considerações sobre Análise da Retração Química

Este item apresentou a metodologia de execução e os resultados de uma série de ensaios para a medida da retração química do cimento em misturas de resíduo de mineração cimentadas com e sem fibras e em equivalentes pastas de cimento. A partir da análise dos resultados, algumas conclusões podem ser definidas.

O fenômeno da retração química do cimento, nas misturas estudadas, apresenta tendência de atenuação logarítmica ao longo tempo.

Quanto menor o teor de cimento, equivalentemente, quanto maior a relação água/cimento, maior é a retração química.

A inclusão de fibras às misturas não afeta a retração química.

4.3 RIGIDEZ AO LONGO DA HIDRATAÇÃO

A Figura 4.6 agrupa os resultados dos ensaios de hidratação com medida da rigidez inicial, G_0 , realizados nas misturas de resíduo de mineração cimentadas reforçadas e não reforçadas com fibras. É percebida a tendência logarítmica da evolução de G_0 com o tempo para todas as amostras. Além disso, é possível observar, como esperado, que o aumento do teor de cimento aumenta os valores de rigidez das misturas. A rigidez inicial das misturas reforçadas é muito semelhante à das misturas não reforçadas. A inclusão de fibras a misturas de resíduo de mineração cimentadas não afeta os valores de rigidez inicial, G_0 .

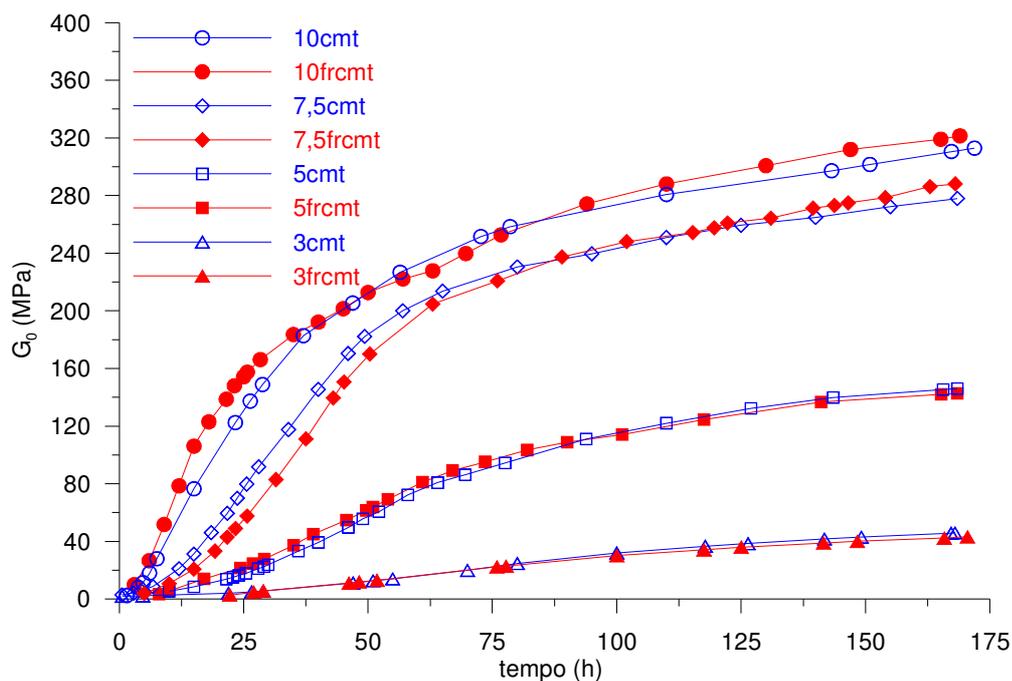


Figura 4.6: Ensaio de hidratação em resíduo de mineração cimentado reforçado e não reforçado com fibras. Medidas de *Bender Elements*. Evolução da rigidez inicial, G_0 , ao longo do tempo.

Na Figura 4.7, a evolução do aumento da pressão efetiva ao longo do tempo das misturas pode ser analisada. É percebido que a pressão efetiva das misturas cimentadas, semelhantemente aos valores de rigidez inicial, aumenta ao longo do tempo e tende a um patamar. Para as misturas estudadas, quanto maior o teor de cimento maior o aumento da tensão efetiva. O desenvolvimento da tensão efetiva das misturas reforçadas é muito semelhante ao das misturas não reforçadas. A adição de fibras às misturas não afeta os valores de tensão efetiva.

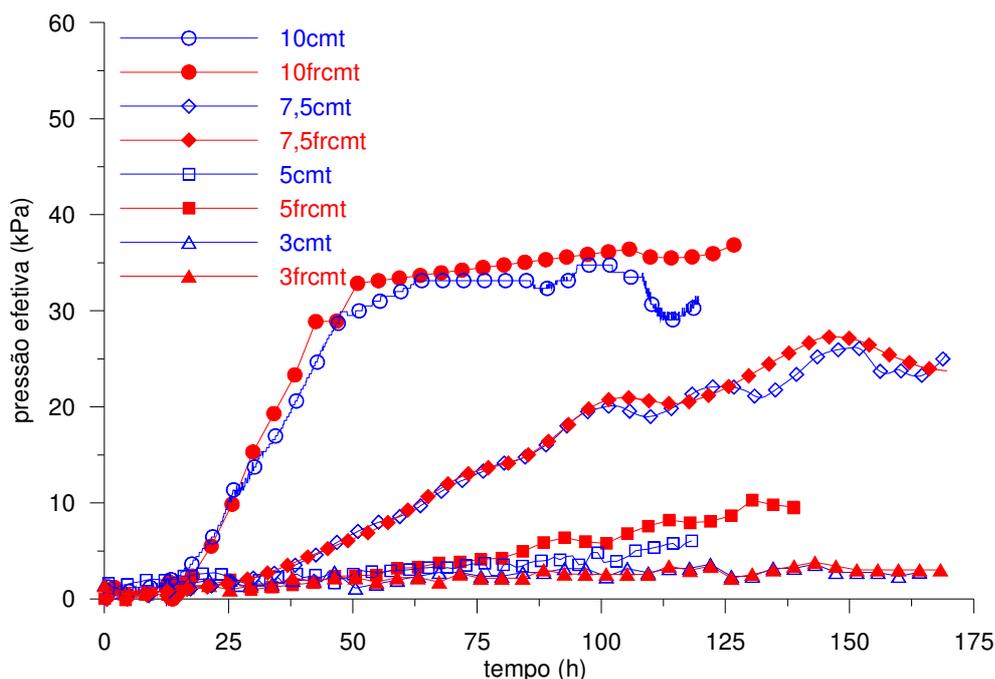


Figura 4.7: Ensaio de hidratação em resíduo de mineração cimentado reforçado e não reforçado com fibras. Medidas de poro-pressão e pressão confinante. Evolução da pressão efetiva ao longo do tempo.

4.3.1 Previsão da Rigidez Inicial, G_0

As medidas de rigidez inicial, G_0 , constituem importante informação para o engenheiro geotécnico. São empregadas como ferramenta de controle e, ou, principalmente, como parâmetro de referência para correlação com numerosas propriedades geotécnicas. A partir dos resultados dos ensaios de hidratação, é então pretendido correlacionar os valores de G_0 com a relação vazios/cimento, expressa através da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, e com o tempo. Tal metodologia já é consolidada para a previsão da resistência à compressão simples e diametral de misturas compactadas cimentadas reforçadas e não reforçadas com fibras (Consoli et al., 2009a, 2010a, 2010b, 2011), bem como para a previsão de G_0 de misturas cimentadas não reforçadas. Entretanto ainda não foi empregada para a previsão de propriedades de misturas cimentadas de resíduos de mineração, tampouco de misturas cimentadas reforçadas com fibras de resíduos de mineração.

Como os ensaios de hidratação foram estendidos por uma semana, para cada dia, foi possível estabelecer uma curva de correlação entre a rigidez inicial e a relação vazios/cimento conforme mostra a Figura 4.8, com coeficientes de correlação, R^2 , satisfatórios. Em (a), para as misturas não reforçadas e, em (b), para as misturas reforçadas com fibras.

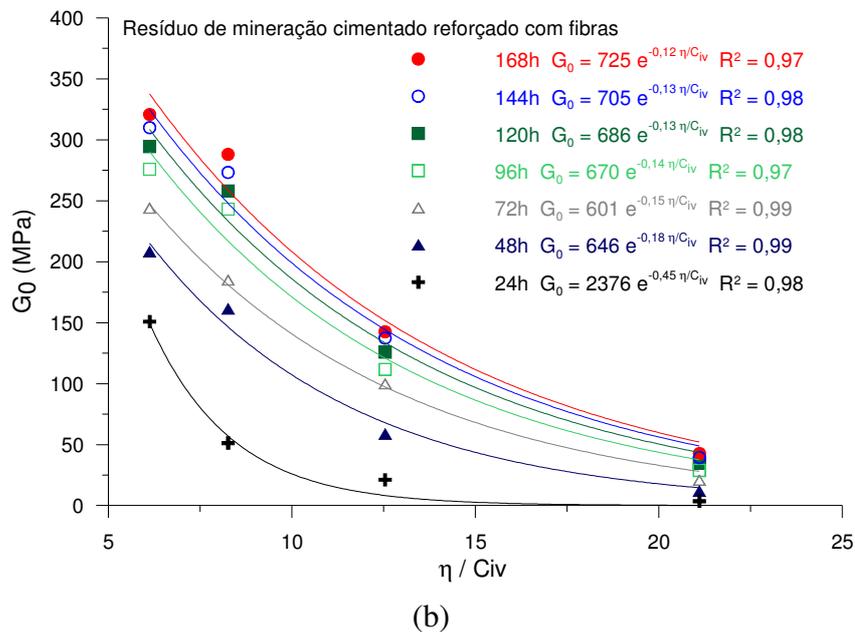
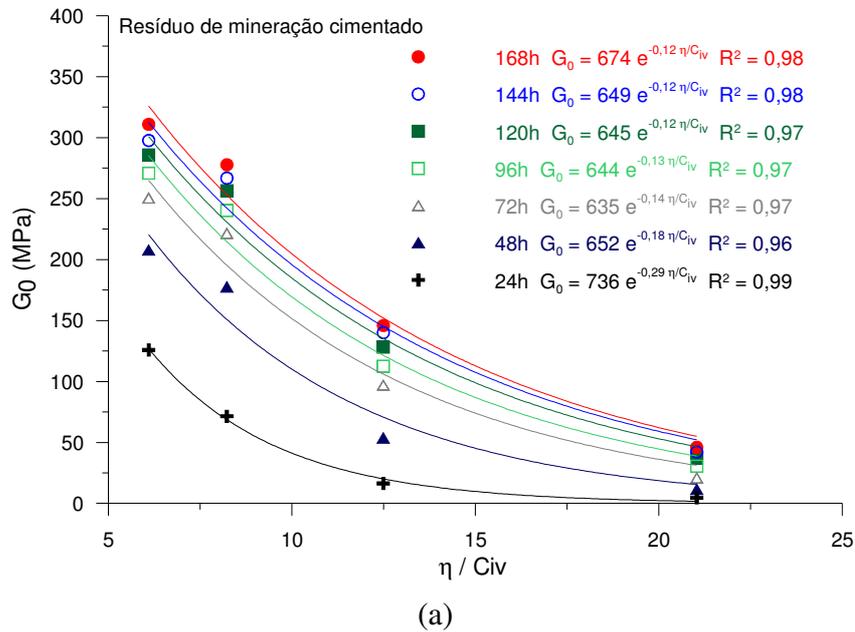


Figura 4.8: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , e relação vazios/cimento, η/C_{iv} , para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras. Melhor ajuste.

A análise dos gráficos da Figura 4.8 indica a existência de curvas de correlação semelhantes, o que sugere a existência de uma correlação única para as misturas. Assim,

novas curvas de correlação foram ajustadas com o expoente 0,13, conforme mostra a Figura 4.9. Em (a), para as misturas não reforçadas e, em (b), para as misturas reforçadas com fibras. Apesar de menores para as curvas do primeiro dia, os valores dos coeficientes de correlação, R^2 , continuaram satisfatórios.

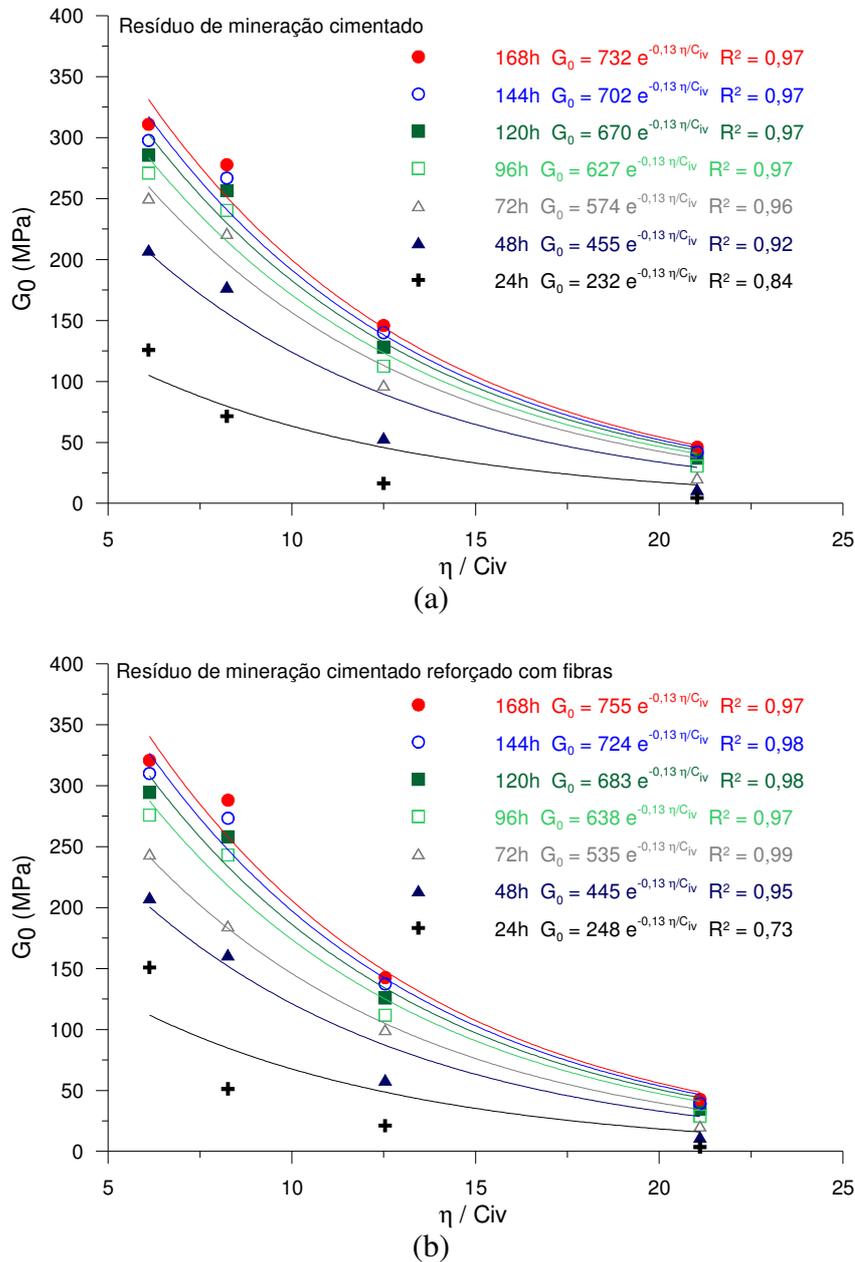
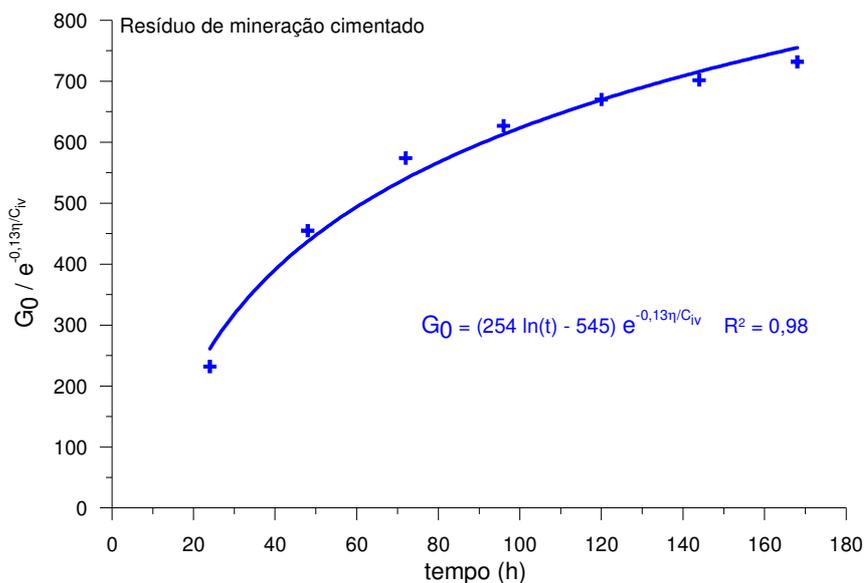
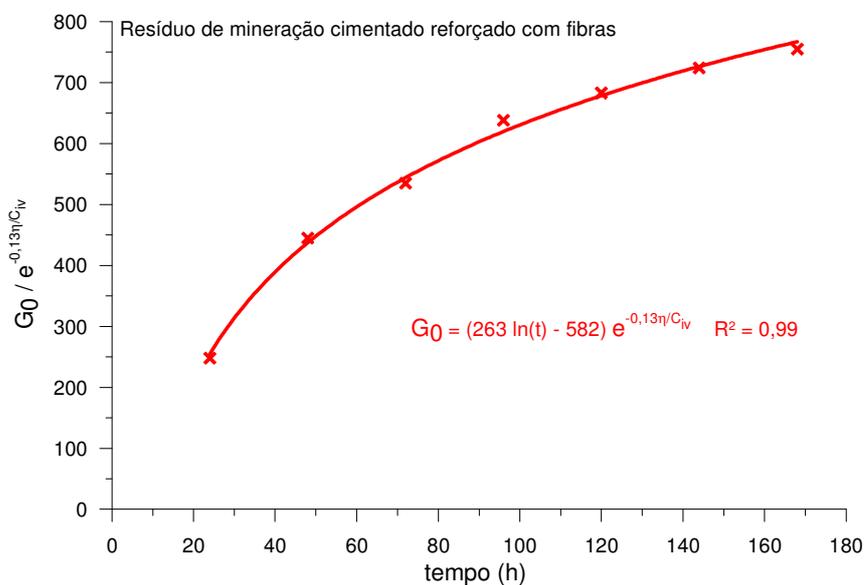


Figura 4.9: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , e relação vazios/cimento, η/C_{iv} , para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras. Ajuste com o coeficiente 0,13.

A análise da Figura 4.9 mostra que os valores das constantes das equações de ajuste apresentadas aumentam com o tempo. Dessa forma, é possível correlacionar a razão entre G_0 e a relação vazios/cimentos com o tempo em uma única equação, com mostra a Figura 4.10. Em (a), para as misturas não reforçadas e, em (b), para as misturas reforçadas com fibras.



(a)



(b)

Figura 4.10: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , dividida pela relação vazios/cimento, η/C_{iv} , e o tempo para misturas de resíduo de mineração cimentado (a) não reforçado e (b) reforçado com fibras.

As curvas únicas de ajuste do material cimentado não reforçado e do material cimentado reforçado com fibras são muito semelhantes, com mostra a Figura 4.11 (a), quase coincidentes. É apresentada então, na Figura 4.11 (b), uma curva de correlação ajustada tanto para as misturas cimentadas não reforçadas quanto para as misturas cimentadas reforçadas com fibras.

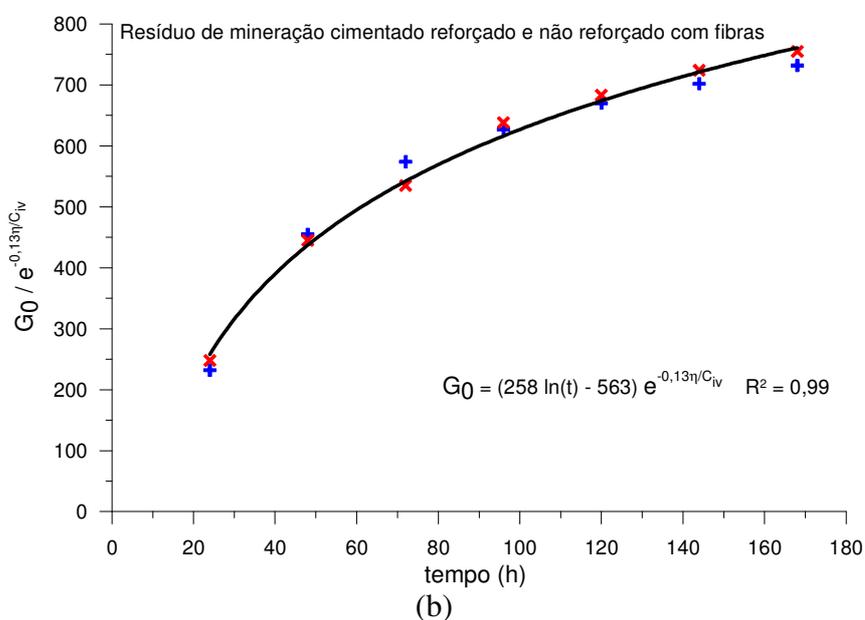
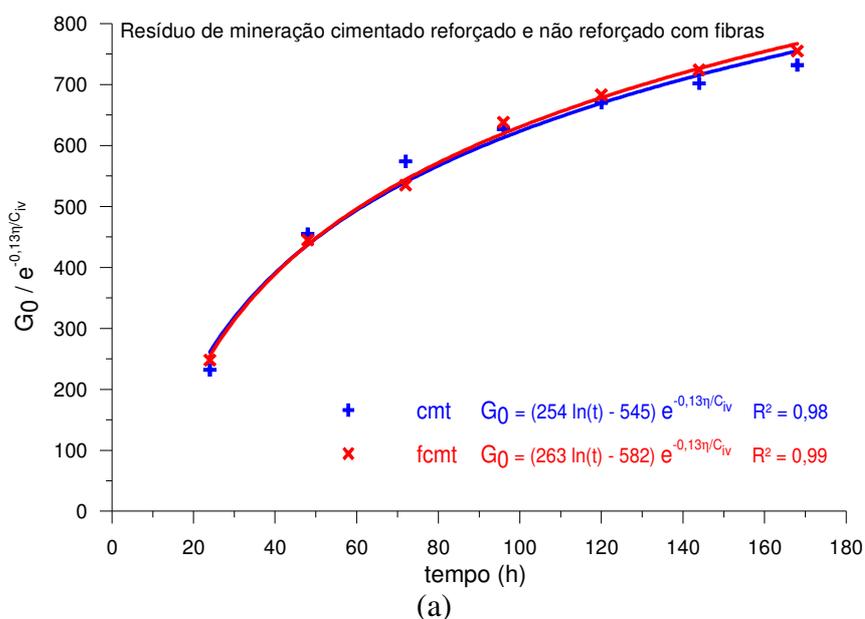


Figura 4.11: Correlação entre a rigidez inicial, G_0 , dividida pela relação vazios/cimento, η/C_{iv} , e o tempo para misturas de resíduo de mineração cimentado não reforçado e reforçado com fibras. Em (a), resultados agrupados com respectivos diferentes ajustes e, em (b), resultados agrupados e ajustados pela mesma equação.

A partir dos resultados dos ensaios de hidratação, a correlação dos valores de G_0 com a relação vazios/cimento, expressa através da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustada por um expoente, e com o tempo mostra-se bastante razoável. Além disso, é possível empregar a mesma equação para a previsão da rigidez das misturas cimentadas não reforçadas e reforçadas com fibras. A inclusão de fibras, dessa forma, não afeta a rigidez inicial das misturas de resíduo de mineração cimentadas.

4.3.2 Considerações sobre o Desenvolvimento de Rigidez ao Longo da Hidratação

Este item apresentou os resultados de uma série de ensaios de hidratação com medidas de rigidez inicial, G_0 , em misturas de resíduo de mineração cimentadas com e sem fibras. A partir da análise dos resultados, algumas conclusões podem ser definidas.

A evolução da rigidez inicial, G_0 , das misturas de resíduo de mineração cimentadas não reforçadas e reforçadas com fibras com o tempo segue tendência logarítmica.

O aumento do teor de cimento aumenta os valores de rigidez das misturas.

A rigidez inicial das misturas reforçadas é muito semelhante à das misturas não reforçadas. A inclusão de fibras a misturas de resíduo de mineração cimentadas não afeta a evolução dos valores de rigidez inicial, G_0 .

A pressão efetiva das misturas cimentadas, semelhantemente aos valores de rigidez inicial, aumenta ao longo do tempo e tende a um patamar.

Quanto maior o teor de cimento maior o aumento da tensão efetiva.

O desenvolvimento da tensão efetiva das misturas reforçadas é muito semelhante ao das misturas não reforçadas. A adição de fibras às misturas não afeta a evolução dos valores de tensão efetiva.

A metodologia de correlação dos valores de G_0 com a relação vazios/cimento, expressa através da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustada por um expoente, e com o tempo mostra-se adequada.

Existe uma única equação que correlaciona a rigidez das misturas cimentadas não reforçadas e reforçadas com fibras com a razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustada por um expoente, e o tempo.

A inclusão de fibras não afeta a rigidez inicial das misturas de resíduo de mineração cimentadas.

4.4 RESPOSTA CISALHANTE

Os resultados são agrupados pelo modo de carregamento, monotônico e cíclico, com suas variações, para os diferentes tipos de mistura, para as diferentes tensões verticais efetivas iniciais.

4.4.1 Comportamento Cisalhante Monotônico

Os ensaios *simple shear* monotônicos foram realizados para o estabelecimento de uma referência para comparação com os resultados cíclicos.

Os ensaios monotônicos de *simple shear* foram realizados na condição não drenada, com velocidade de deslocamento constante de 0,1mm/min, equivalente a uma taxa de deformação cisalhante constante de aproximadamente 0,2%/min.

A Figura 4.12 apresenta os resultados do ensaio monotônico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa. Em (a), a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Em (b), através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Em (c), o incremento de poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente em (d), a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

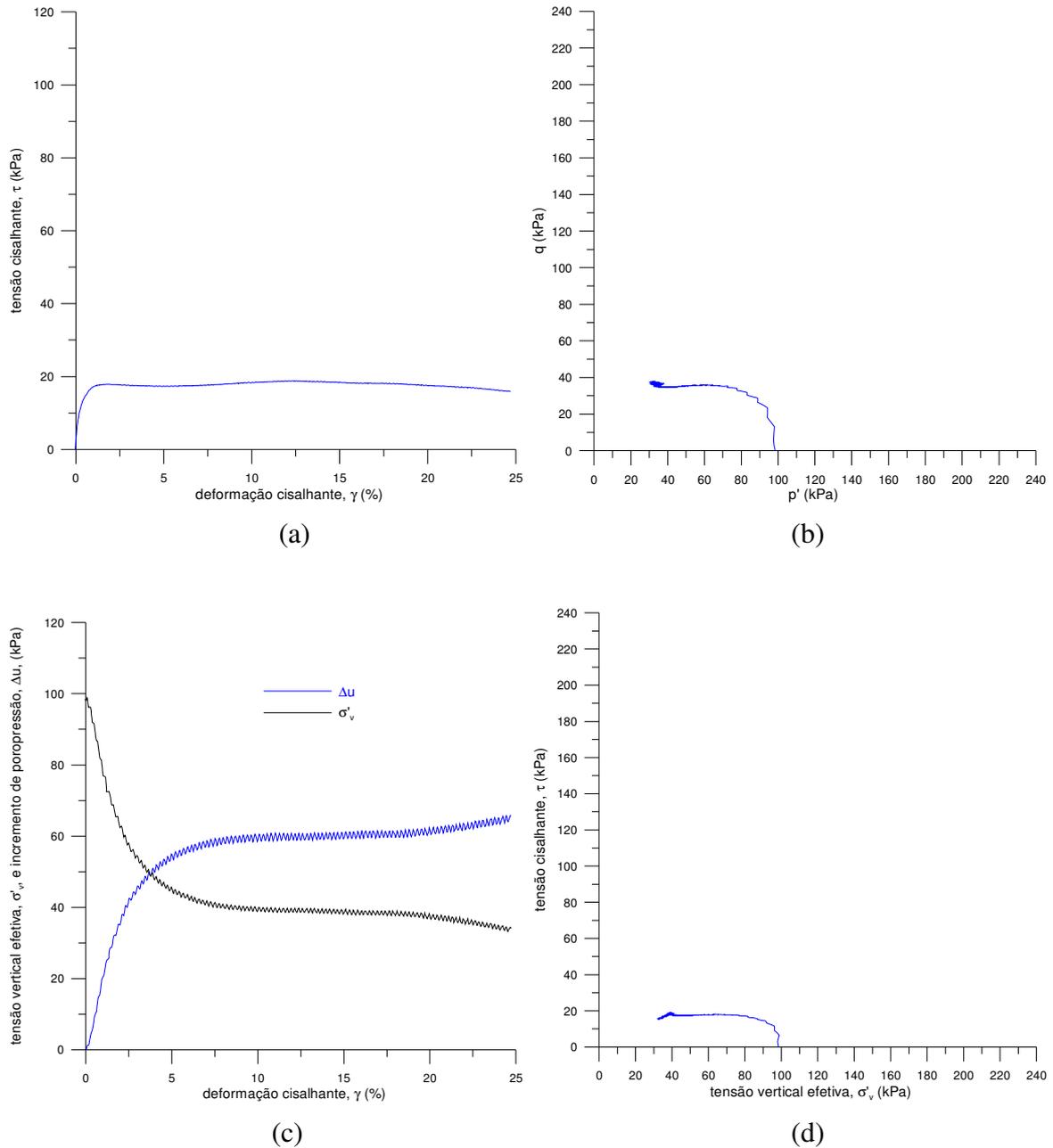
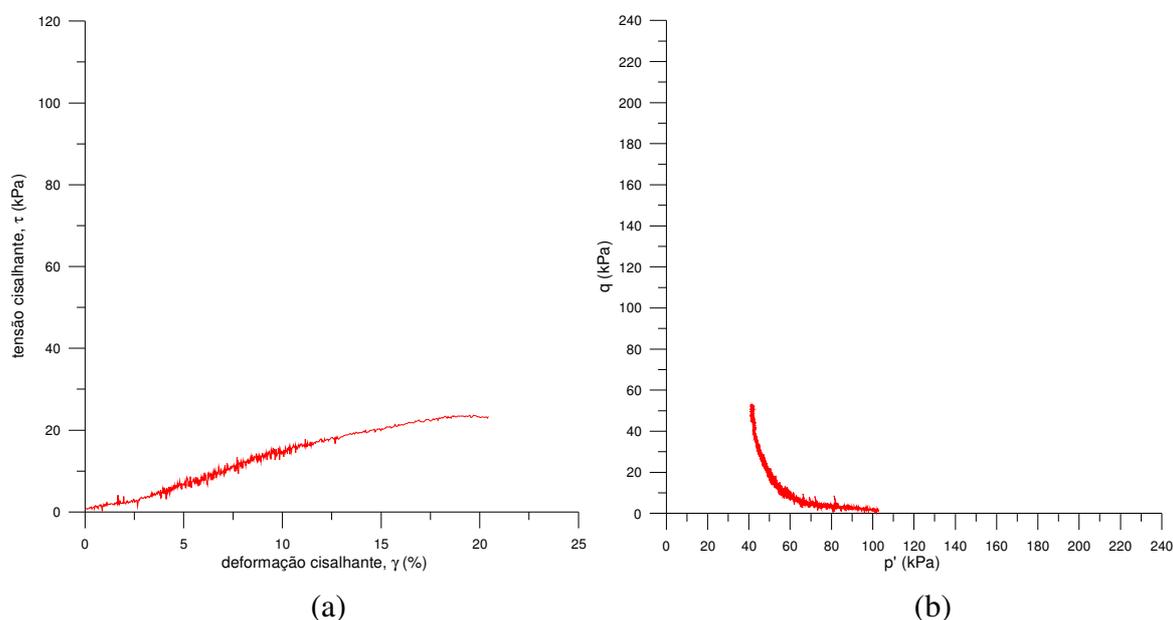


Figura 4.12: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ . (d) a tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

O comportamento do material não cimentado e não reforçado não difere do esperado. A matriz siltosa com elevado índice de vazios, sob condição de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico muito pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante cresce

até um patamar inferior a 20kPa e não o ultrapassa até a deformação de aproximadamente 25%. Concomitantemente ao ganho de resistência, a poro-pressão aumenta até um patamar em torno de 60kPa até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para manutenção da altura da amostra e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 100kPa, é reduzida até o patamar em torno de 40kPa. A trajetória de tensão é típica de materiais finos pouco compactos cisalhados em condição não drenada.

A Figura 4.13 mostra os resultados do ensaio monotônico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, frmt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa. Da mesma forma, em (a), a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Em (b), através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Em (c), o incremento de poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente em (d), a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .



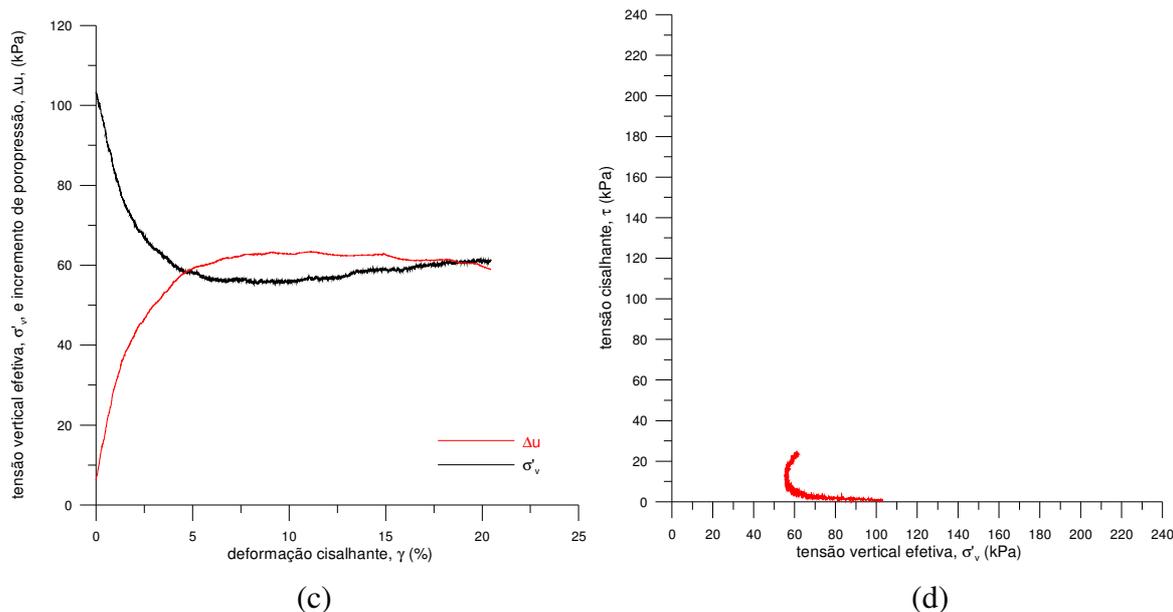


Figura 4.13: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ . (d) a tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

A inclusão do reforço com fibras modifica comportamento do material. O resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, sob condição de cisalhamento simples não drenado, não apresenta pico de resistência. A tensão cisalhante aumenta continuamente desde o início do ensaio até deformações cisalhantes superiores a 20%, onde alcança valores superiores a 20kPa. Ao longo do ensaio, a poro-pressão aumenta até um patamar em torno de 60kPa até o final do ensaio. A tensão vertical efetiva, inicialmente de 100kPa, é reduzida até o patamar em torno de 55kPa.

Analogamente, a Figura 4.14 apresenta os resultados do ensaio monotônico realizado na amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras, cmt, e a Figura 4.15, na amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, frcmt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa.

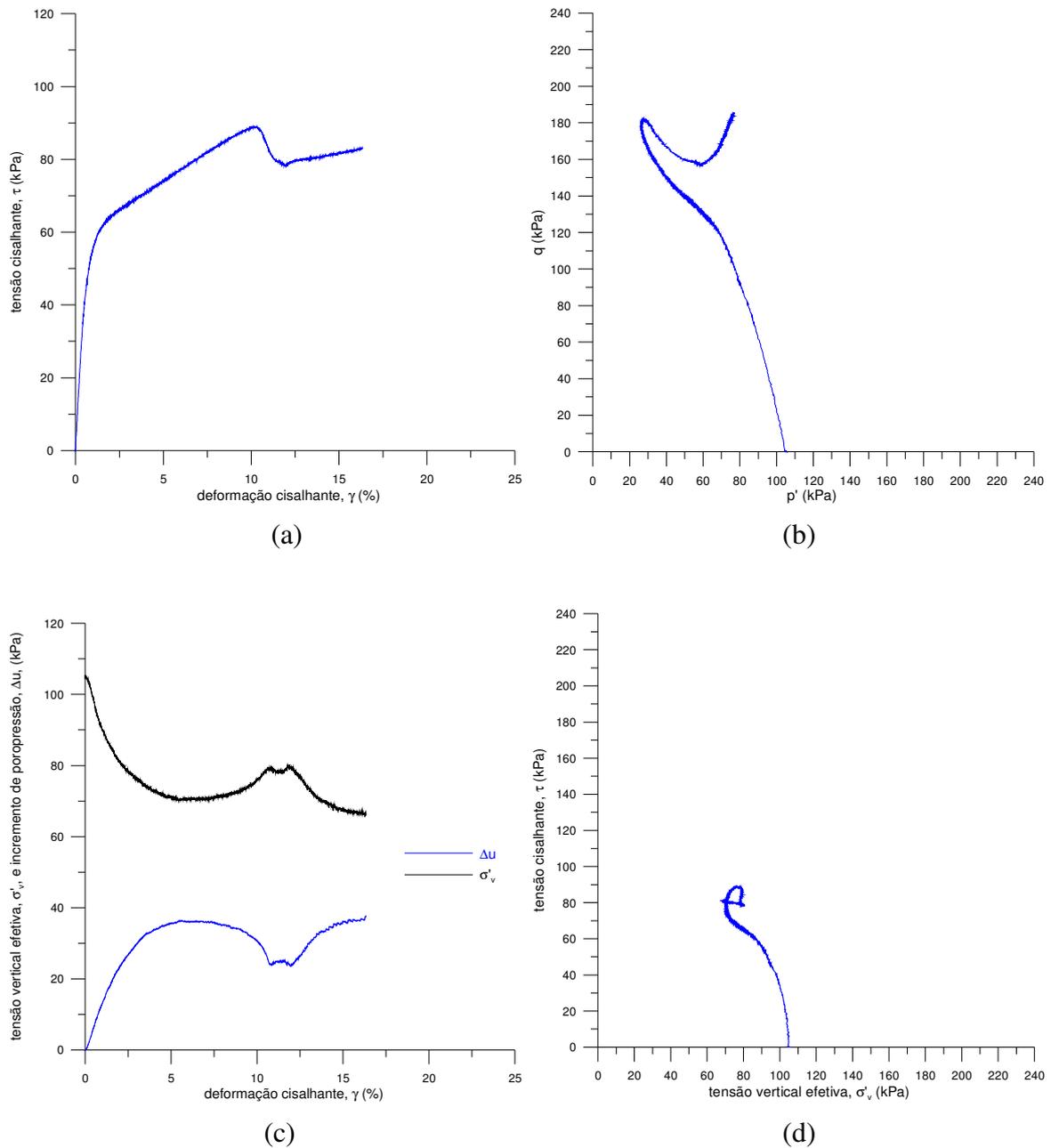


Figura 4.14: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ . (d) a tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

A adição de cimento aumenta a resistência do resíduo de mineração. A matriz cimentada não reforçada com fibras apresenta pico de tensão cisalhante no valor de

aproximadamente 100kPa. Há, semelhantemente à matriz não cimentada, aumento da poro-pressão e redução da tensão vertical efetiva. A maior rigidez conferida pelo cimento à mistura pode ser verificada diretamente na curva tensão cisalhante por deformação cisalhante, com a comparação dos resultados da matriz não cimentada sem fibras da Figura 4.12, e, indiretamente, através do menor aumento da poro-pressão e da menor redução da tensão vertical efetiva.

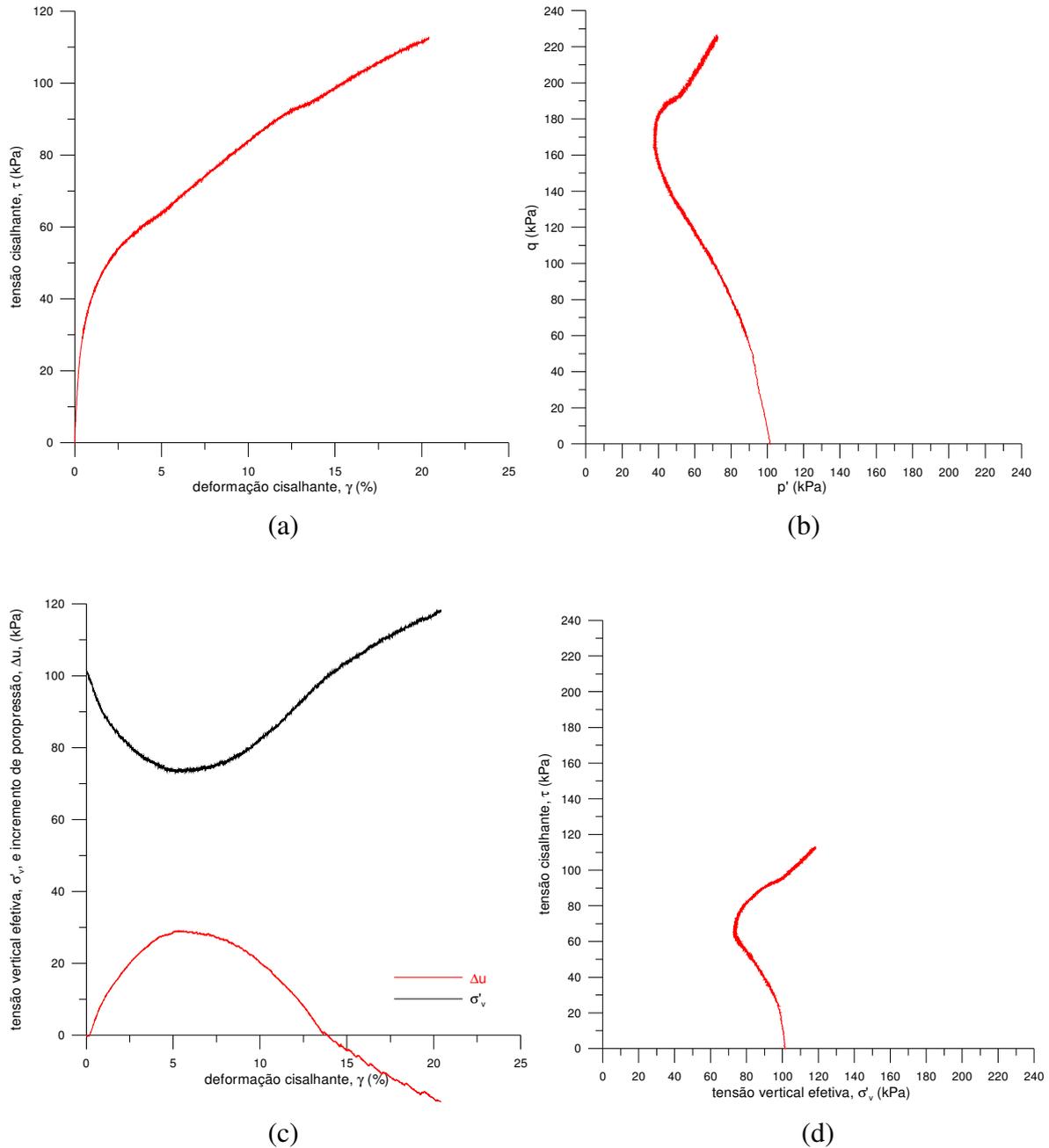


Figura 4.15: Resposta cisalhante monotônica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva

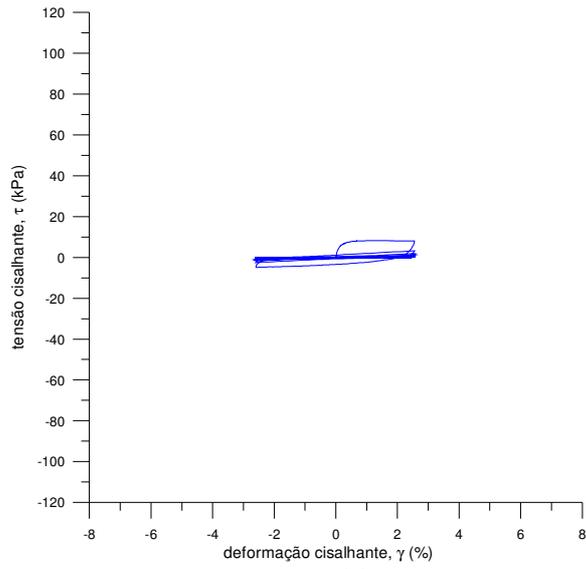
inicial. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) trajetória de tensões (p' e q). (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ . (d) a tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

A incorporação de fibras ao resíduo de mineração cimentado confere ao material um comportamento de endurecimento bastante pronunciado, que proporciona, para maiores deformações cisalhantes, maiores resistências. Além disso, os valores de poro-pressão e de tensão vertical efetiva alcançam um limite a partir de onde alteram a tendência anterior de compressão para expansão até o final do ensaio.

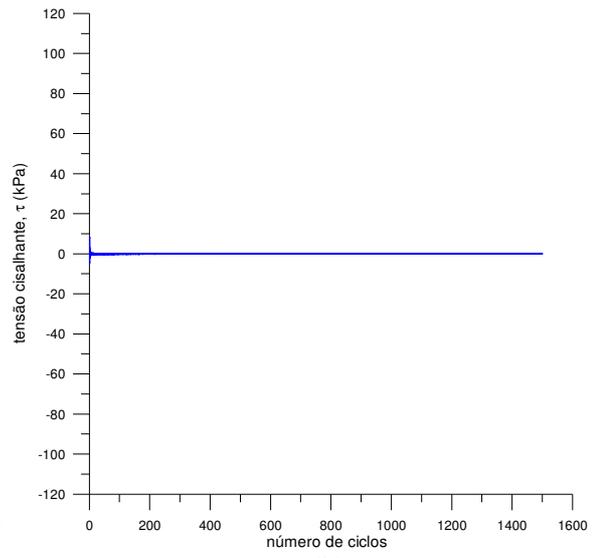
4.4.2 Comportamento Cisalhante Cíclico sob Deformação Controlada

Os ensaios *simple shear* cíclicos com deformação cisalhante controlada foram realizados na condição não drenada. A mesma frequência de 0,1Hz foi empregada para todos os ensaios cíclicos. Sob tais condições, o equipamento impõe à amostra, em cada ciclo de carga, as deformações definidas previamente e, como principal resposta, mede os valores das tensões cisalhantes. Os ensaios eram terminados somente quando o limite do software de controle e de aquisição de dados do equipamento, de 1500 ciclos, era alcançado.

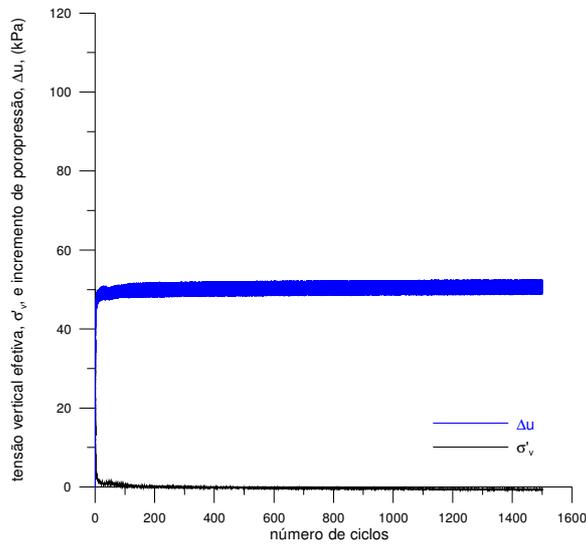
A Figura 4.16 apresenta os resultados do ensaio cíclico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa e a deformação cisalhante, γ , controlada de $\pm 2,5\%$. Em (a), a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante é traçada. Em (b), a evolução da tensão cisalhante, τ , com o número de ciclos é apresentada. Em (c), o incremento de poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos são apresentados. Em (d), através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Em (e) a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . Finalmente, em (f), a curva da tensão cisalhante pós-cíclica, em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada.



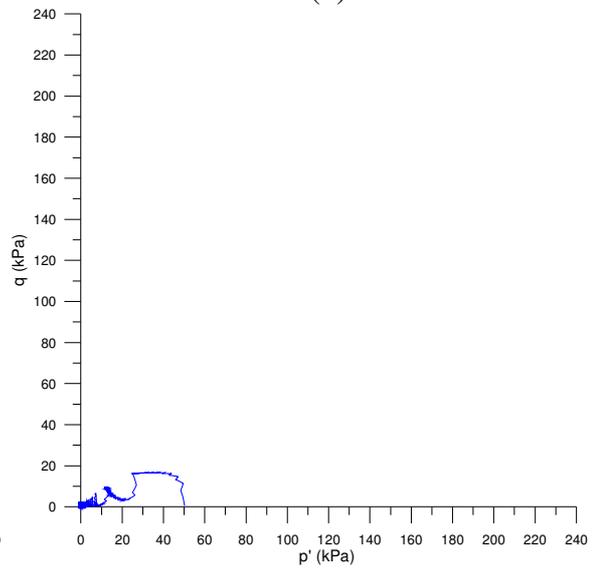
(a)



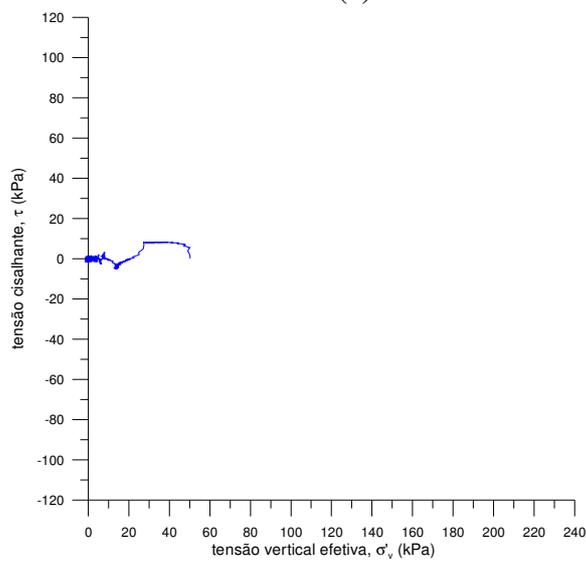
(b)



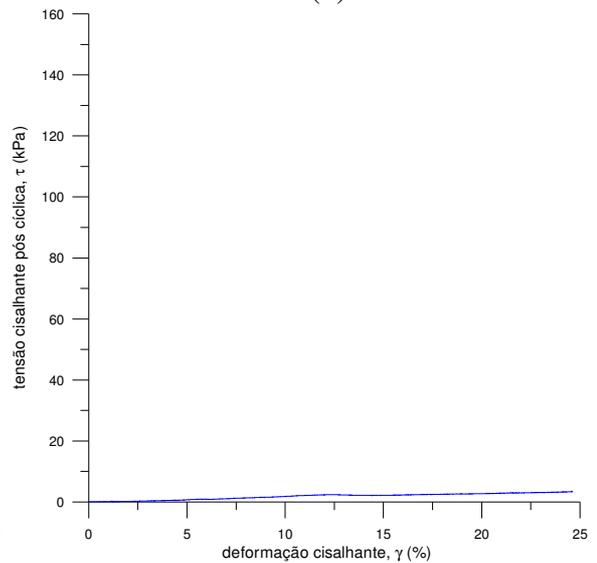
(c)



(d)



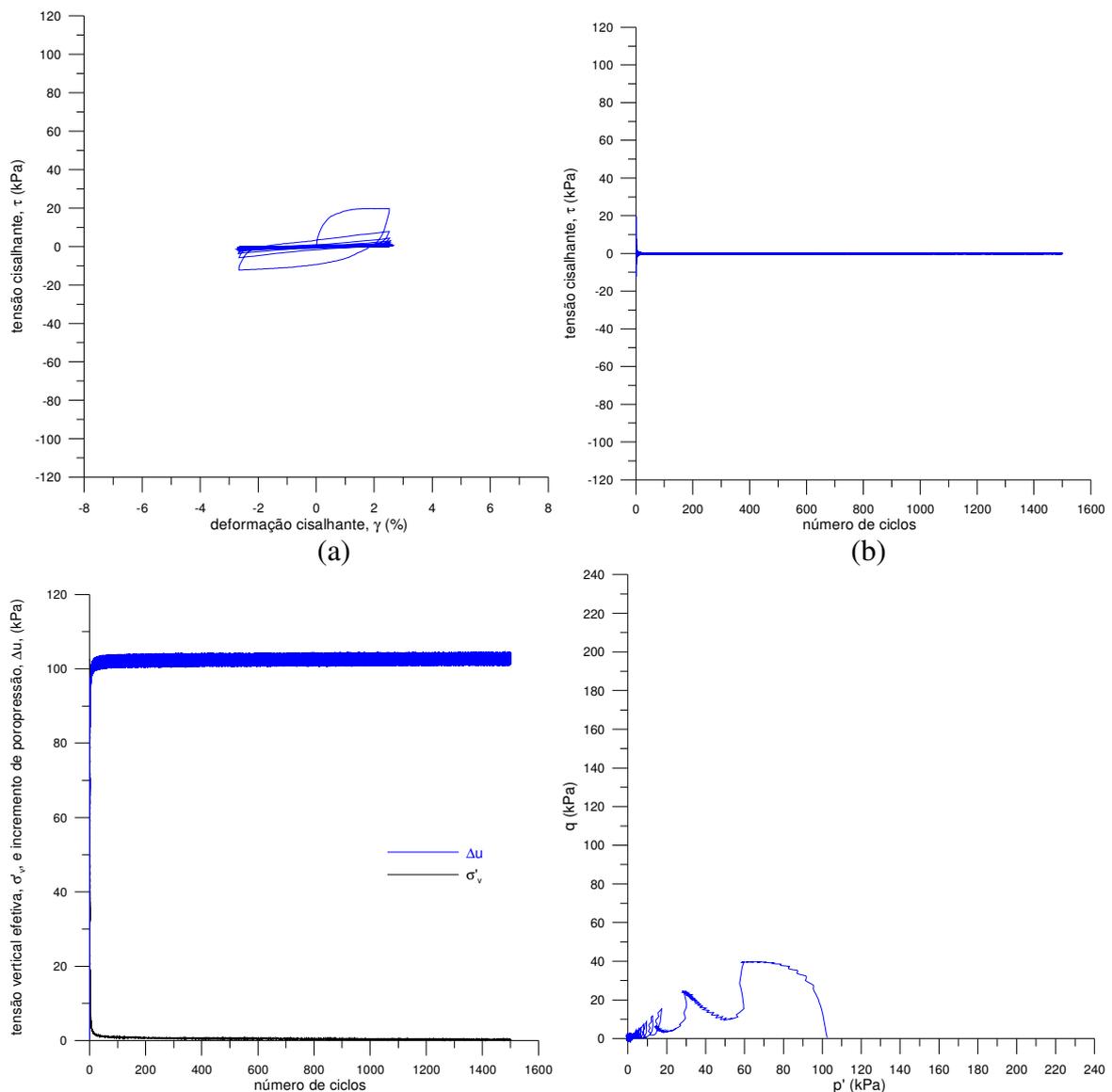
(e)



(f)

Figura 4.16: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Da mesma forma, a Figura 4.17 apresenta os resultados do ensaio cíclico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a deformação cisalhante, γ , controlada de $\pm 2,5\%$.



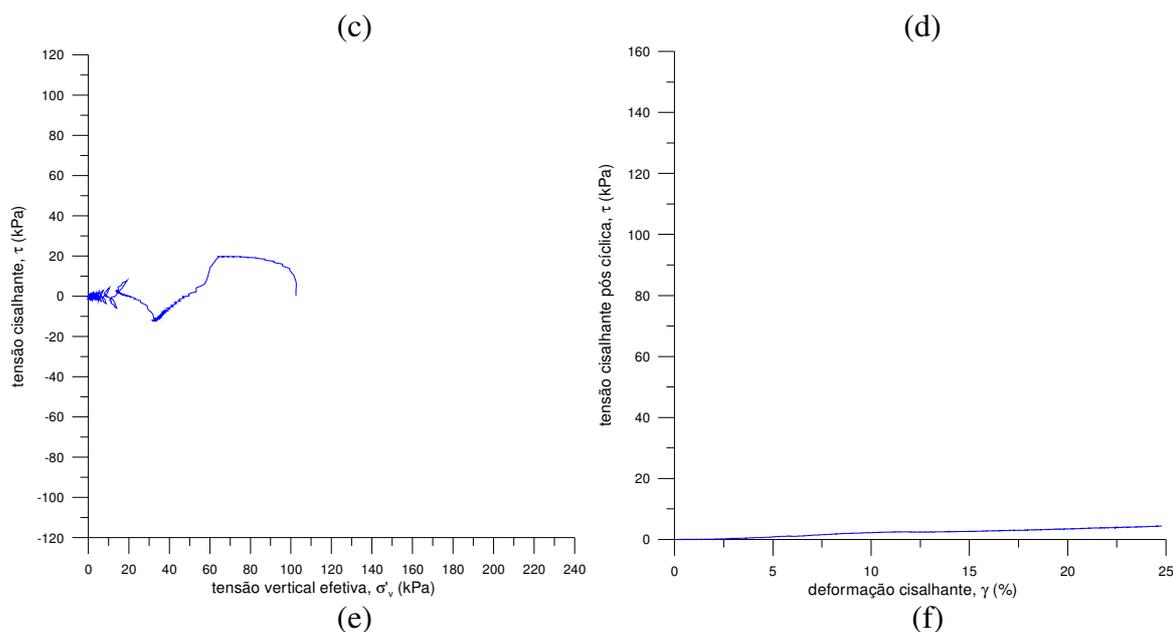
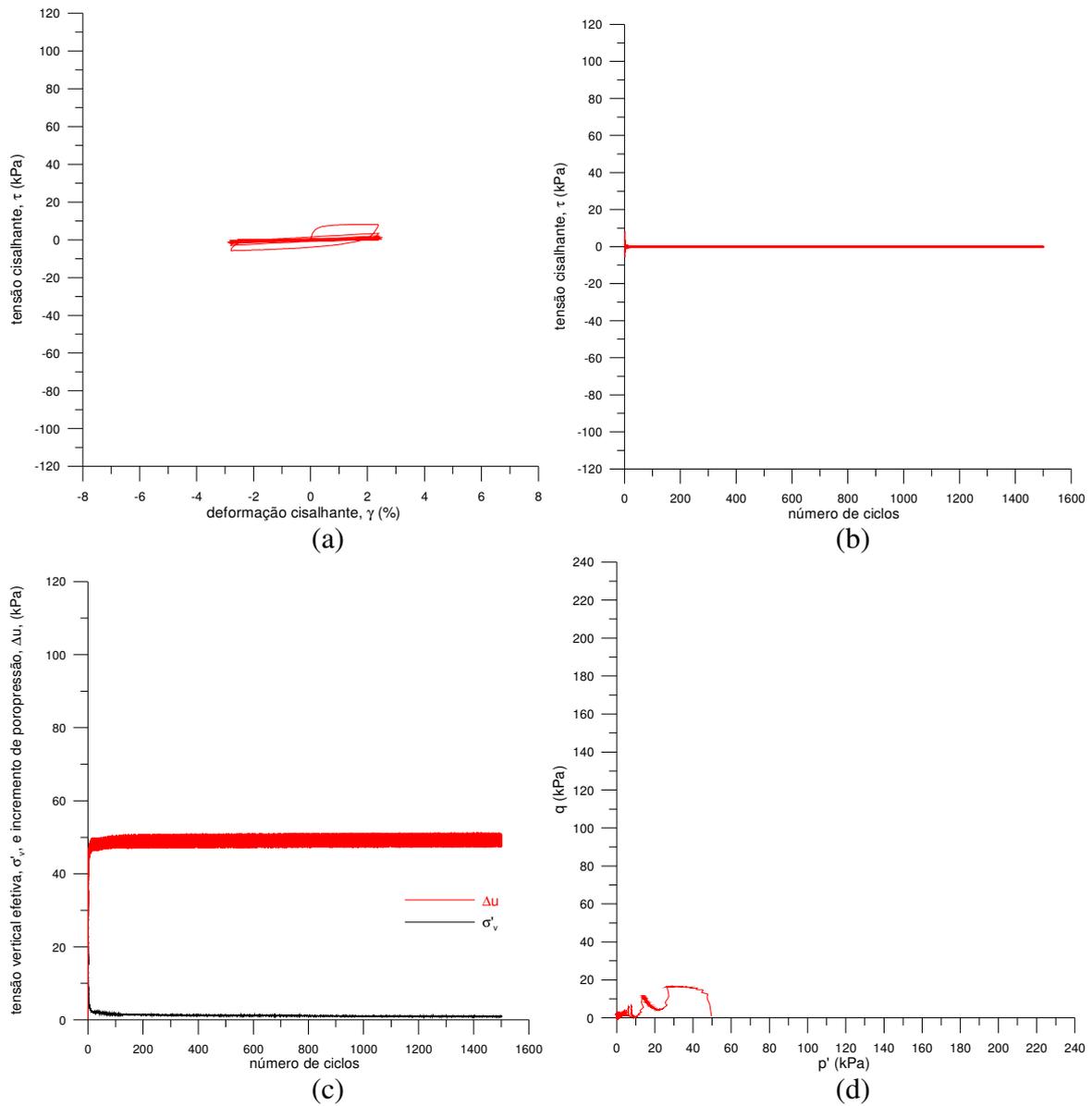


Figura 4.17: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado e não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Sob condições de deformação plana com volume constante, para ambas as tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, 50kPa e 100kPa, a resistência cisalhante do resíduo de mineração não cimentado e não reforçado com fibras reduz drasticamente já nos primeiros ciclos de esforços. O que pode ser explicado pelo salto dos valores de incremento de poropressão, inicialmente nulos, para em torno de 50kPa e 100kPa, respectivamente, e a equivalente súbita redução dos valores de tensão vertical efetiva para zero. Como esperado, a tensão cisalhante é maior na amostra ensaiada com a maior tensão vertical efetiva inicial. Após a aplicação de 1500 ciclos de deformação, a amostra foi monotonicamente cisalhada e, embora relativamente baixa, apresentou resistência cisalhante superior à apresentada nos últimos ciclos, sem pico.

Os mesmos gráficos são apresentados para os ensaios cíclicos realizados com as amostras de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, frmt, sob deformação

cisalhante, γ , controlada de $\pm 2,5\%$, sob a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa na Figura 4.18 e sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa na Figura 4.19.



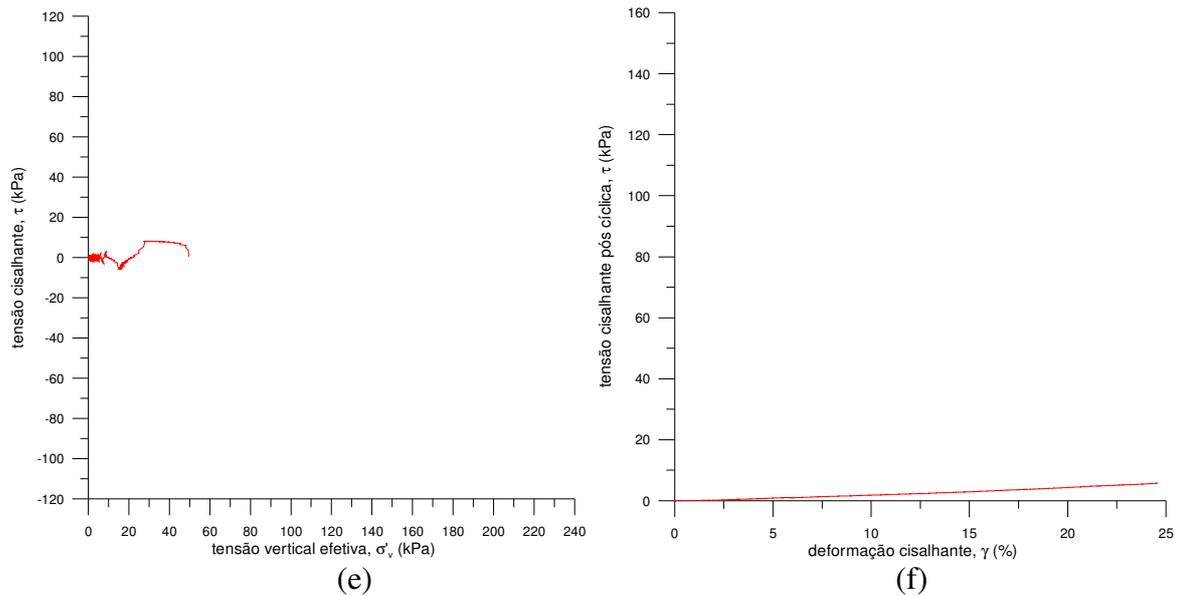
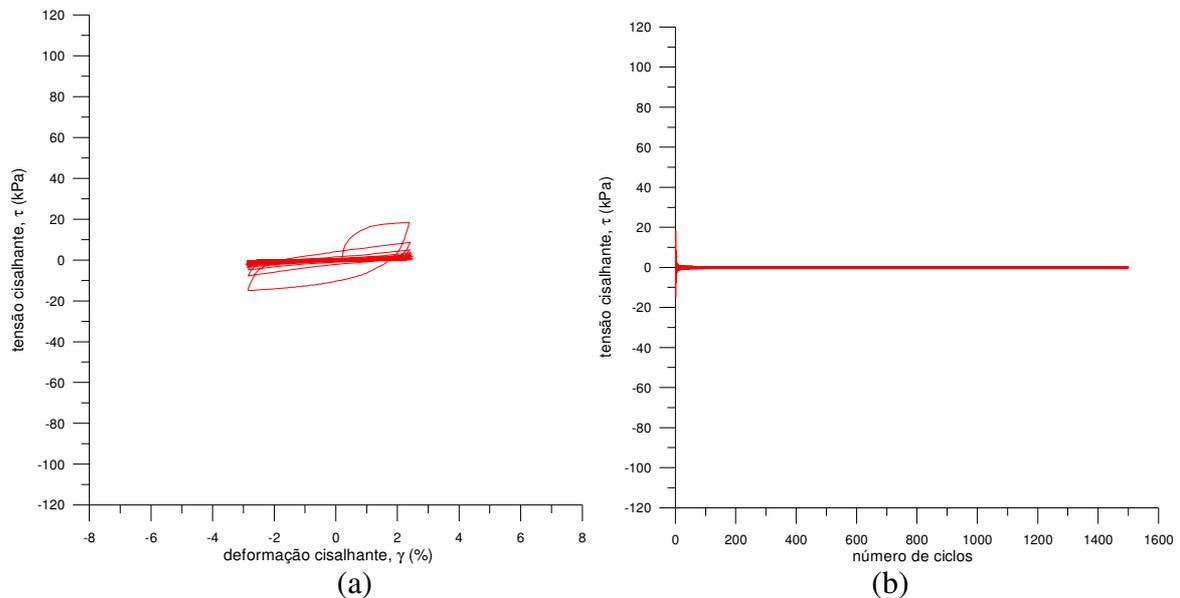


Figura 4.18: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de proppressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.



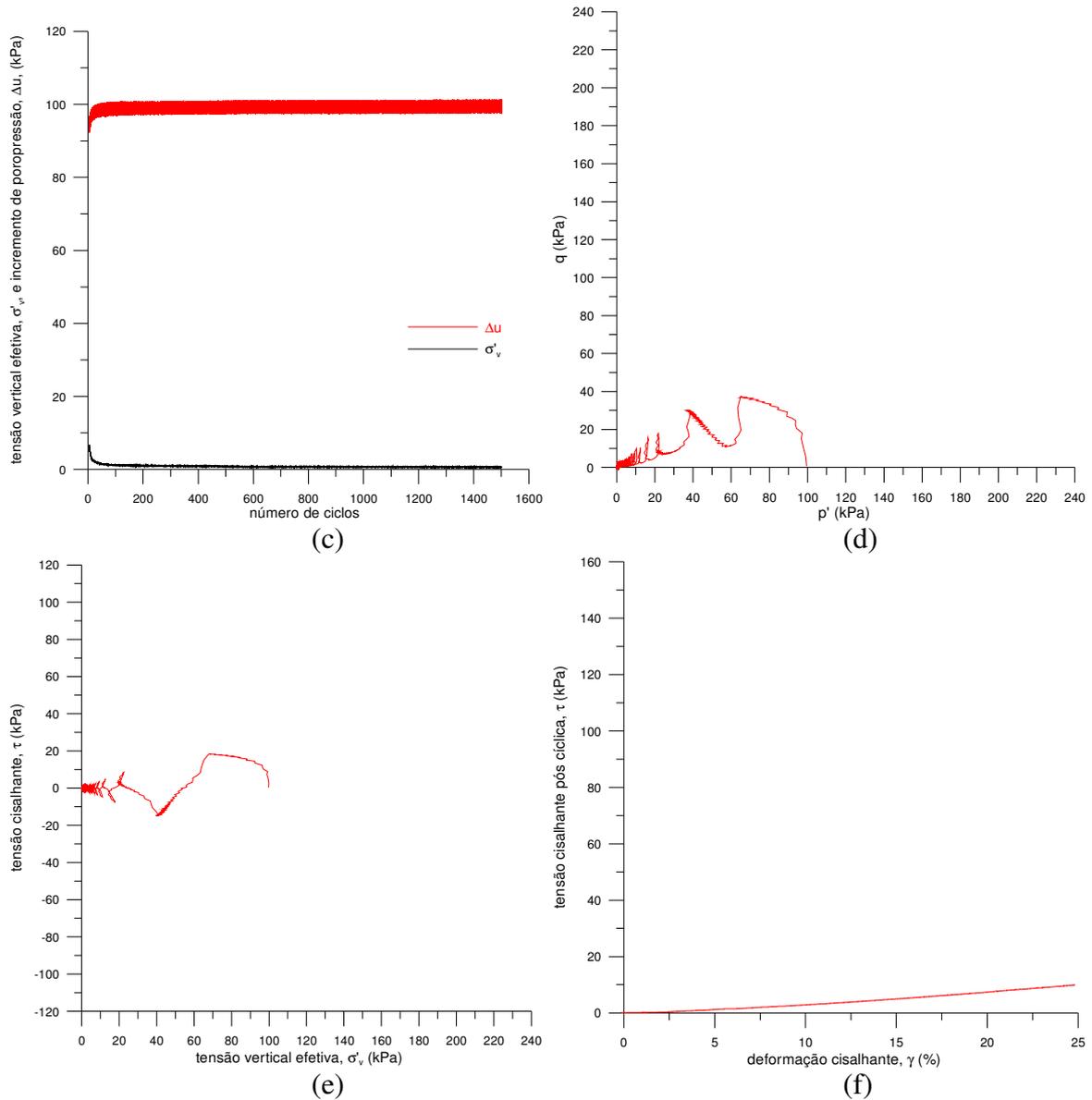


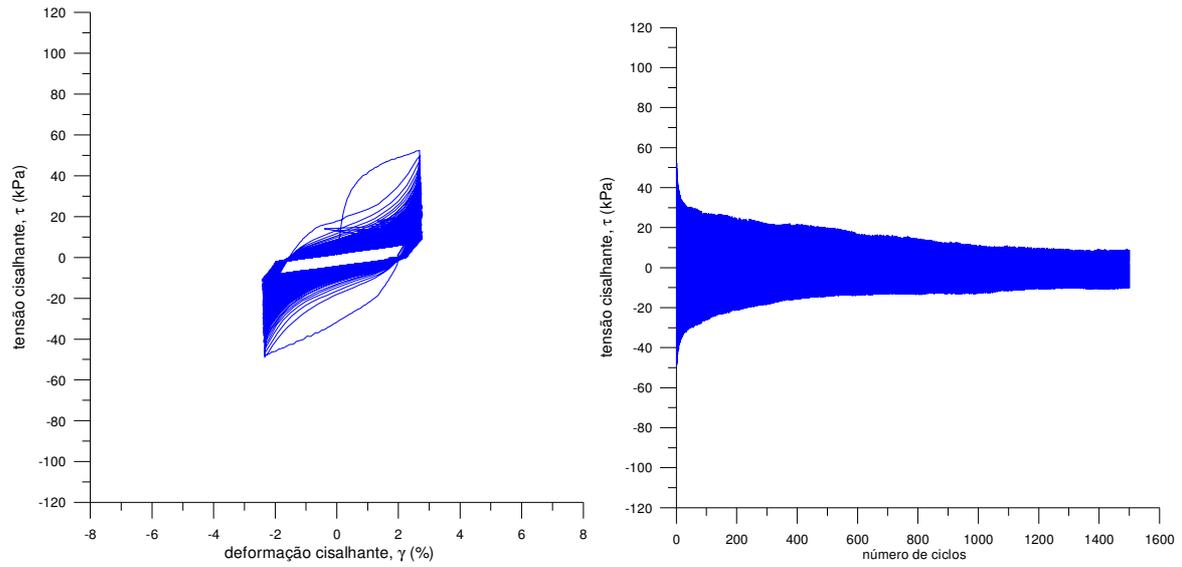
Figura 4.19: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Semelhante análise realizada para o material não cimentado e não reforçado, sob condições de deformação plana com volume constante, pode ser feita para o resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras. A resistência cisalhante do resíduo de

mineração não cimentado reforçado com fibras reduz drasticamente já nos primeiros ciclos de esforços, para ambas as tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, 50kPa e 100kPa. Os valores de incremento de poro-pressão, inicialmente nulos, crescem para em torno de 50kPa e 100kPa, respectivamente, e os valores de tensão vertical efetiva são reduzidos para zero. Como esperado, a tensão cisalhante é maior na amostra ensaiada com a maior tensão vertical efetiva inicial. Após a aplicação de 1500 ciclos de deformação, a amostra foi monotonicamente cisalhada e, embora relativamente baixa, apresentou resistência cisalhante superior à apresentada nos últimos ciclos, sem pico. A resistência cisalhante pós-cíclica é superior nas misturas reforçadas com fibras em relação ao material não reforçado.

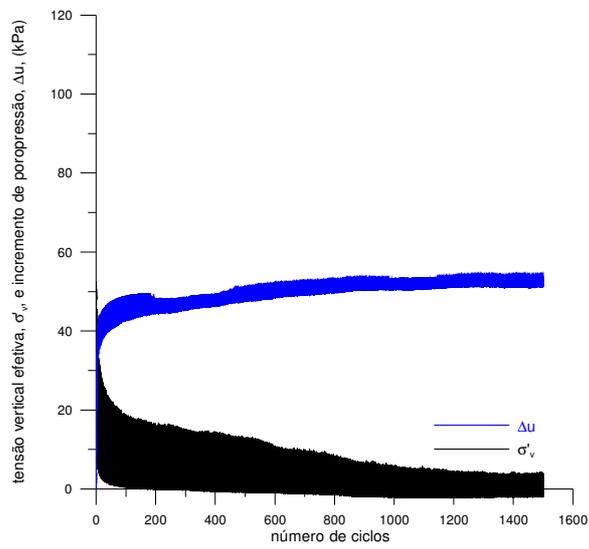
A análise cautelosa, através da comparação dos resultados das misturas reforçadas e das misturas não reforçadas, mostra a reprodutibilidade e a eficiência da técnica de produção das amostras. Os resultados dos ensaios executados nas diferentes matrizes, para as mesmas tensões verticais efetivas iniciais, são muito próximos, praticamente coincidentes. Tais resultados muito próximos para as misturas com e sem fibras são bastante plausíveis, tendo em vista o elevado índice de vazios das misturas e o relativo pequeno nível de deformação dos ciclos.

Analogamente, as Figuras 4.20 e 4.21 mostram os resultados dos ensaios realizados com as amostras de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras, cmt, com tensões verticais efetivas iniciais de 50kPa e 100kPa, respectivamente. As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os resultados dos ensaios realizados com amostras do mesmo compósito sob as condições de $\pm 4,5\%$ e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa, respectivamente.

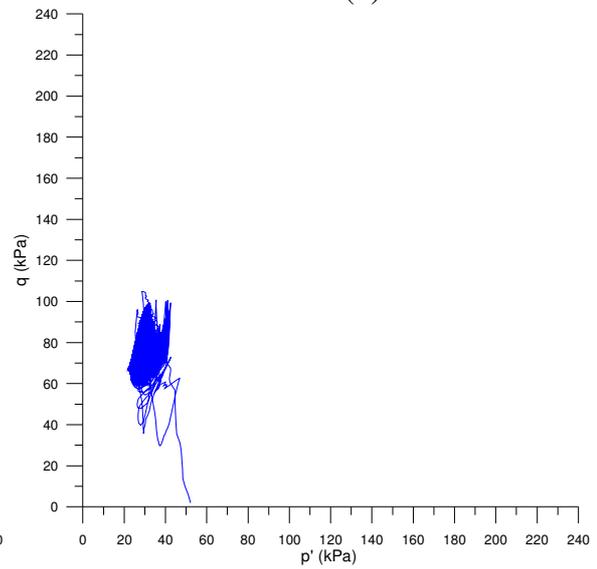


(a)

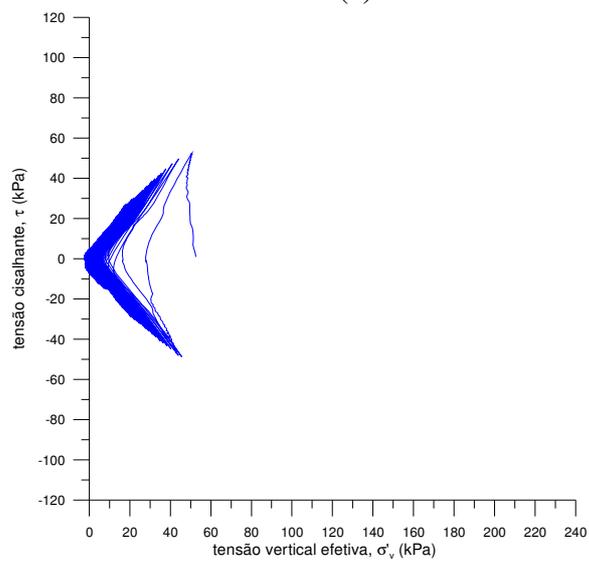
(b)



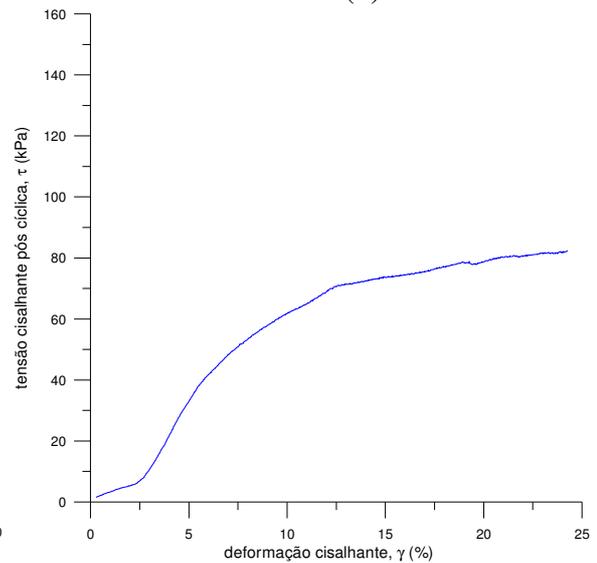
(c)



(d)

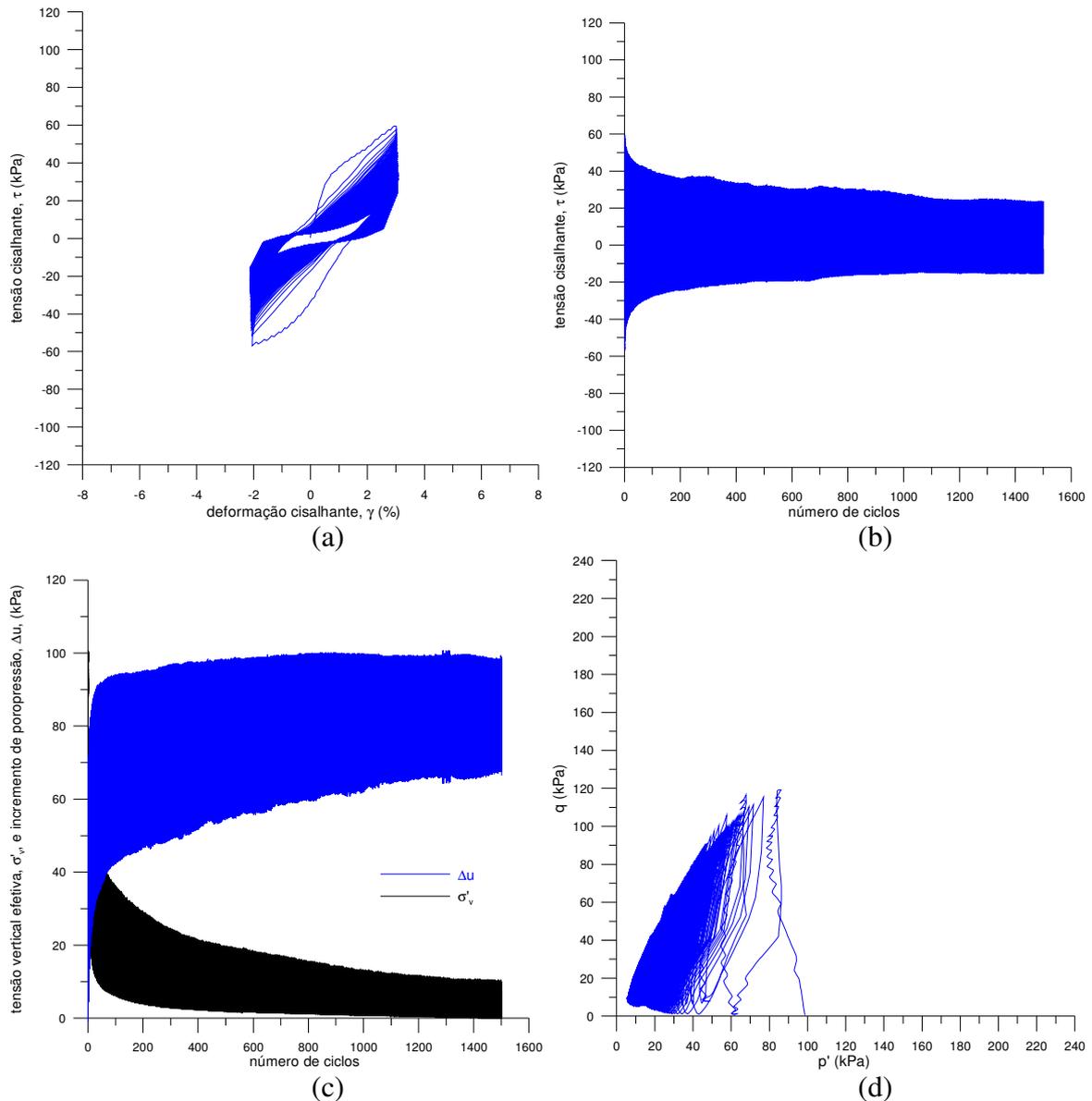


(e)



(f)

Figura 4.20: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.



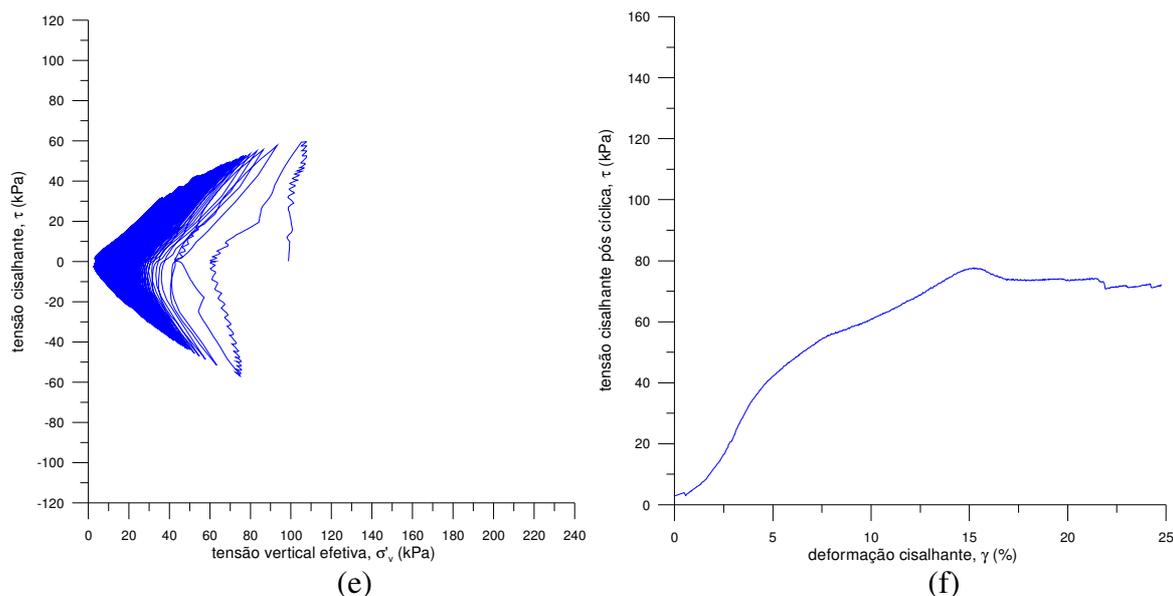


Figura 4.21: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Nas amostras cimentadas não reforçadas com fibras, o aumento da tensão vertical efetiva inicial também, como esperado, provoca o aumento da resistência ao cisalhamento. Em relação ao material não cimentado, para o mesmo nível de deformações, a tensão cisalhante do resíduo de mineração cimentado é consideravelmente superior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais. A tensão cisalhante pós-cíclica é maior e apresenta pico.

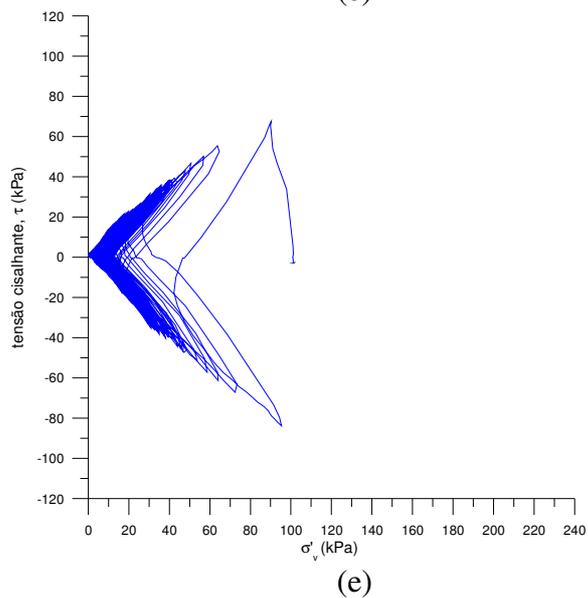
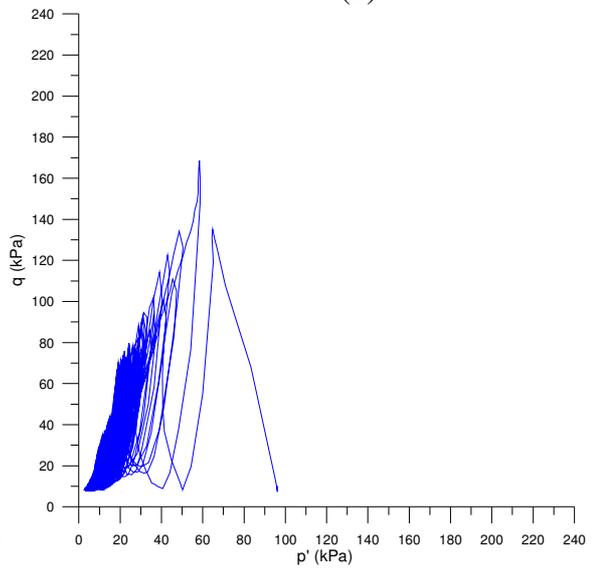
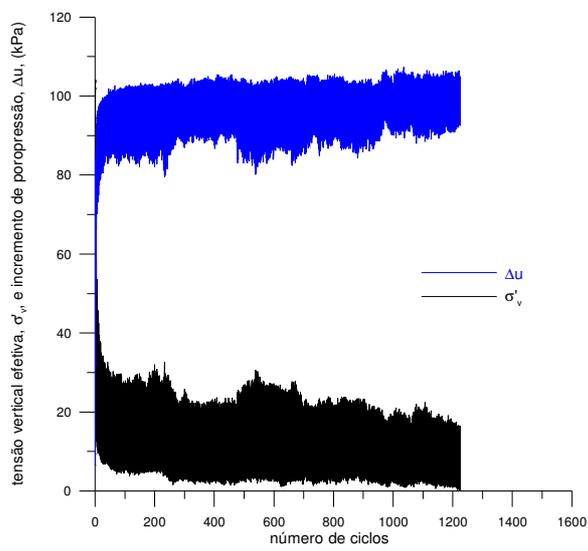
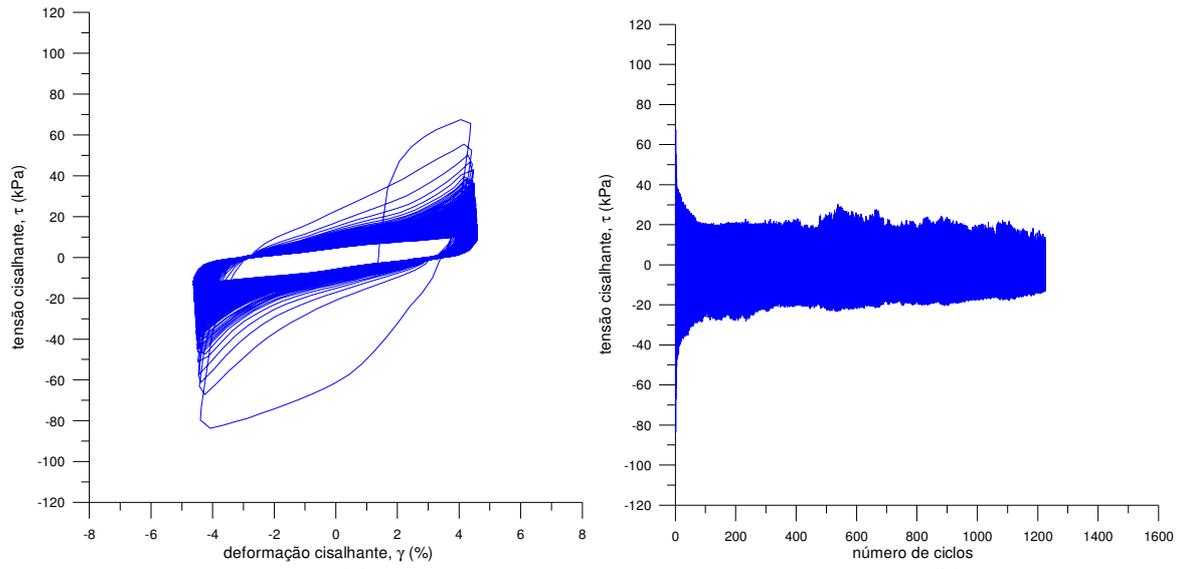
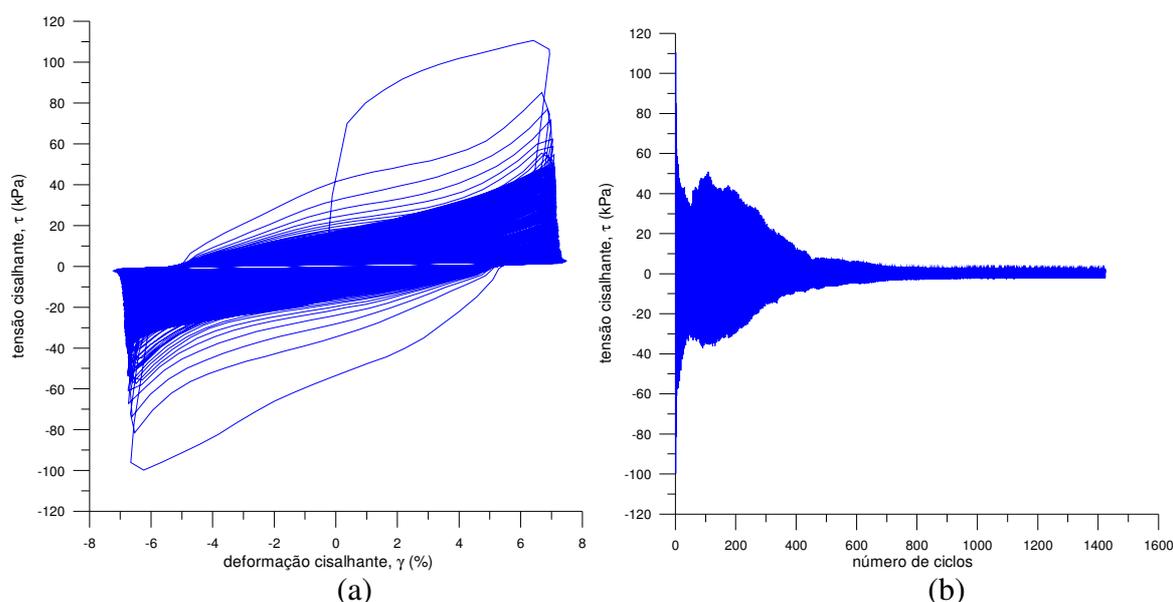


Figura 4.22: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 4,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

O ensaio realizado com resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob $\pm 4,5\%$ de deformação cisalhante controlada, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa, apresentado na Figura 4.22, em função de uma queda no fornecimento de energia elétrica, foi interrompido anteriormente ao previsto, com pouco mais 1200 ciclos de esforços aplicados. O autor considerou válida sua apresentação para a comparação com os demais e a avaliação mais clara da tendência de comportamento do material com a evolução dos níveis de deformações.



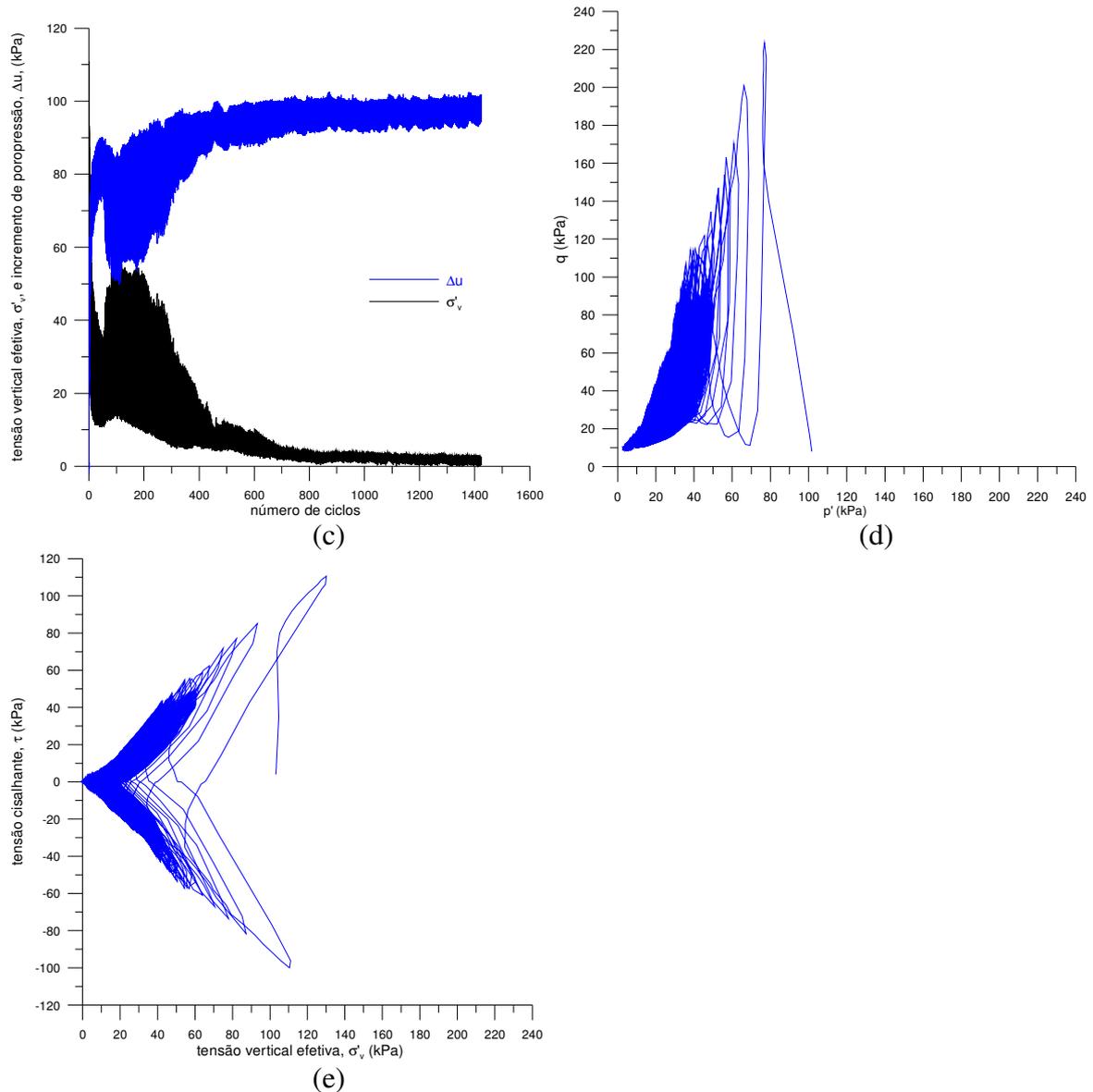
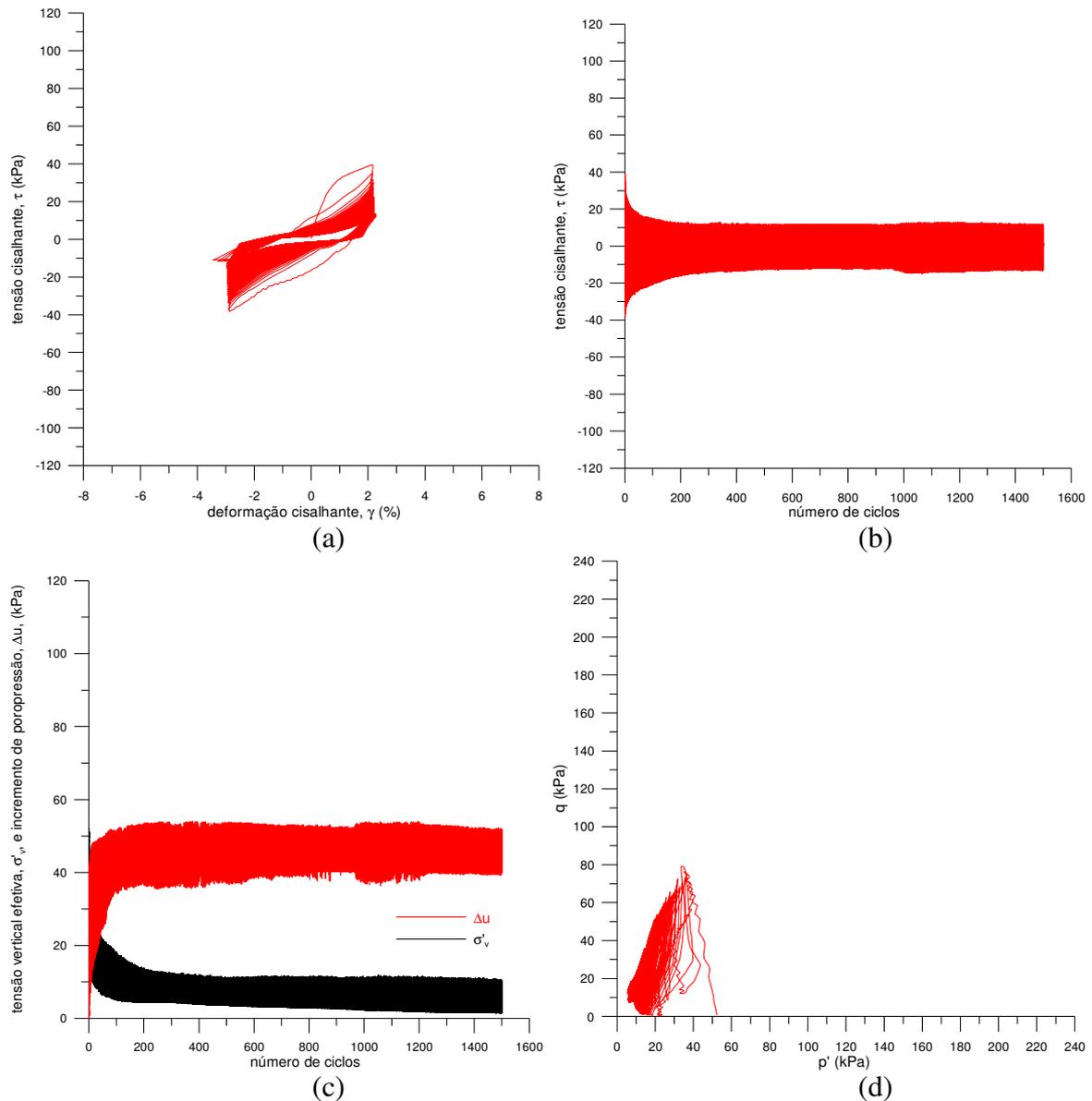


Figura 4.23: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

O aumento do nível de deformações dos ensaios executados nas amostras cimentadas aumenta os valores das tensões cisalhantes alcançadas nos primeiros ciclos de esforços, em detrimento à redução dos níveis de tensão de cisalhamento para os últimos ciclos. O compósito desenvolve maior resistência ao se deformar mais e, quanto maior o nível de deformações, maior o dano à estrutura da matriz cimentada. Ao longo de sucessivos ciclos de

esforços, a resistência ao cisalhamento diminui gradualmente e, para os últimos ciclos, é maior para os menores níveis de deformações.

As Figuras 4.24 e 4.25 apresentam os resultados dos ensaios realizados com as amostras de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, frcmt, sob as tensões verticais efetivas iniciais de 50kPa e 100kPa, respectivamente. Ambos sob a condição de $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. As Figuras 4.26 e 4.27 apresentam os resultados dos ensaios realizados com amostras do mesmo compósito sob as condições de $\pm 4,5\%$ e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa, respectivamente.



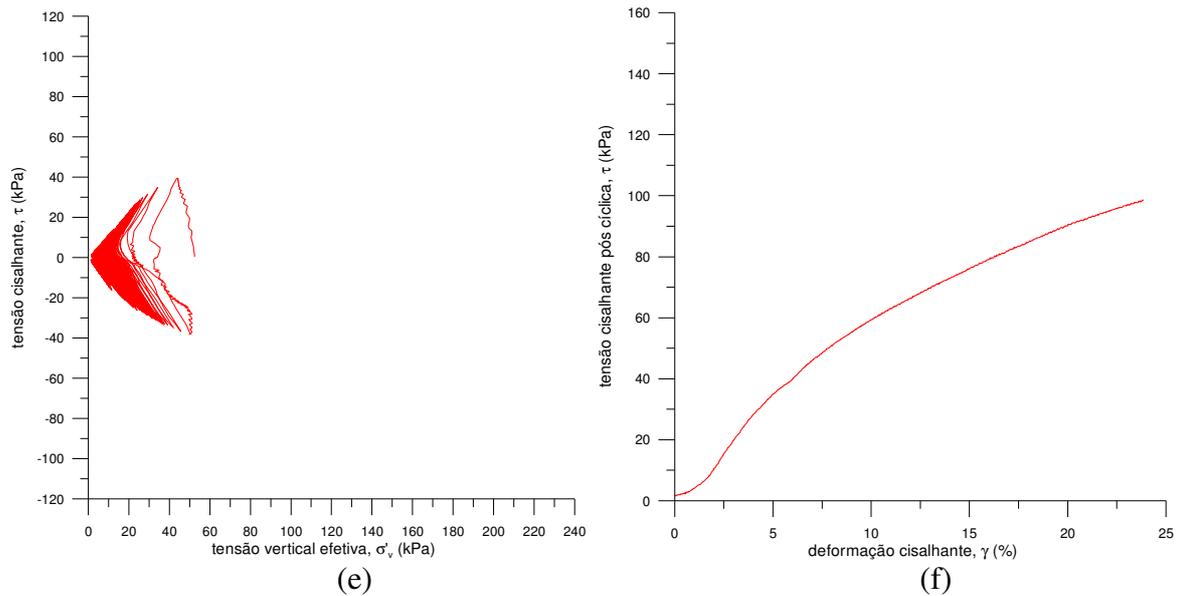
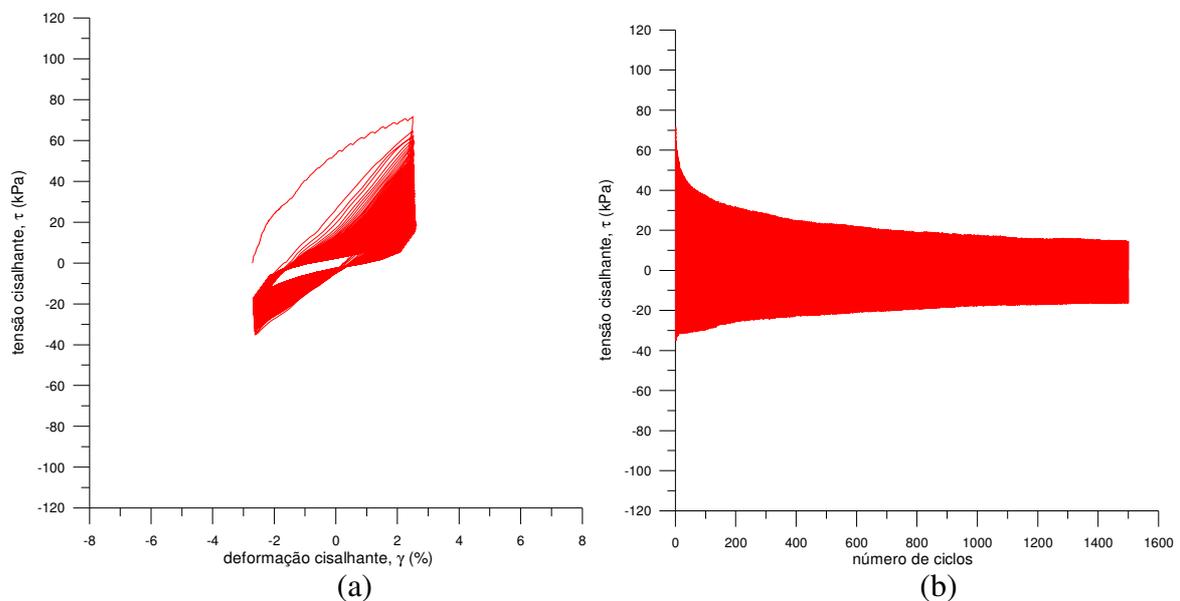


Figura 4.24: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de proressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.



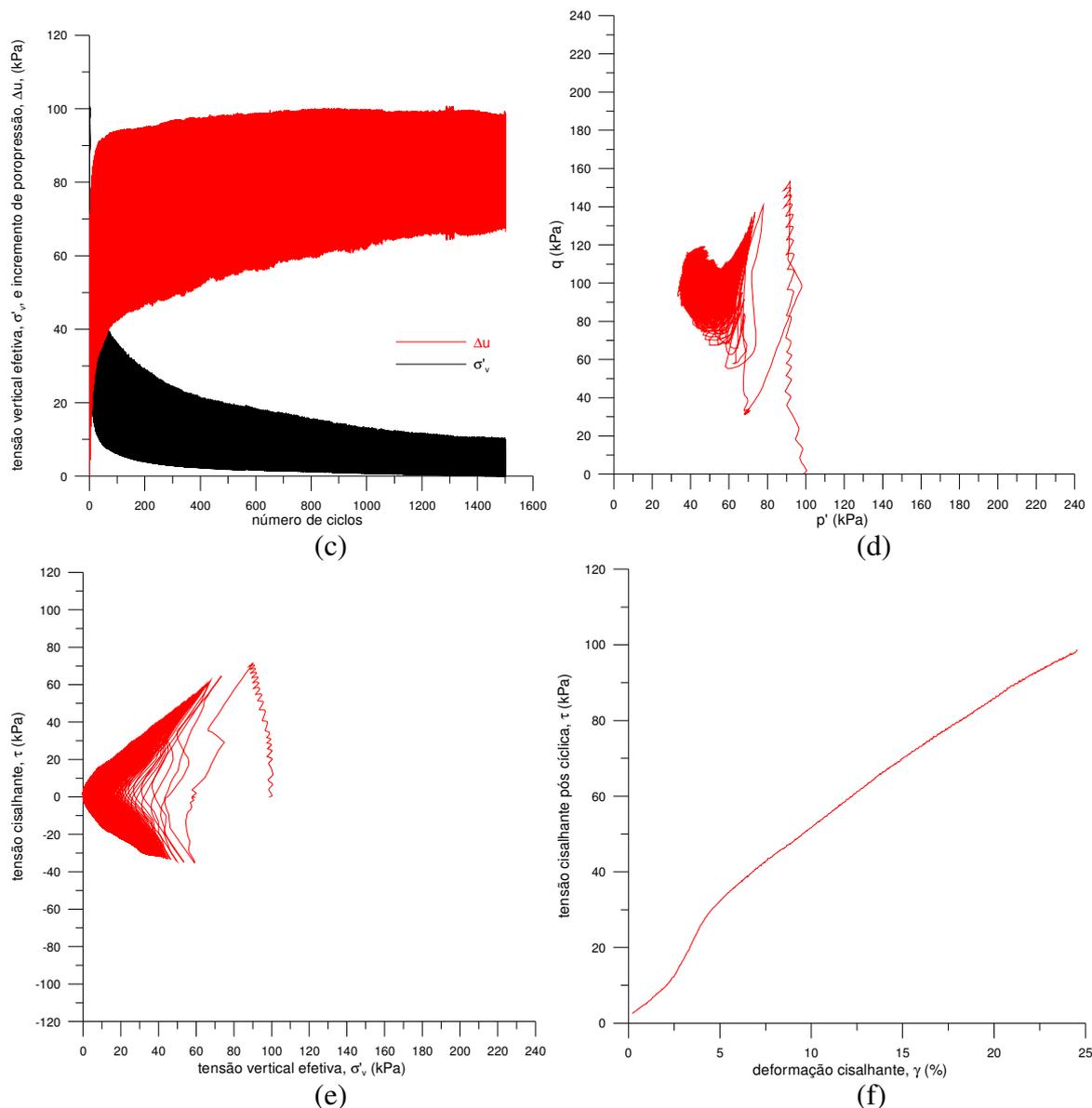
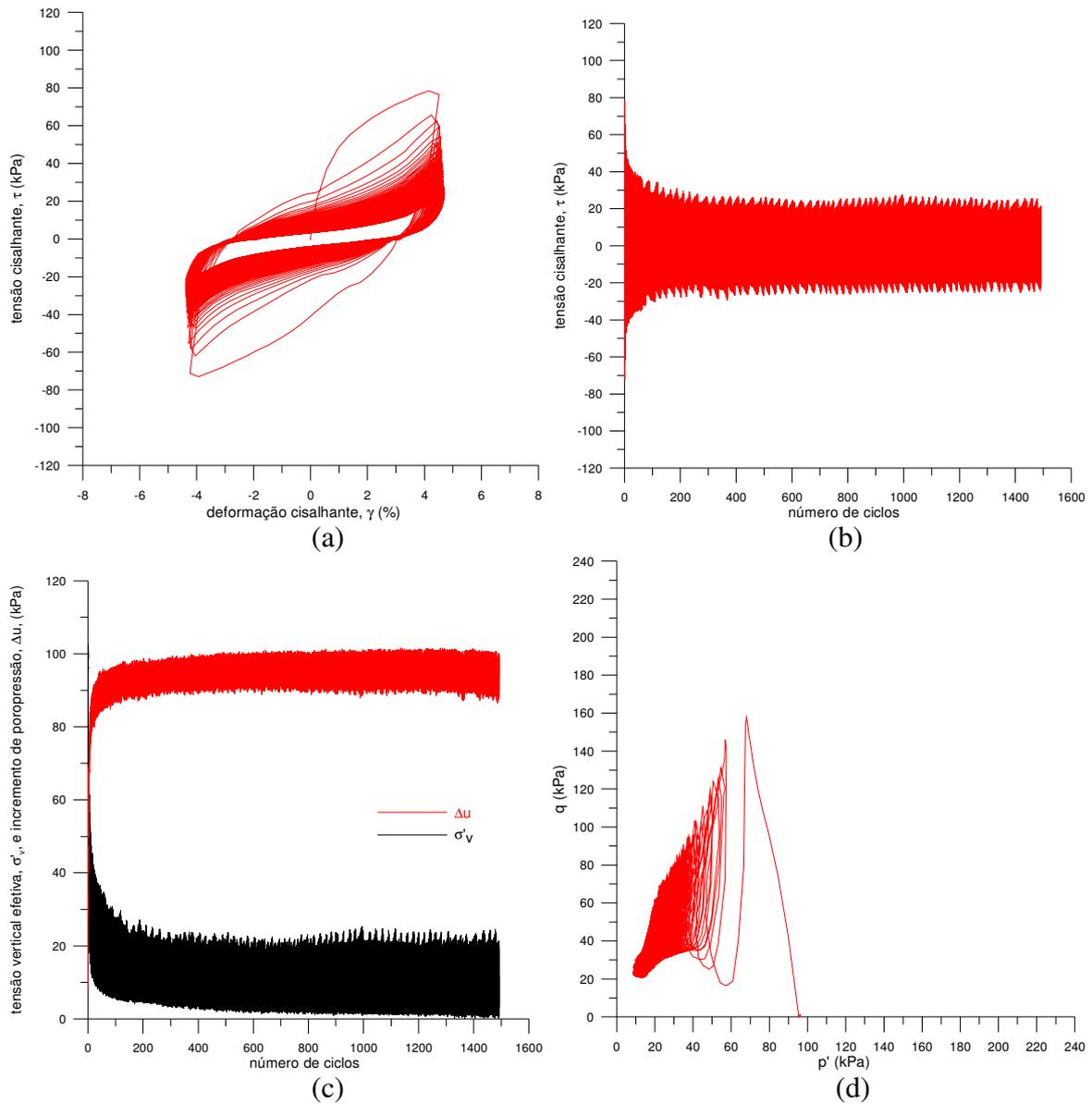


Figura 4.25: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Como esperado, nas amostras cimentadas reforçadas com fibras, o aumento da tensão vertical efetiva inicial também provoca o aumento da resistência ao cisalhamento. Em relação ao material reforçado não cimentado, para o mesmo nível de deformações, a tensão cisalhante

do resíduo de mineração cimentado reforçado é consideravelmente maior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais. A tensão cisalhante pós-cíclica é também maior e não apresenta pico.



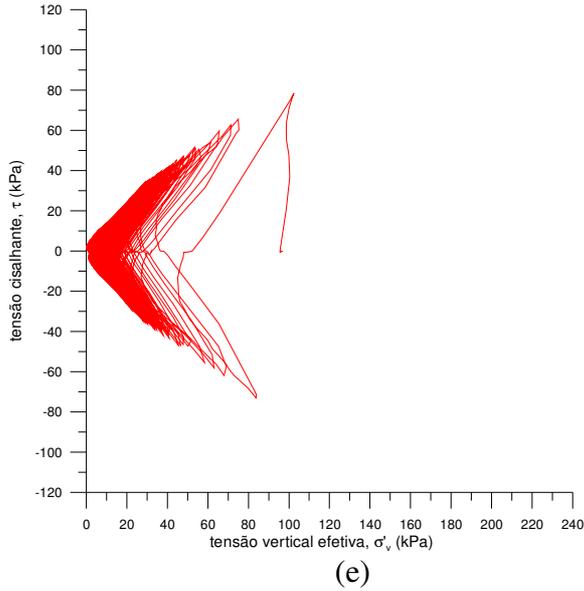
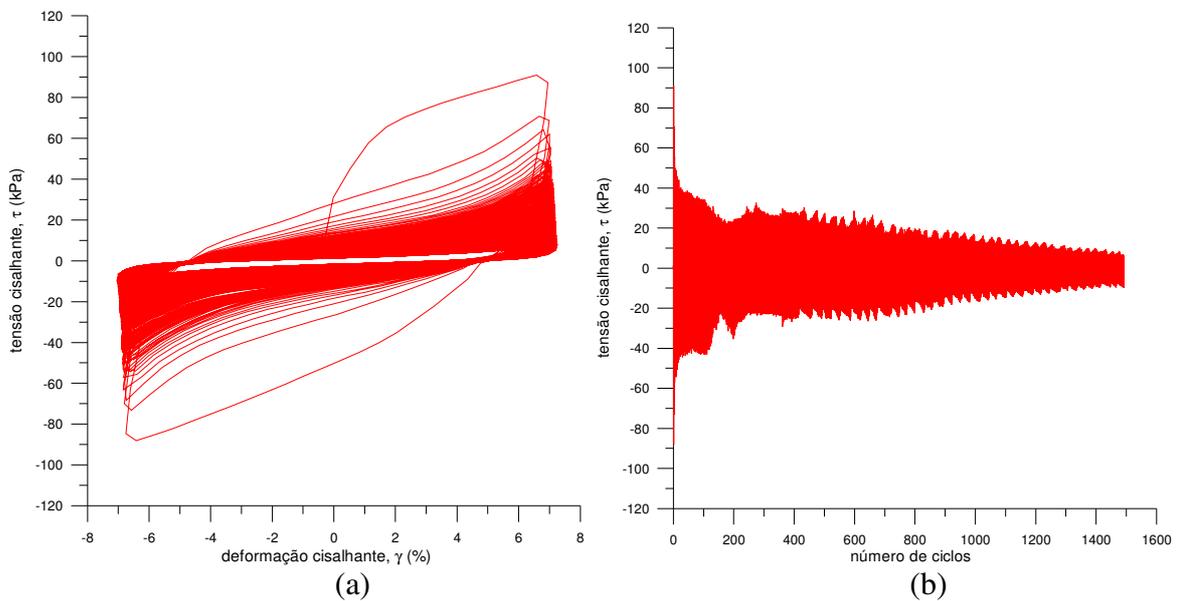


Figura 4.26: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 4,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de proressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .



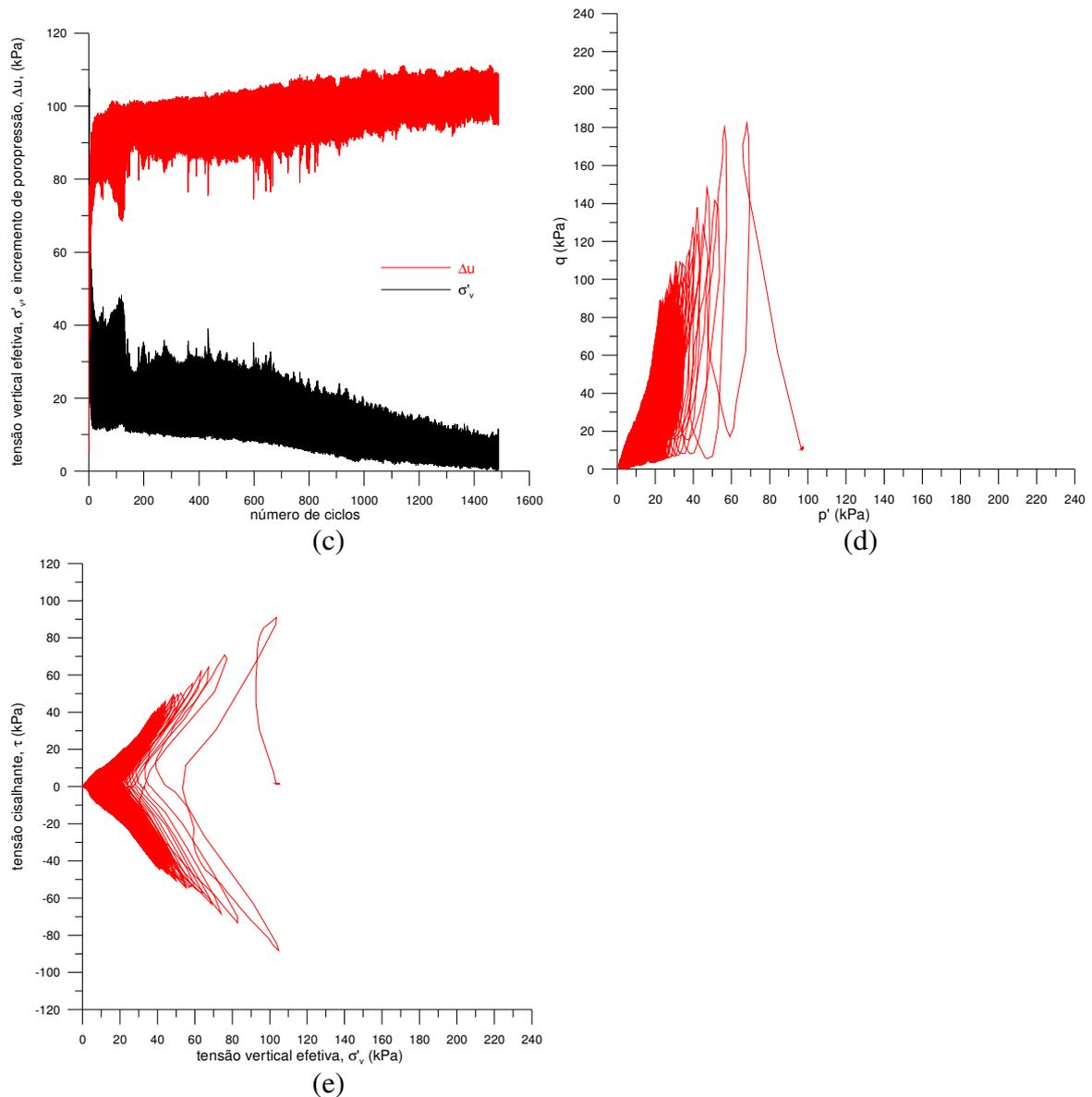


Figura 4.27: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 7,0\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) tensão cisalhante, τ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poropressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

O aumento do nível de deformações dos ensaios executados nas amostras cimentadas reforçadas com fibras aumenta os valores das tensões cisalhantes alcançadas nos primeiros ciclos de esforços, em detrimento à redução dos níveis de tensão de cisalhamento para os últimos ciclos. O compósito desenvolve maior resistência ao se deformar mais e, quanto

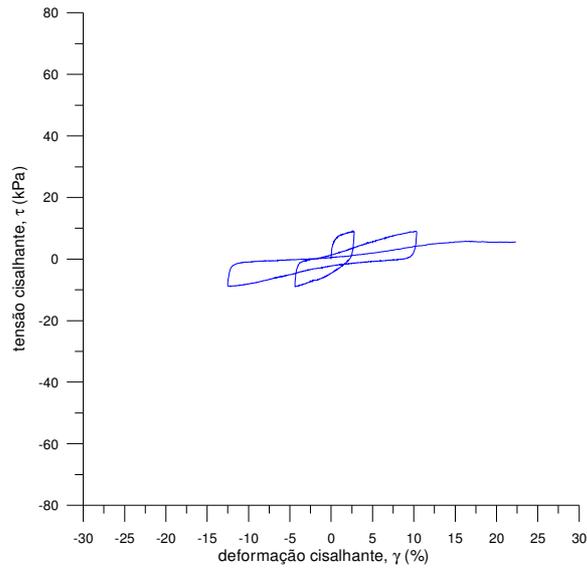
maior o nível de deformações, maior o dano à estrutura da matriz cimentada. Como no caso das amostras cimentadas não reforçadas, ao longo de sucessivos ciclos de esforços, a resistência ao cisalhamento do compósito cimentado fibroso diminui gradualmente e, para os últimos ciclos, é maior para os menores níveis de deformações. Entretanto, para os últimos ciclos, os valores das tensões cisalhantes das amostras cimentadas com fibras, para os diferentes níveis de deformação, são próximos. A desestruturação da matriz cimentada é compensada pela existência das fibras, que absorvem e redistribuem os esforços.

4.4.3 Comportamento Cisalhante Cíclico sob Tensão Controlada

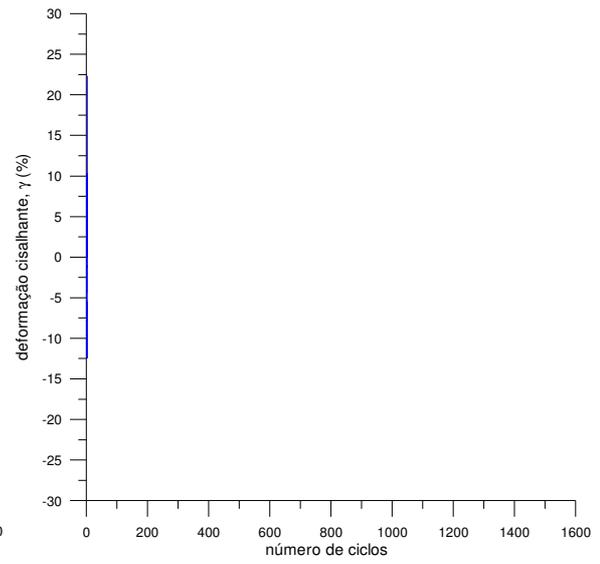
Os ensaios *simple shear* cíclicos com tensão cisalhante controlada foram realizados na condição não drenada. A mesma frequência de 0,1Hz foi empregada para todos os ensaios cíclicos.

Os ensaios *simple shear* cíclicos com tensão cisalhante controlada foram realizados na condição não drenada. A mesma frequência de 0,1Hz foi empregada para todos os ensaios cíclicos. Sob tais condições, o equipamento impõe à amostra em cada ciclo de carga as tensões definidas previamente e, como principal resposta, mede os valores das deformações cisalhantes. Os ensaios eram terminados somente quando o limite do software de controle e de aquisição de dados, de 1500 ciclos, ou o limite físico de deslocamento da amostra no equipamento, de 9,6mm, era alcançado.

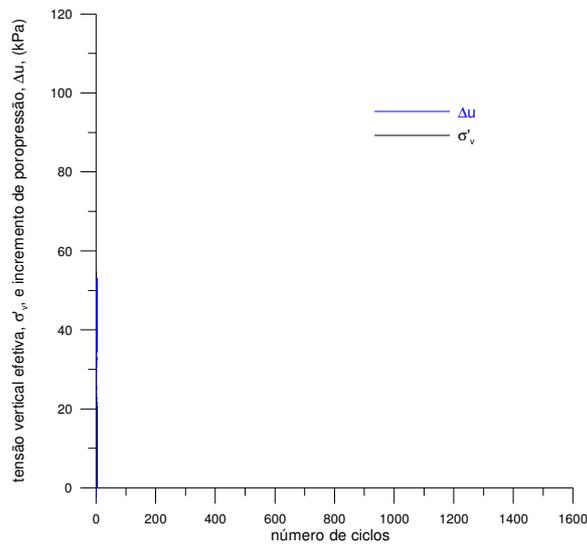
A Figura 4.28 apresenta os resultados do ensaio cíclico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa e a tensão cisalhante, τ , controlada de ± 10 kPa, equivalente à relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de 0,2. Em (a), a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante é traçada. Em (b), a evolução da deformação cisalhante, γ , com o número de ciclos é apresentada. Em (c), o incremento de poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos são apresentados. Em (d), através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Em (e) a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .



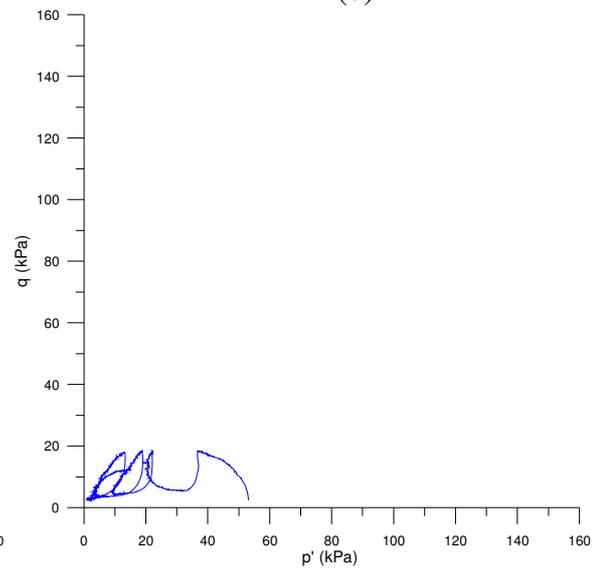
(a)



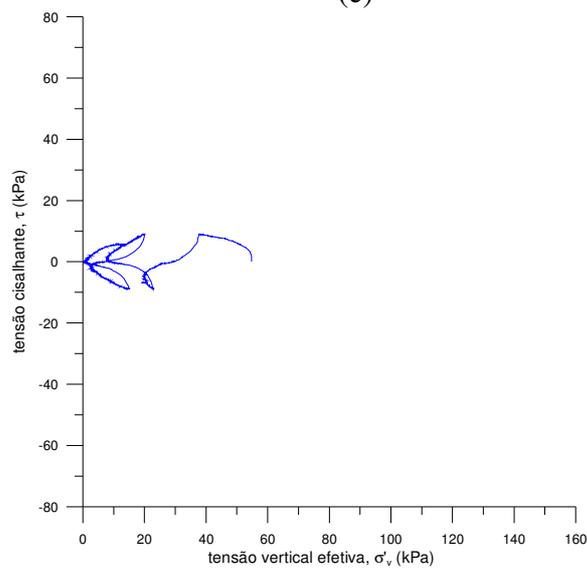
(b)



(c)



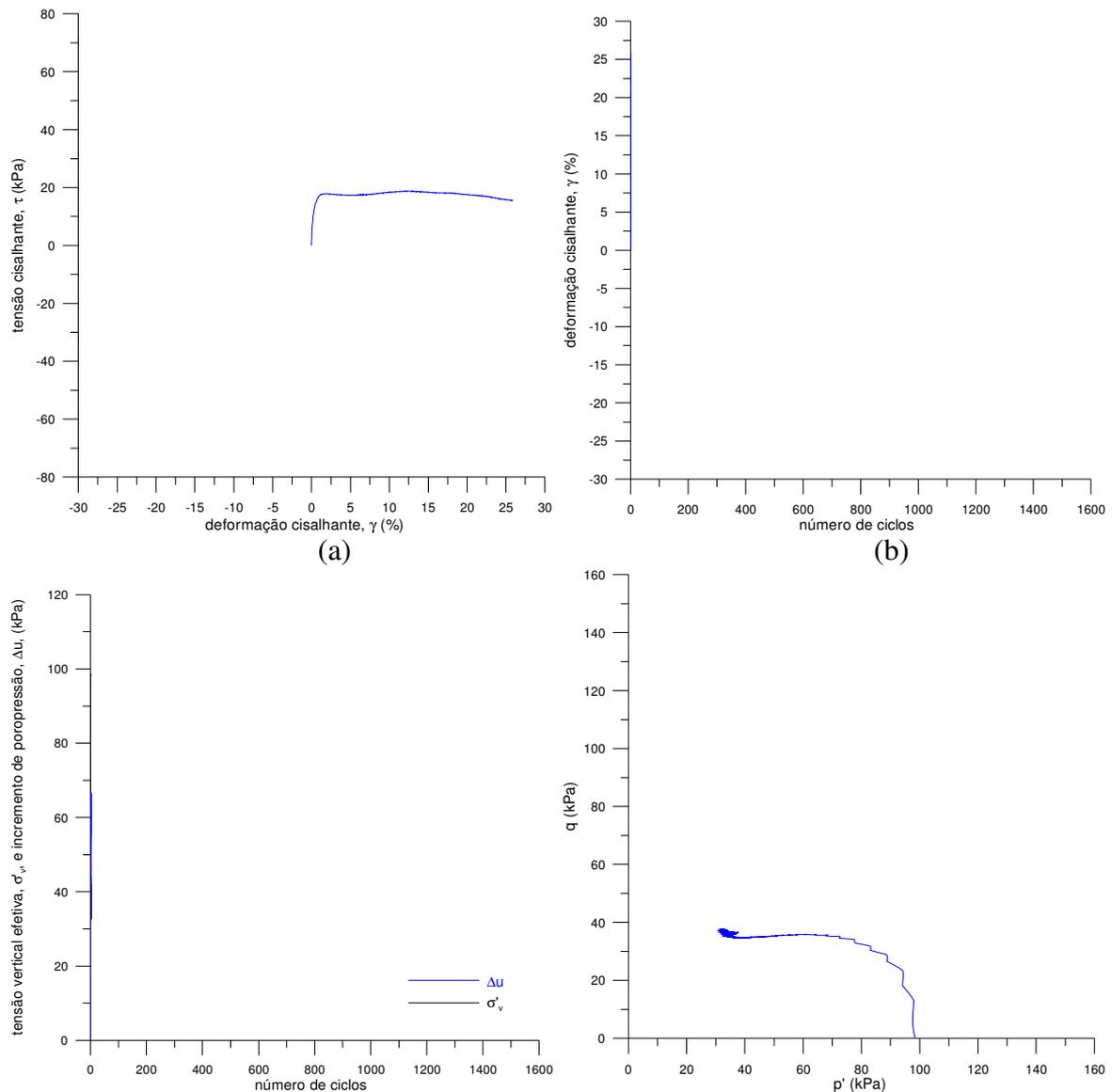
(d)



(e)

Figura 4.28: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .

Da mesma forma, a Figura 4.29 apresenta os resultados do ensaio cíclico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a tensão cisalhante, τ , controlada de ± 20 kPa, equivalente à relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2.



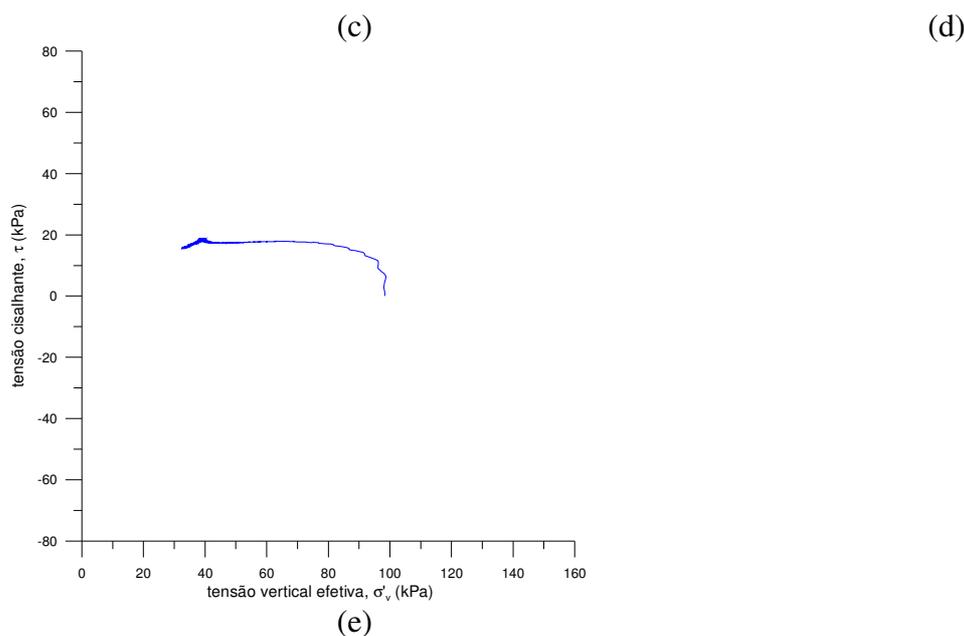
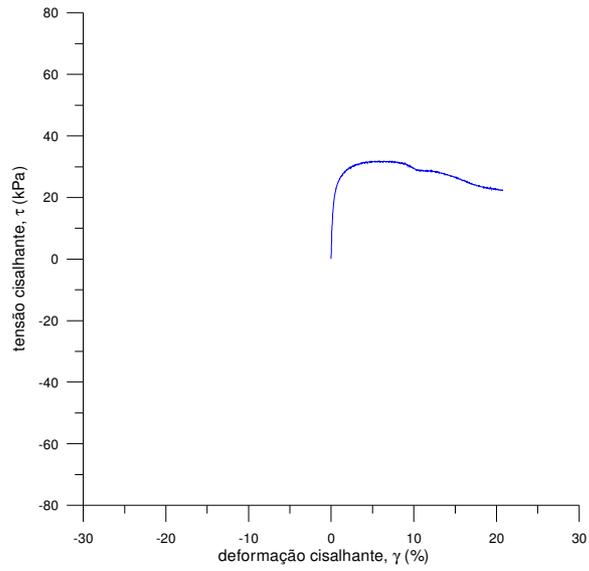
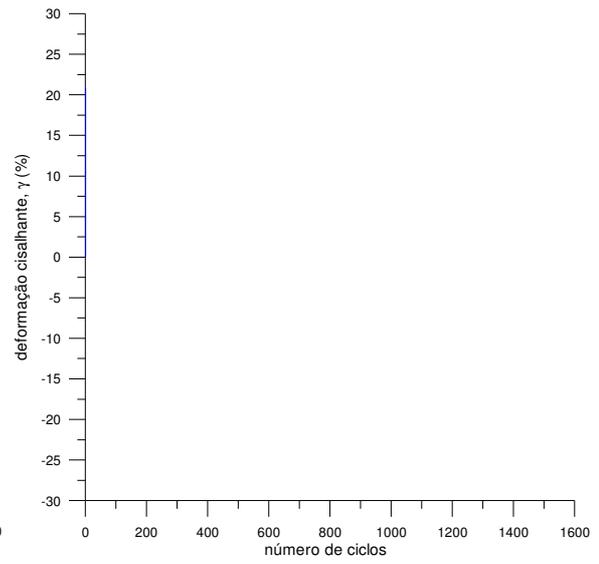


Figura 4.29: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

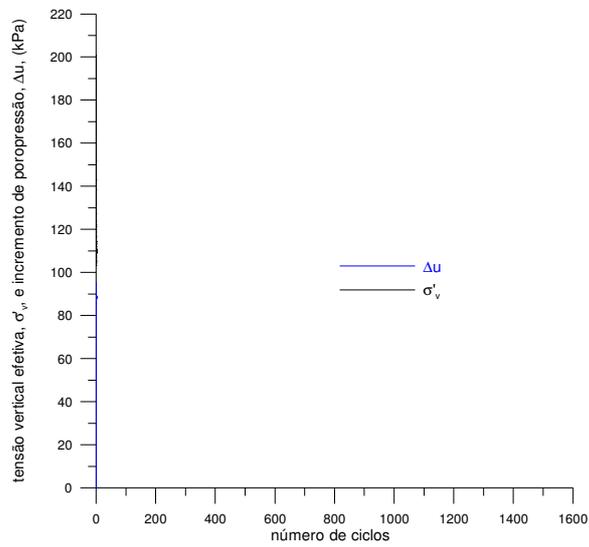
Semelhante análise é apresentada na Figura 4.30, onde são apresentados os resultados do ensaio cíclico realizado com a amostra de resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras, mt, sob a tensão vertical efetiva inicial de 200kPa e a tensão cisalhante, τ , controlada de ± 40 kPa, equivalente à relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de 0,2.



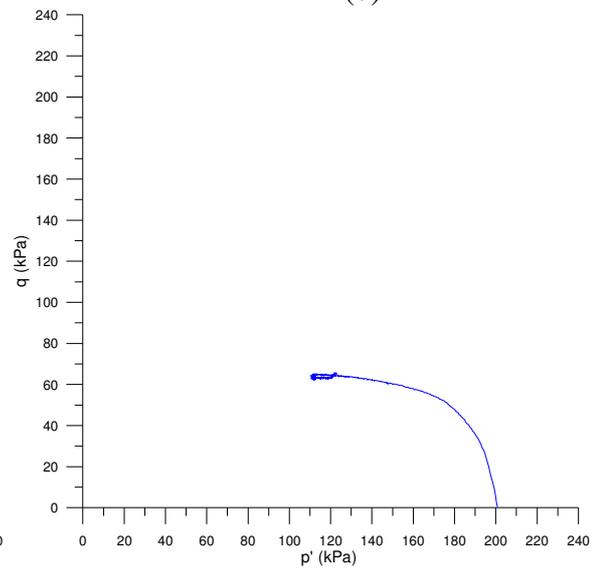
(a)



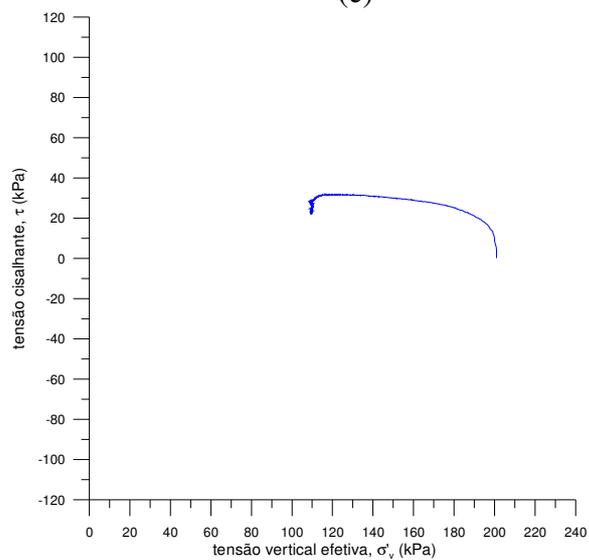
(b)



(c)



(d)

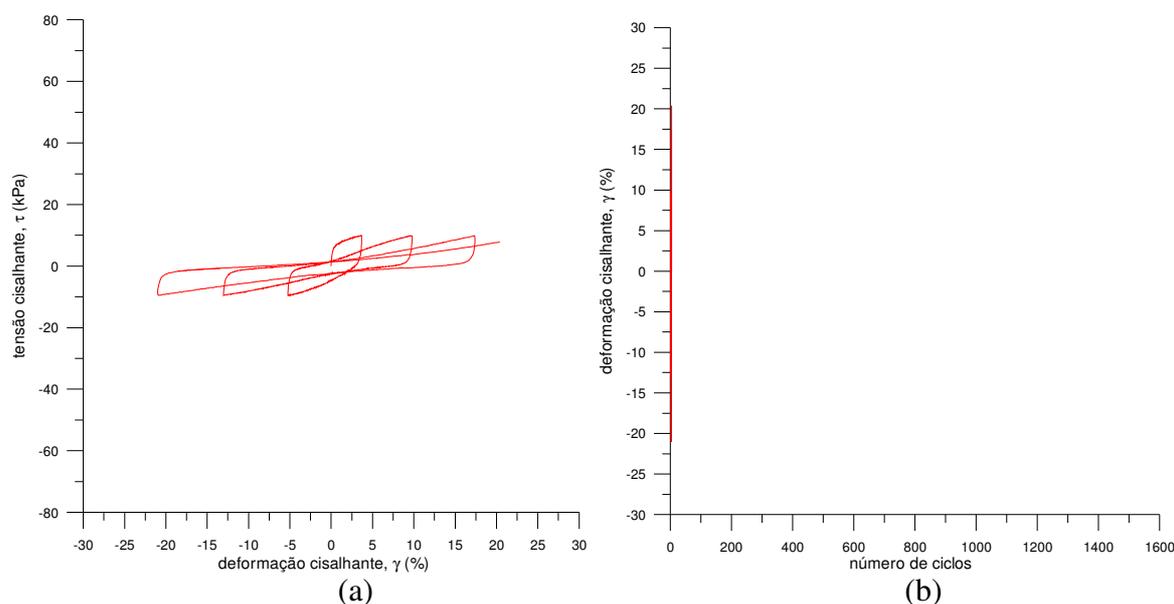


(e)

Figura 4.30: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado não reforçado sob 200kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .

Para análise da influência da tensão vertical efetiva na resposta cíclica sob condições de tensão cisalhante controlada do resíduo de mineração não cimentado e não reforçado com fibras, a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, foi mantida constante, em 0,2. Sob a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa, a amostra suportou 2 ciclos de esforços. Sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa, a amostra não suportou 1 ciclo de esforços. Semelhantemente, sob a tensão vertical efetiva inicial de 200kPa, a amostra não suportou 1 ciclo de esforços. Mantida a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, a capacidade do material de suportar ciclos de esforços é reduzida com o aumento da tensão vertical efetiva inicial.

As Figuras 4.31, 4.32 e 4.33 mostram, respectivamente, semelhante análise para as amostras de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, frmt, sob as tensões verticais efetivas iniciais de 50kPa, 100kPa e 200kPa e as tensões cisalhantes, τ , controladas de ± 10 kPa, ± 20 kPa e ± 40 kPa, equivalentes a relações de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2.



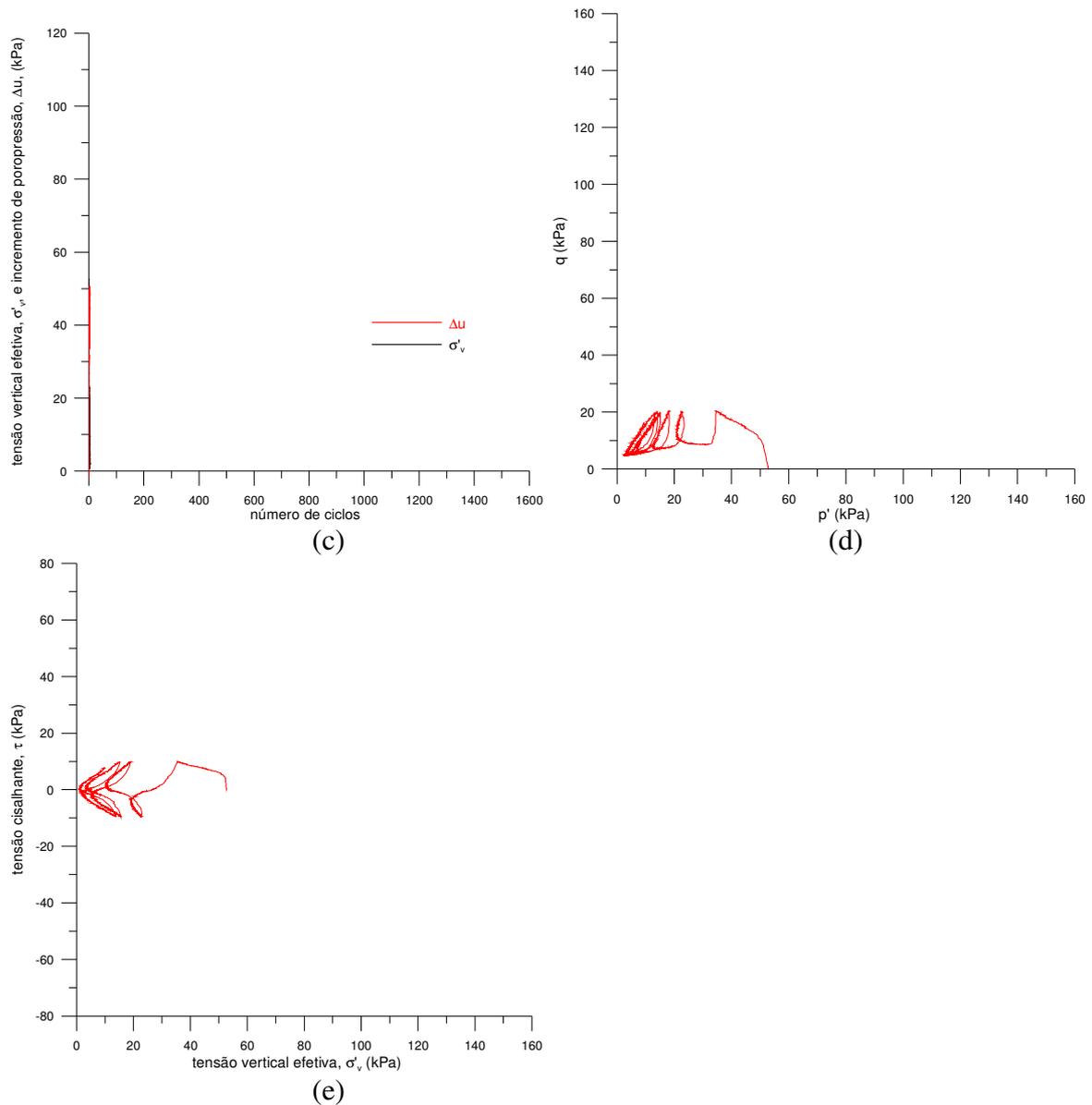
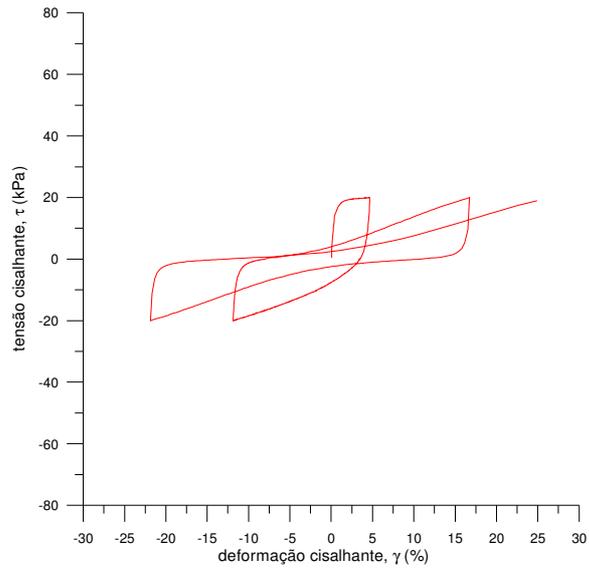
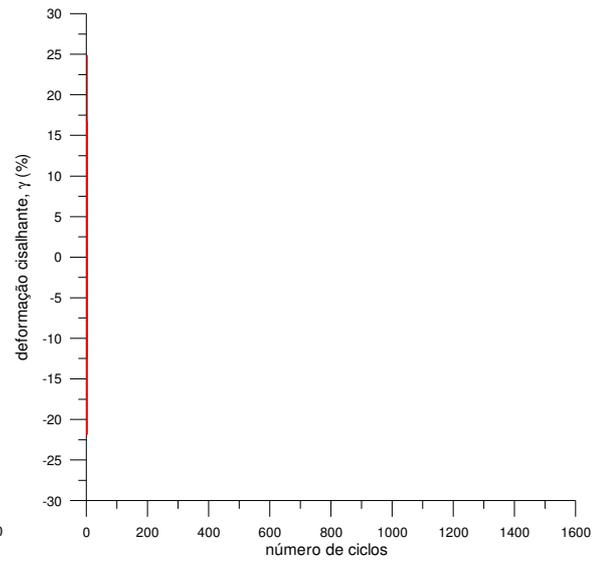


Figura 4.31: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$).

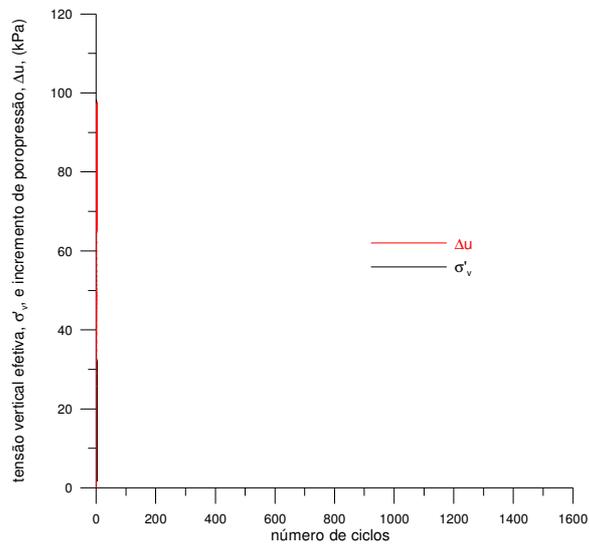
- (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .



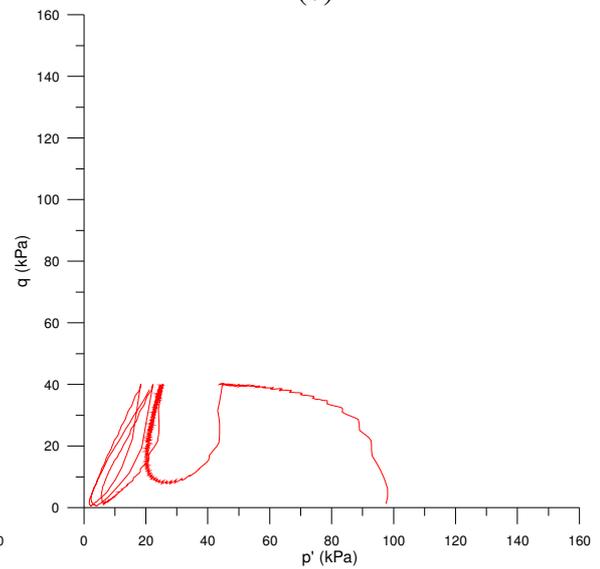
(a)



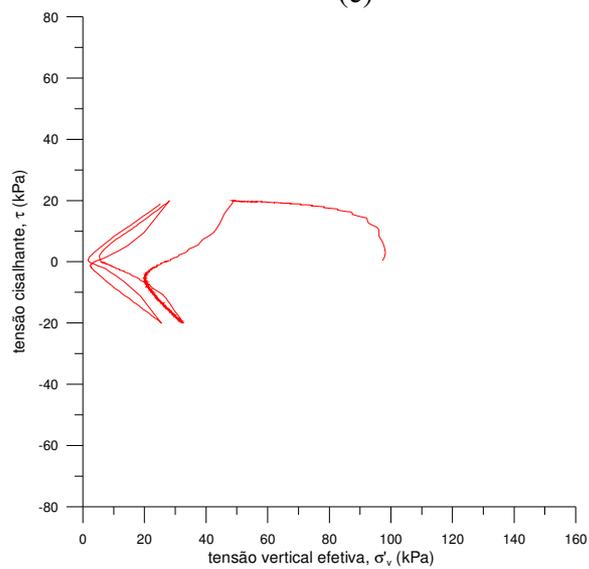
(b)



(c)



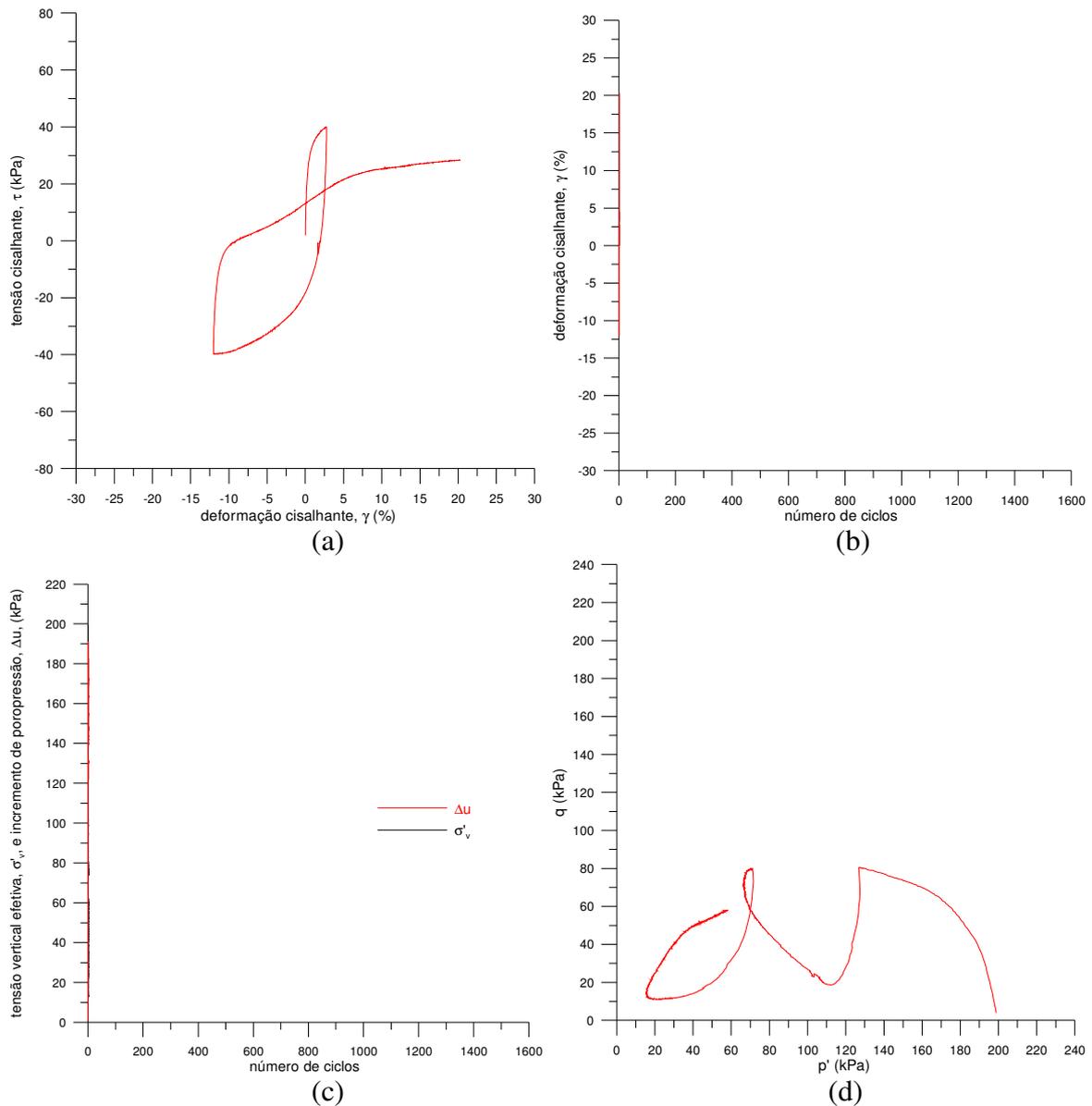
(d)



(e)

Figura 4.32: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,2$).

- (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .



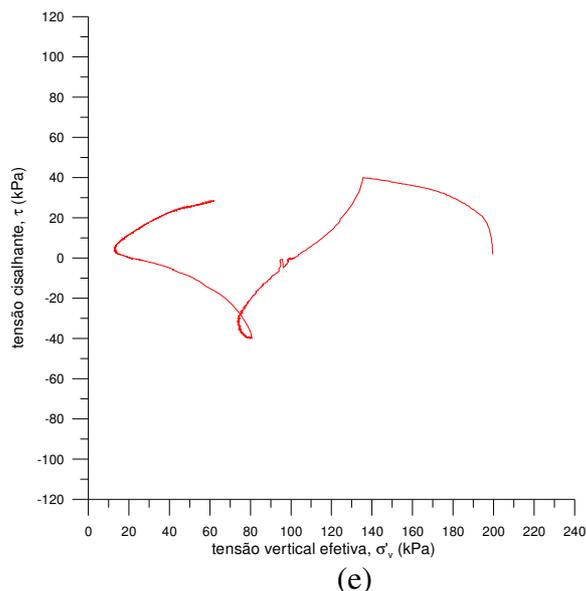


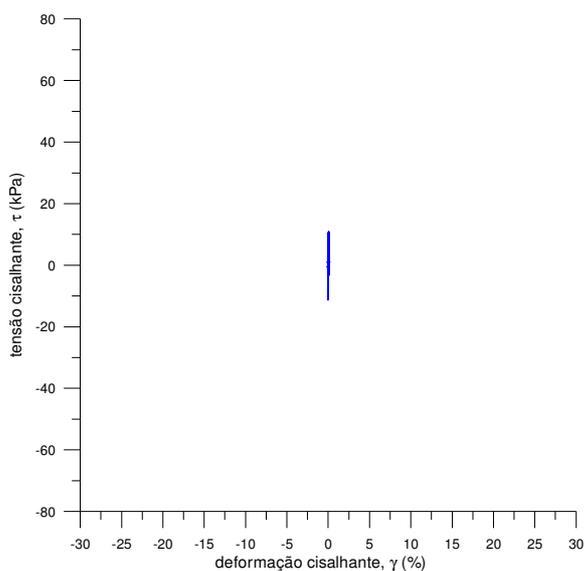
Figura 4.33: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras sob 200kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .

Da mesma forma, para análise da influência da tensão vertical efetiva na resposta cíclica sob condições de tensão cisalhante controlada do resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, foi mantida constante, em 0,2. Sob a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa, a amostra suportou 3 ciclos de esforços. Sob a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa, a amostra suportou 2 ciclos de esforços. Sob a tensão vertical efetiva inicial de 200kPa, a amostra suportou 1 ciclo de esforços. Mantida a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, a capacidade do material reforçado com fibras de suportar ciclos de esforços é também reduzida com o aumento da tensão vertical efetiva inicial.

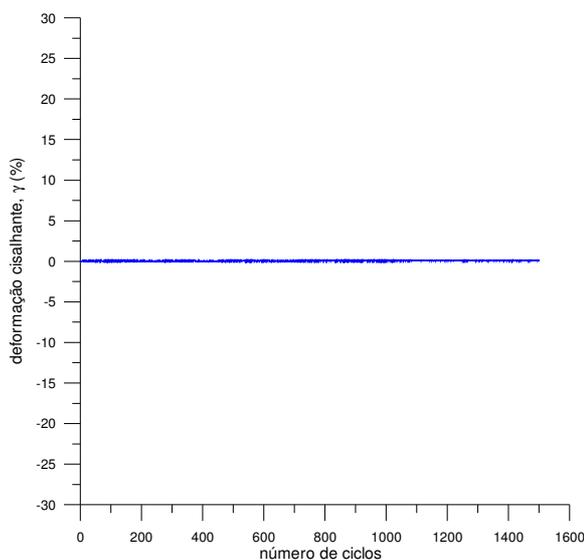
Em comparação ao material não reforçado, a inclusão de fibras ao resíduo de mineração proporcionou o aumento da capacidade do compósito de resistir aos ciclos de esforços.

Para as amostras de resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras, cmt, as Figuras de 4.34 a 4.38 apresentam semelhante análise. A Figura 4.34 para a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial,

$\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2. A Figura 4.35 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2. A Figura 4.36 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,4. A Figura 4.37 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,5. A Figura 4.38 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,6. Em (a), a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante é traçada. Em (b), a evolução da deformação cisalhante, γ , com o número de ciclos é apresentada. Em (c), o incremento de poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos são apresentados. Em (d), através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Em (e) a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} . Finalmente, em (f), a curva da tensão cisalhante pós-cíclica, em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada.



(a)



(b)

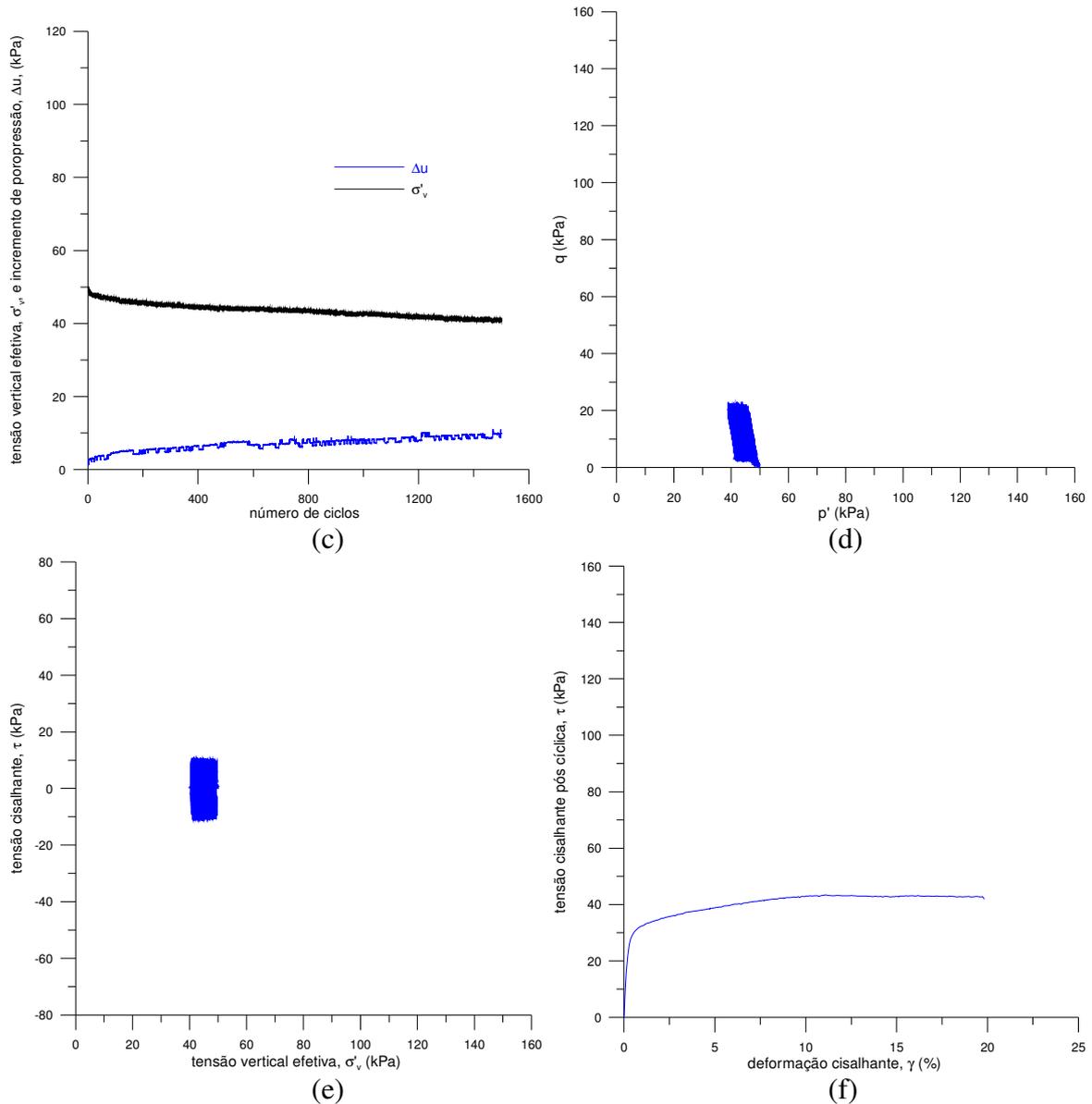
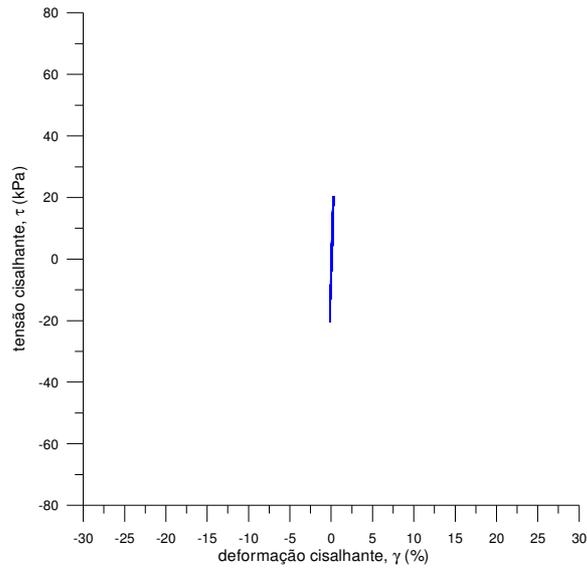
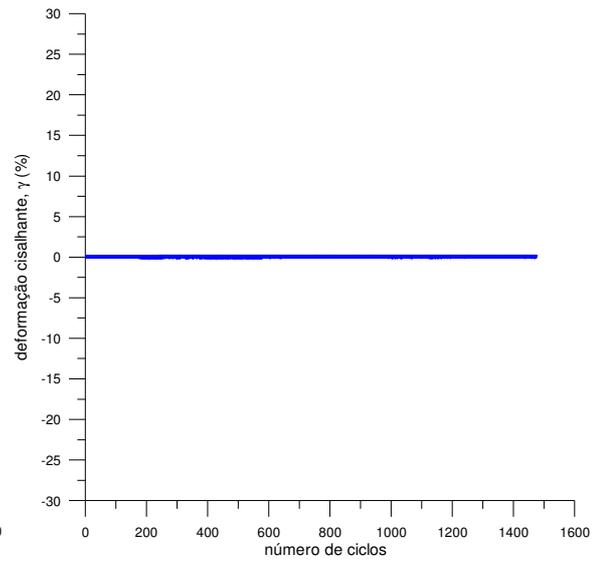


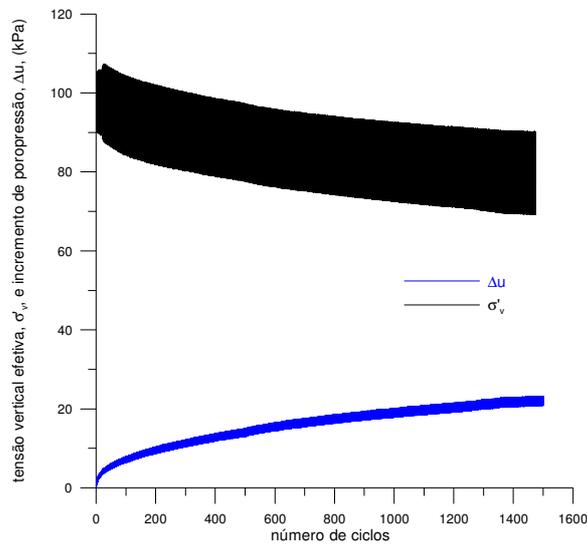
Figura 4.34: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.



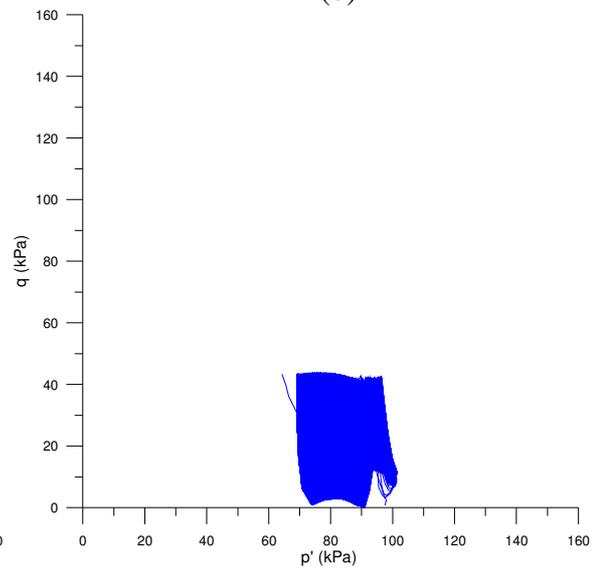
(a)



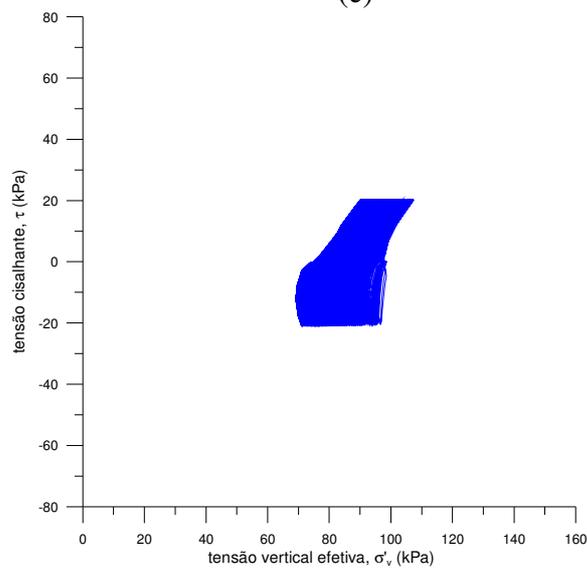
(b)



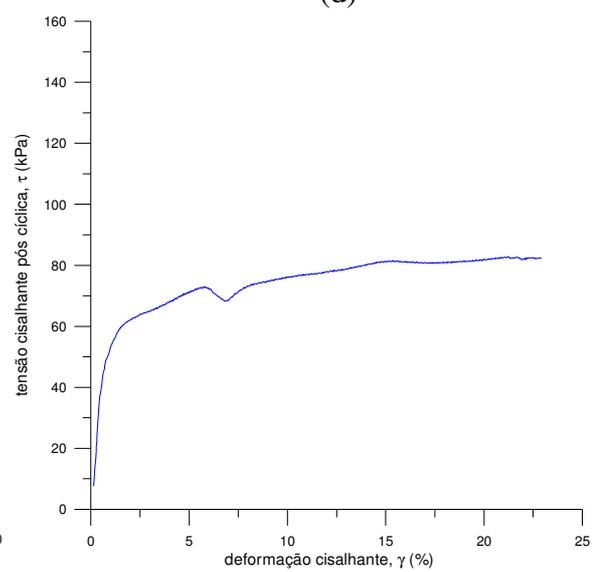
(c)



(d)



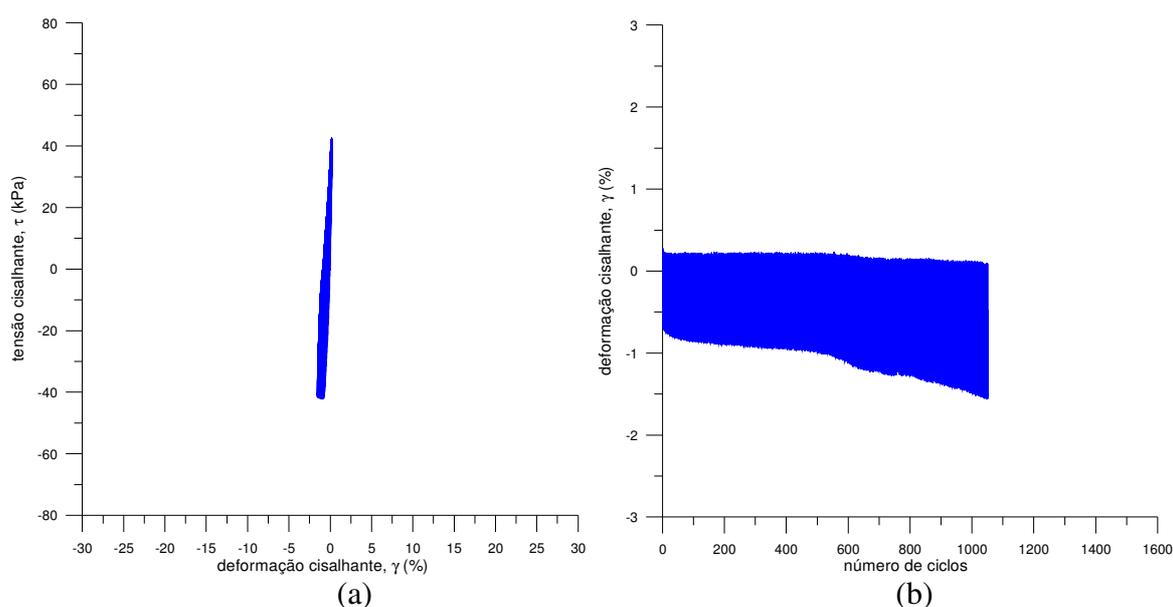
(e)



(f)

Figura 4.35: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

O acréscimo de cimento provoca considerável alteração no comportamento do material. Mantida a condição de tensão cisalhante controlada com a mesma relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2, o resíduo de mineração cimentado suporta 1500 ciclos de esforços e deforma frações do que o material não cimentado tanto para a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa como para de 100kPa. Como esperado, a cimentação provocou o aumento da rigidez do material. Nas amostras cimentadas não reforçadas com fibras, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante. Em relação ao material não cimentado, para o mesmo nível de tensões, a deformação cisalhante do resíduo de mineração cimentado é consideravelmente inferior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais e de menor magnitude. A tensão cisalhante pós-cíclica não apresenta pico e aumenta com a tensão vertical efetiva inicial.



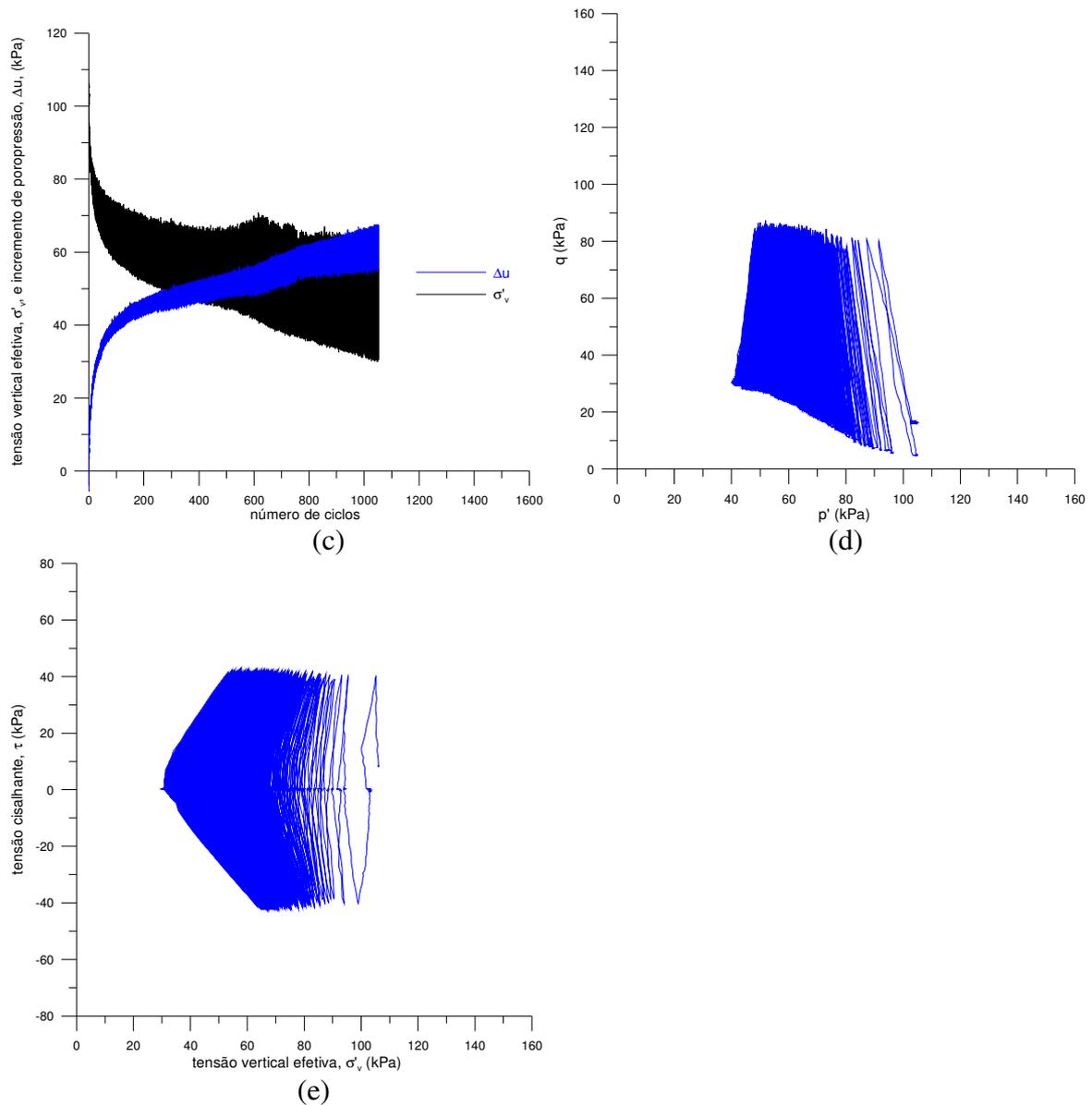
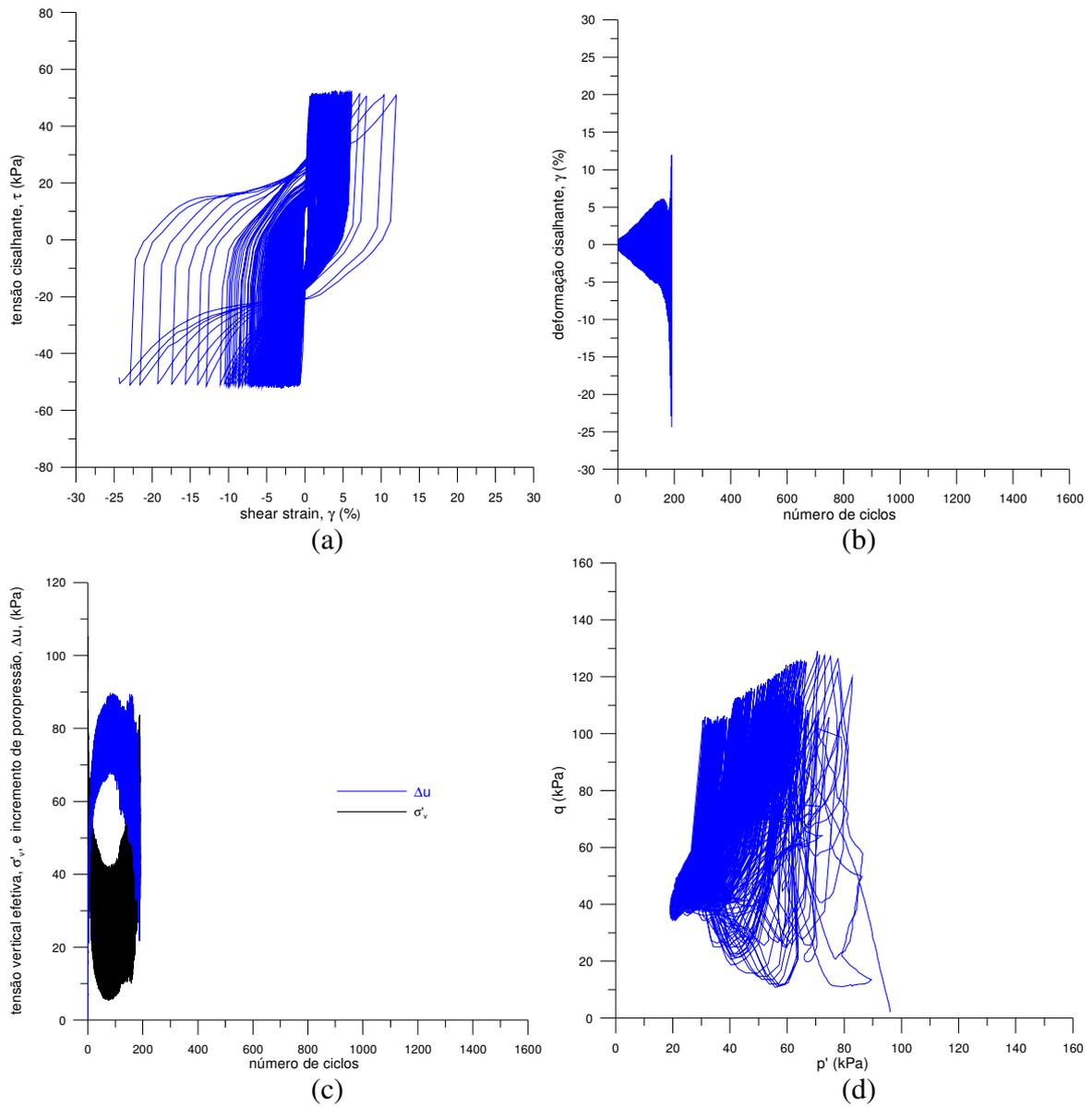


Figura 4.36: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,4$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

O ensaio realizado na amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,4$) não foi levado até o limite do equipamento, de 1500 ciclos de esforços, em função

de uma inesperada interrupção no fornecimento de energia elétrica durante sua execução. O autor considerou válida a apresentação para complementação da análise comparativa.



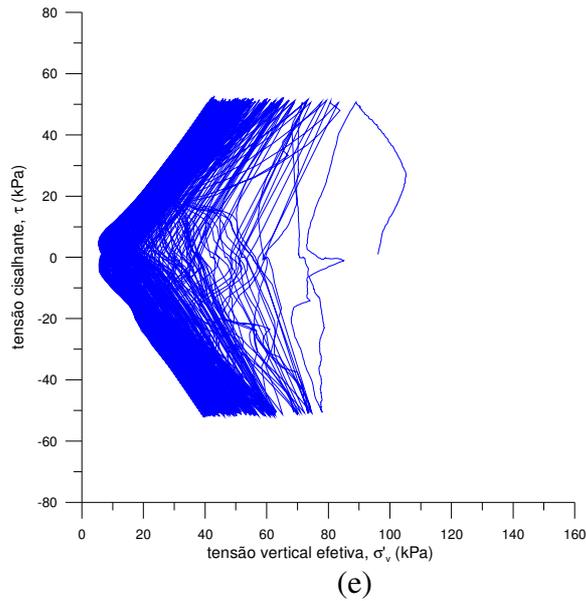
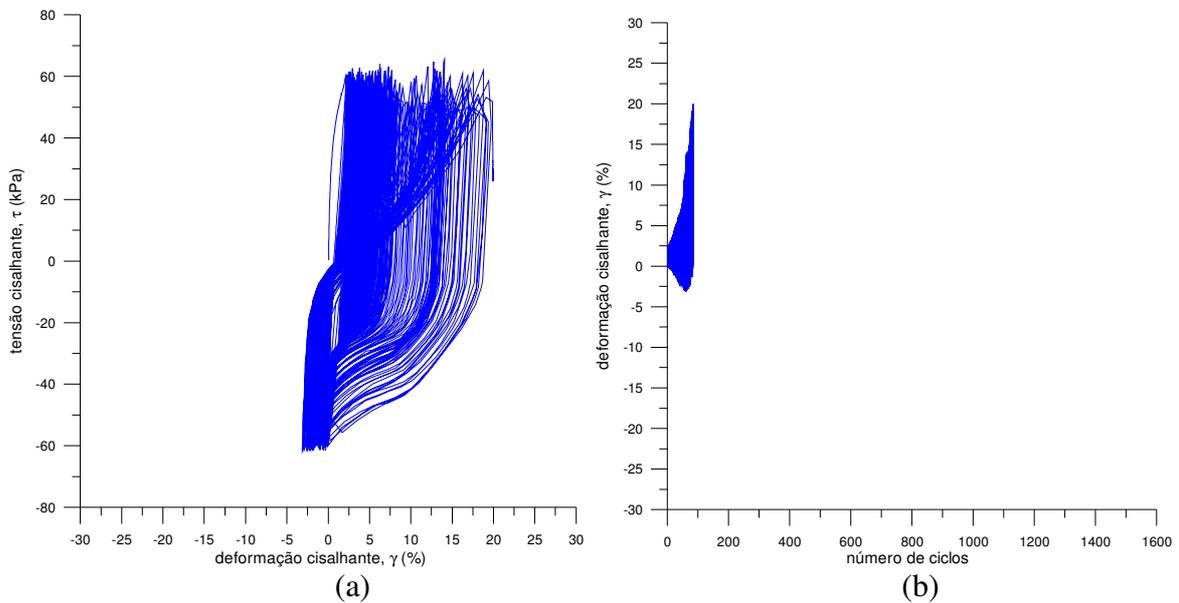


Figura 4.37: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 50 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,5$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .



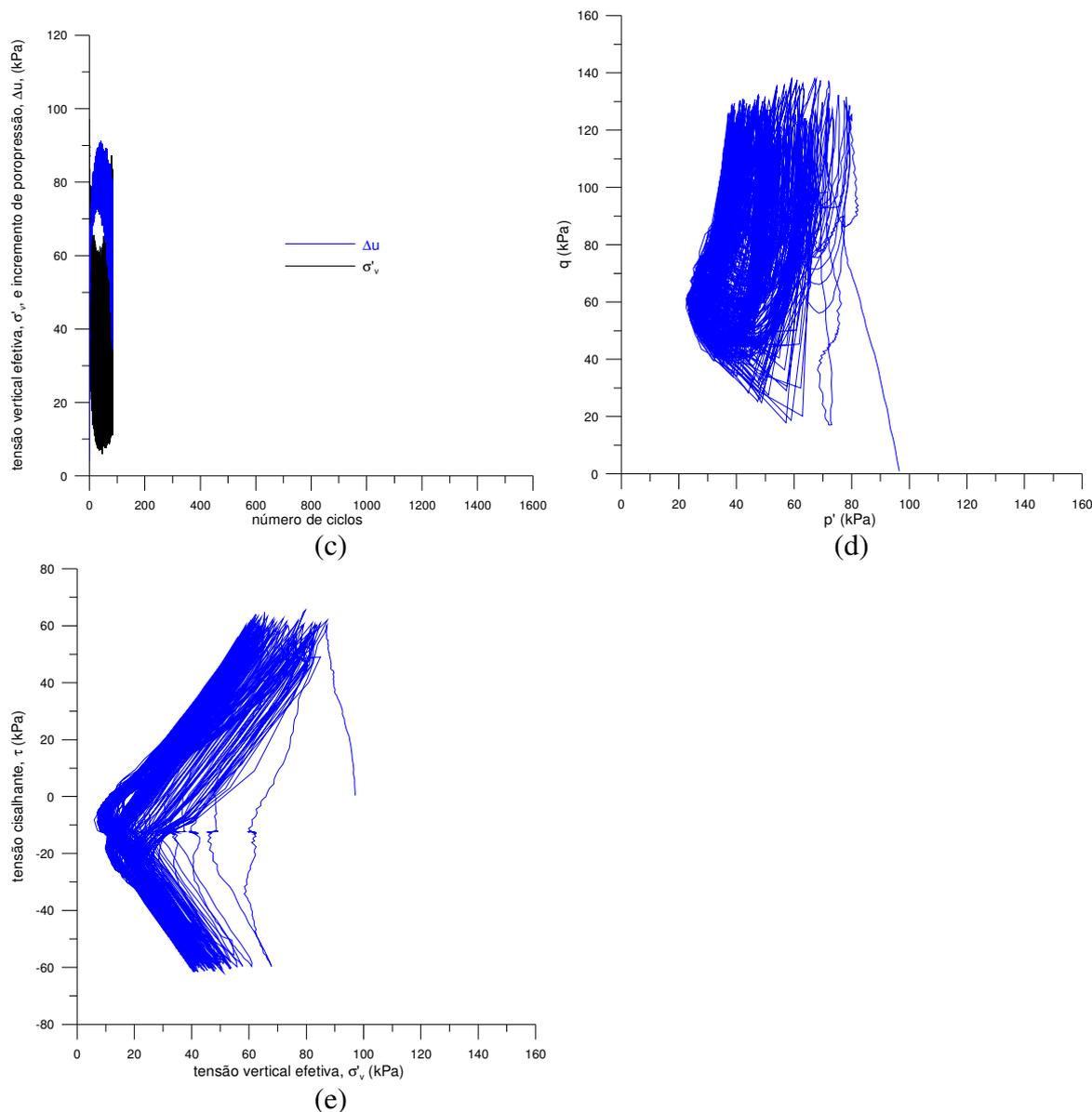
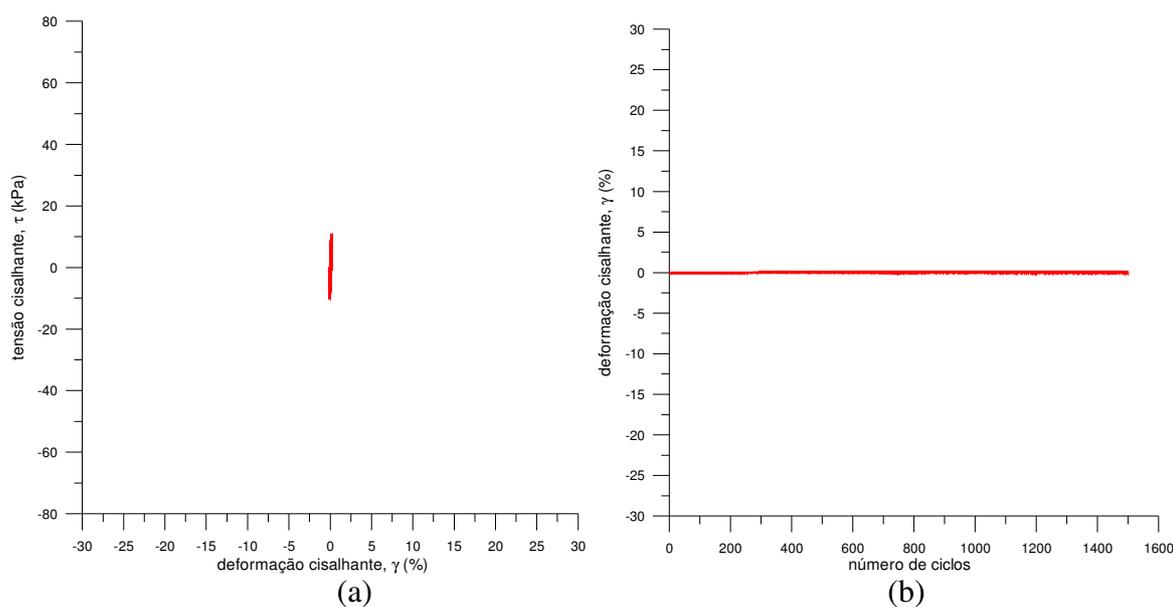


Figura 4.38: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 60 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,6$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .

Tendo em vista o baixo nível de deformações alcançado com a relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de 0,2, o resíduo de mineração cimentado foi ensaiado com maiores níveis de tensões, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de 0,4, 0,5 e 0,6, mantida a tensão vertical efetiva inicial constante, em 100kPa. Com o aumento do nível

de tensões, maiores os níveis de deformação alcançados. Para $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$ de 0,5 e 0,6, o limite de deformações do equipamento foi alcançado. Com o aumento dos níveis de tensões cisalhantes impostos, o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são menos graduais e de maior magnitude.

Para as amostras de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, frmt, as Figuras de 4.39 a 4.42 apresentam semelhante análise. A Figura 4.39 para a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2. A Figura 4.40 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2. A Figura 4.41 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,4. A Figura 4.42 para a tensão vertical efetiva inicial de 100kPa e a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,6.



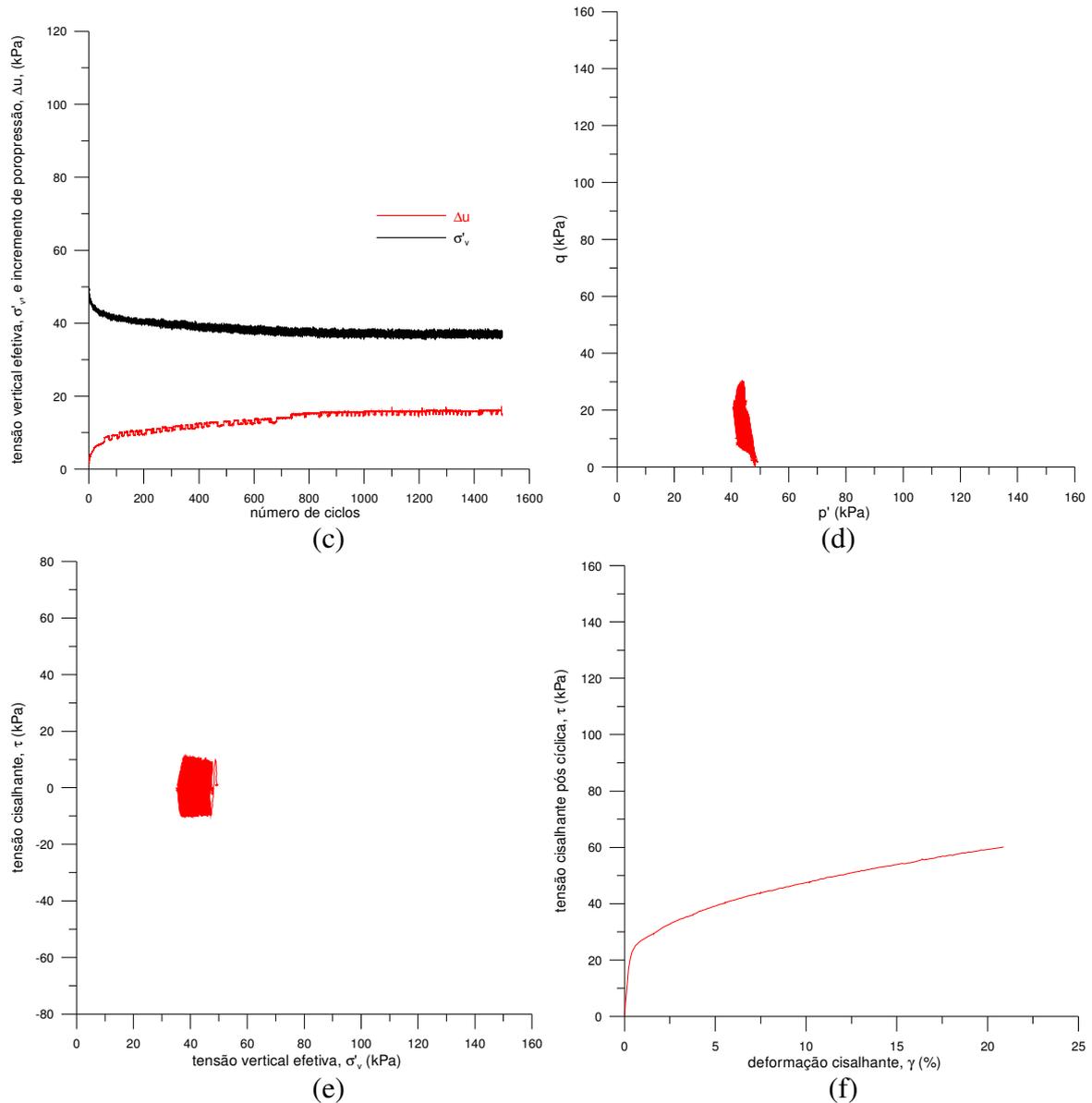
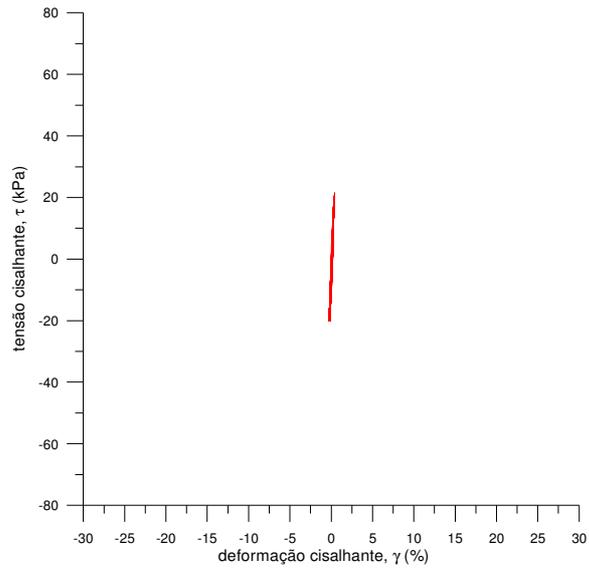
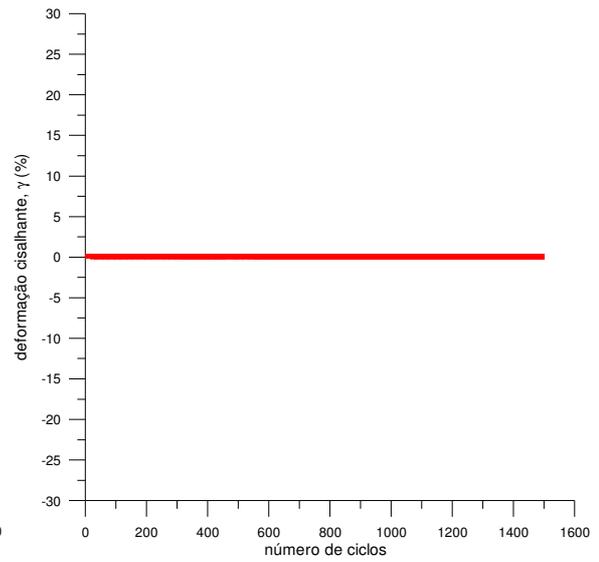


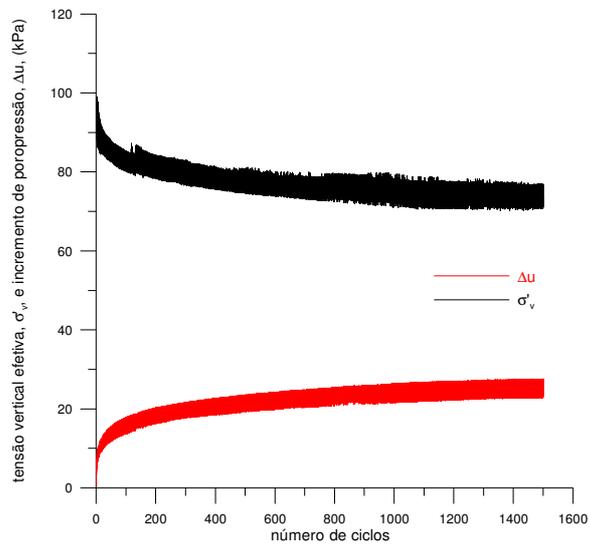
Figura 4.39: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 50kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 10 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.



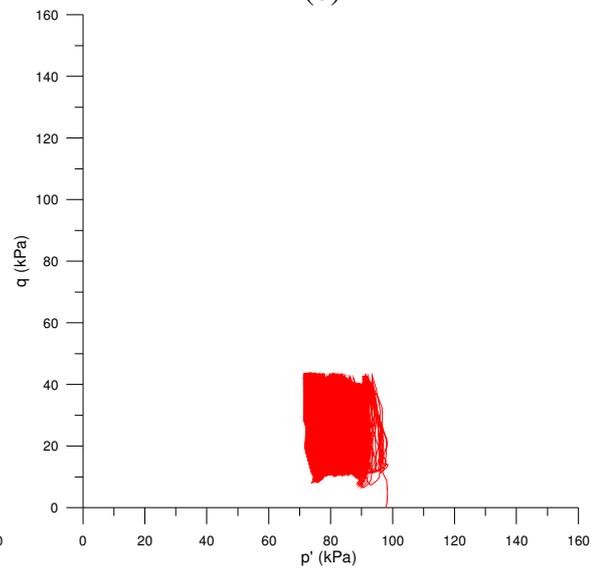
(a)



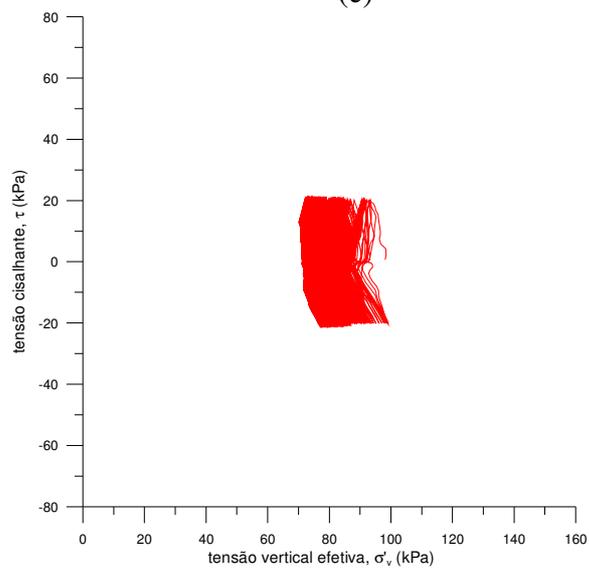
(b)



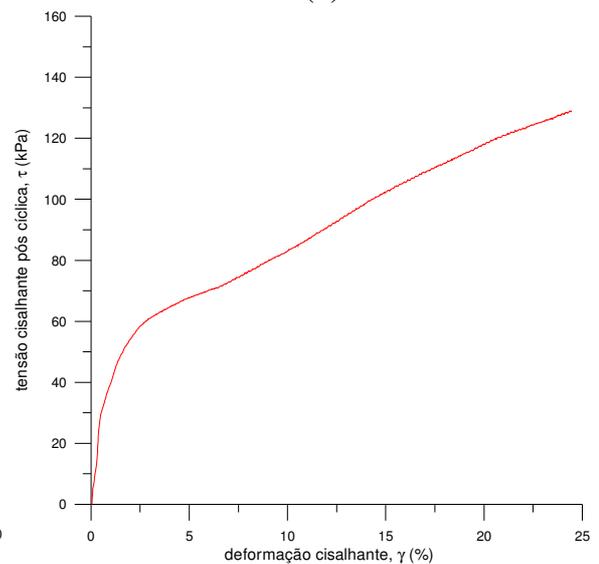
(c)



(d)



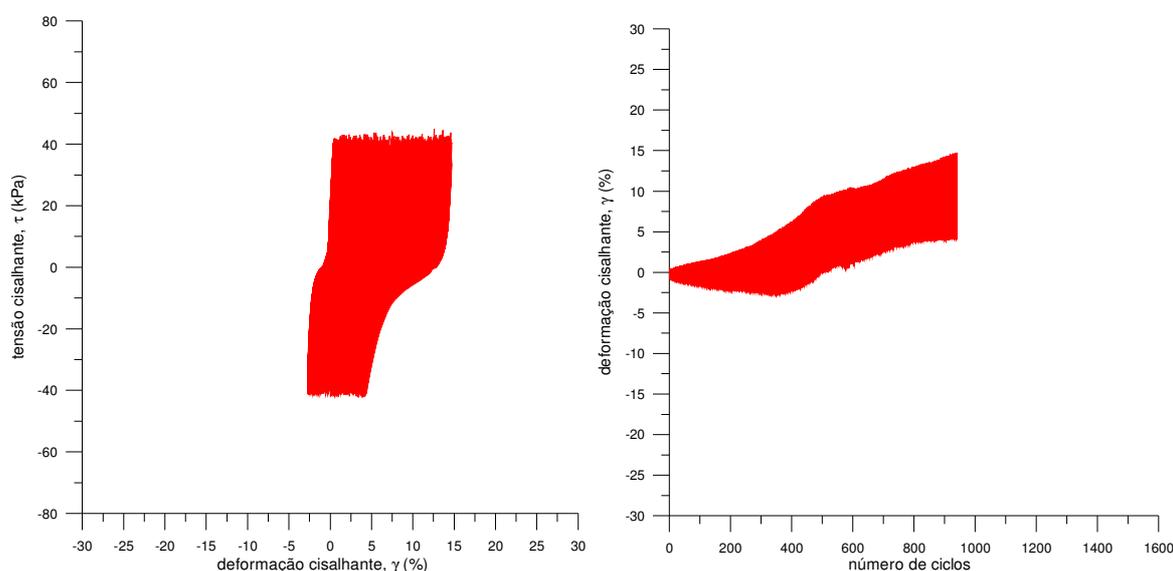
(e)



(f)

Figura 4.40: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 20 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,2$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} . (f) tensão cisalhante pós-cíclica em relação à deformação cisalhante.

Também pode ser verificada a alteração provocada pelo acréscimo de cimento no comportamento do material reforçado com fibras. Mantida a condição de tensão cisalhante controlada com a mesma relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2, o resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras suporta 1500 ciclos de esforços e deforma frações do que o material reforçado com fibras não cimentado tanto para a tensão vertical efetiva inicial de 50kPa como para de 100kPa. Como esperado, a cimentação provocou considerável aumento da rigidez do material. Nas amostras cimentadas reforçadas com fibras, da mesma forma, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante. Em relação ao material com fibras não cimentado, para o mesmo nível de tensões, a deformação cisalhante do resíduo de mineração cimentado é consideravelmente inferior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais e de menor magnitude. A tensão cisalhante pós-cíclica não apresenta pico, apresenta comportamento de endurecimento e aumenta com a tensão vertical efetiva inicial.



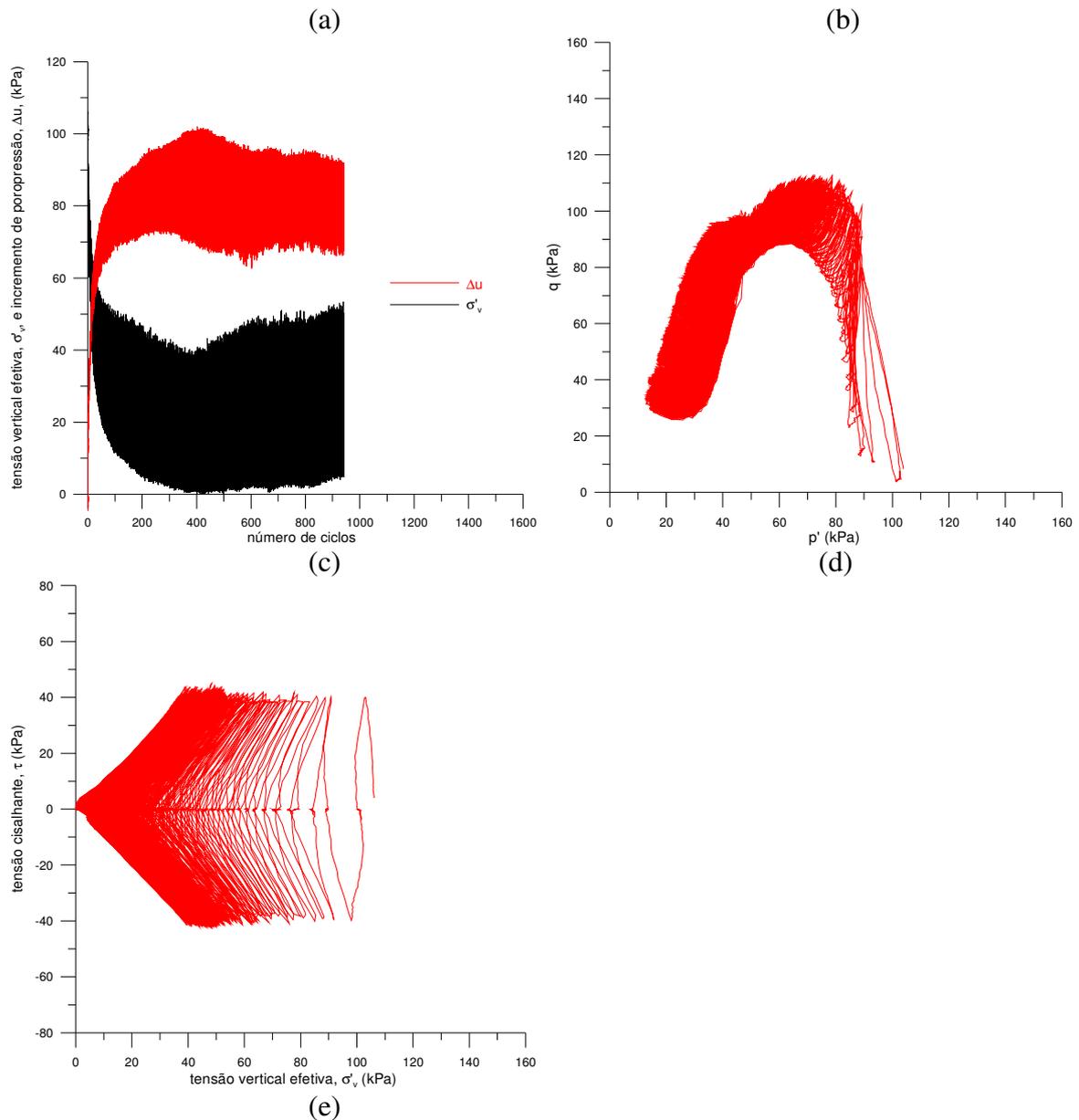
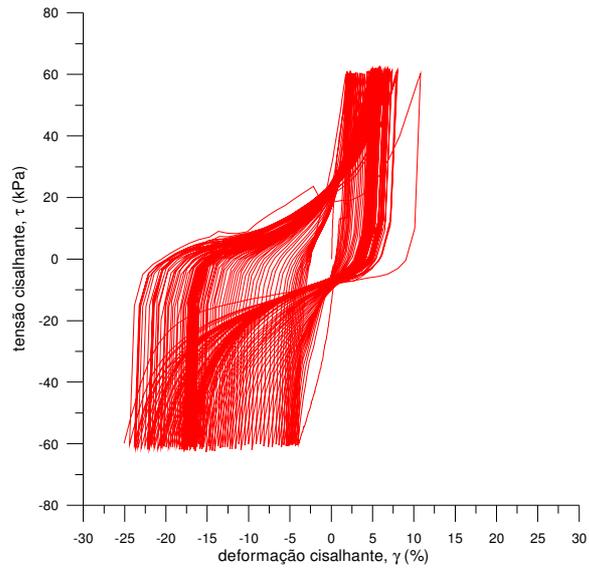
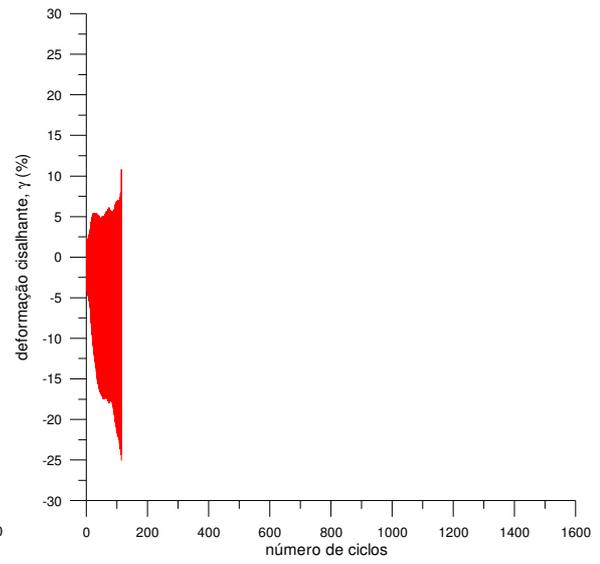


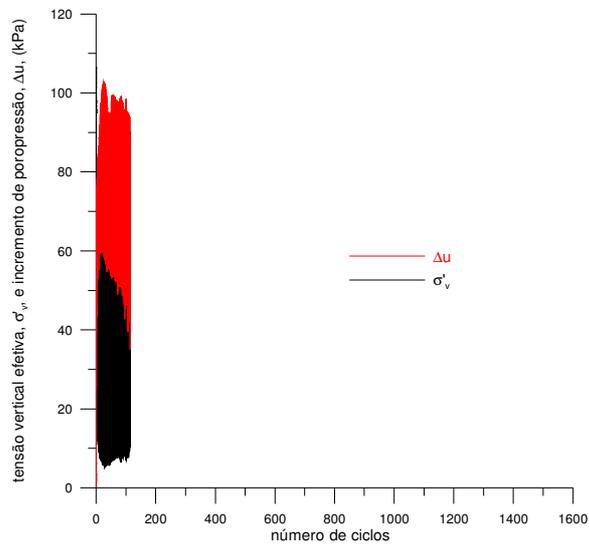
Figura 4.41: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 40 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,4$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_v , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v .



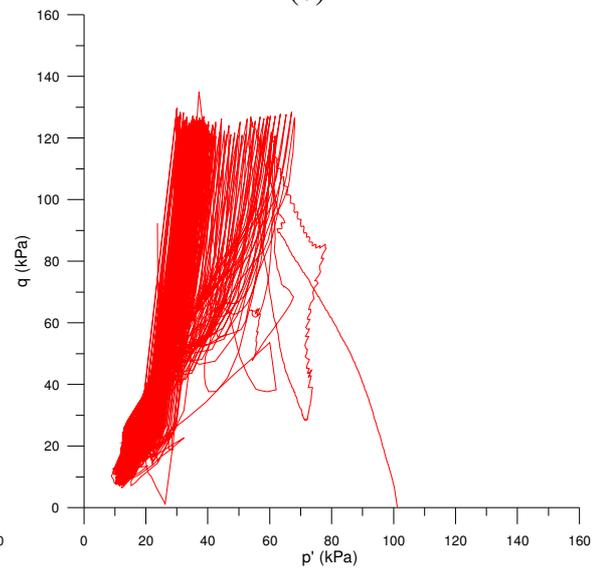
(a)



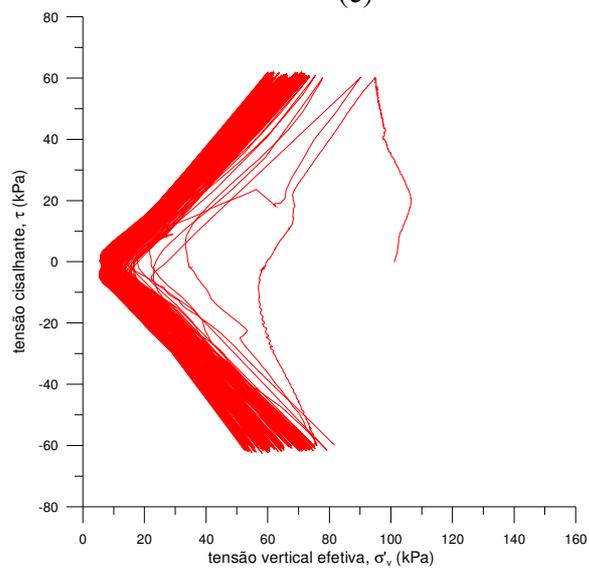
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4.42: Resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e ± 60 kPa de tensão cisalhante controlada ($\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}=0,6$). (a) tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ . (b) deformação cisalhante, γ , em função do número de ciclos. (c) incremento de poro-pressão, Δu , e tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função do número de ciclos. (d) trajetória de tensões (p' e q). (e) tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_{v} .

Tendo em vista o baixo nível de deformações alcançado com a relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,2, o resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras foi ensaiado com maiores níveis de tensões, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, de 0,4 e 0,6, mantida a tensão vertical efetiva inicial constante, em 100kPa. Com o aumento do nível de tensões, maiores os níveis de deformação alcançados. Para $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$ de 0,6, o limite de deformações do equipamento foi alcançado. Com o aumento dos níveis de tensões cisalhantes impostos, o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são menos graduais e de maior magnitude.

4.4.4 Comparação do Comportamento Cíclico das Amostras Cimentadas

A comparação do comportamento cíclico das amostras cimentadas é realizada através da normalização das máximas tensões cisalhantes dos ciclos, $\tau_{\text{cíc máx}}$, pela tensão vertical efetiva inicial de cada ensaio, $\sigma'_{\text{v inicial}}$.

Para relacionar a razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, com o número de ciclos, nos ensaios cíclicos com deformação cisalhante controlada, uma curva é ajustada para cada nível de deformação aplicado. A Figura 4.43 (a) agrupa tais curvas para os ensaios realizados sob tensão vertical efetiva inicial de 100kPa com resíduo de mineração cimentado não reforçado e a Figura 4.43 (b), com resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

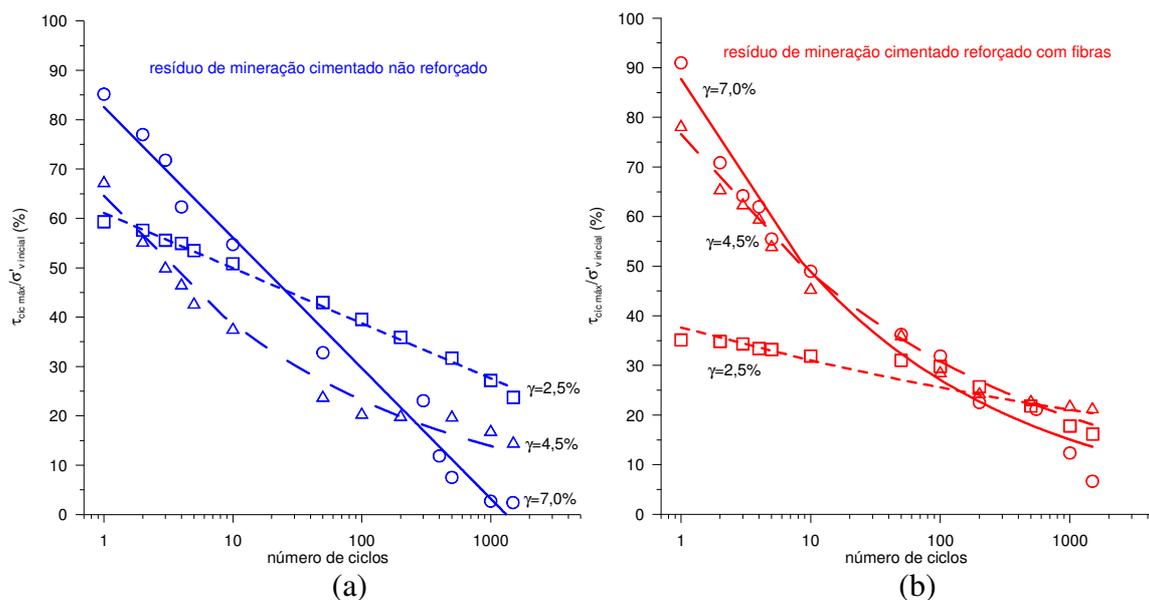


Figura 4.43: Razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, com o número de ciclos em ensaios com deformação controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

O agrupamento das curvas facilita a visualização de que o aumento dos níveis de deformações aumenta os valores das tensões cisalhantes alcançadas nos primeiros ciclos de esforços, em detrimento à redução dos níveis de tensão de cisalhamento para os últimos ciclos. Os compósitos desenvolvem maior resistência ao se deformarem mais e, quanto maior o nível de deformações, maior o dano à estrutura da matriz cimentada. Ao longo de sucessivos ciclos de esforços, a resistência ao cisalhamento diminui gradualmente e, conforme mostra a Figura 4.43, para os últimos ciclos, é maior para os menores níveis de deformações. Entretanto, para os últimos ciclos, os valores das tensões cisalhantes das amostras cimentadas com fibras, para os diferentes níveis de deformação, são mais próximos e maiores em comparação às amostras não reforçadas com fibras. A desestruturação da matriz cimentada é compensada pela existência das fibras, que absorvem e redistribuem os esforços.

Para os níveis de deformações cisalhantes impostas maiores, $\pm 4,5\%$ e $\pm 7,0\%$, a inclusão de fibras provocou aumento da razão entre a tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{\text{v inicial}}$, desde os primeiros até os últimos ciclos de esforços aplicados em relação ao material sem fibras. Para o menor nível de deformações imposto, $\pm 2,5\%$, as fibras provocaram redução da relação de tensões nos ciclos iniciais e, nos ciclos finais, não afetaram os valores da relação de tensões em comparação ao material cimentado

não reforçado. Como no caso de solicitações estáticas, a atuação dos reforços fibrosos é mais efetiva para maiores deformações cíclicas.

Nos ensaios cíclicos com tensão cisalhante controlada, para relacionar a deformação cisalhante, γ , com o número de ciclos, uma curva é ajustada para cada razão entre tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}} / \sigma'_{\text{v inicial}}$, aplicada. A Figura 4.44 agrupa os resultados dos ensaios realizados com tensão cisalhante controlada nas amostras de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, em (a), e de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras em (b).

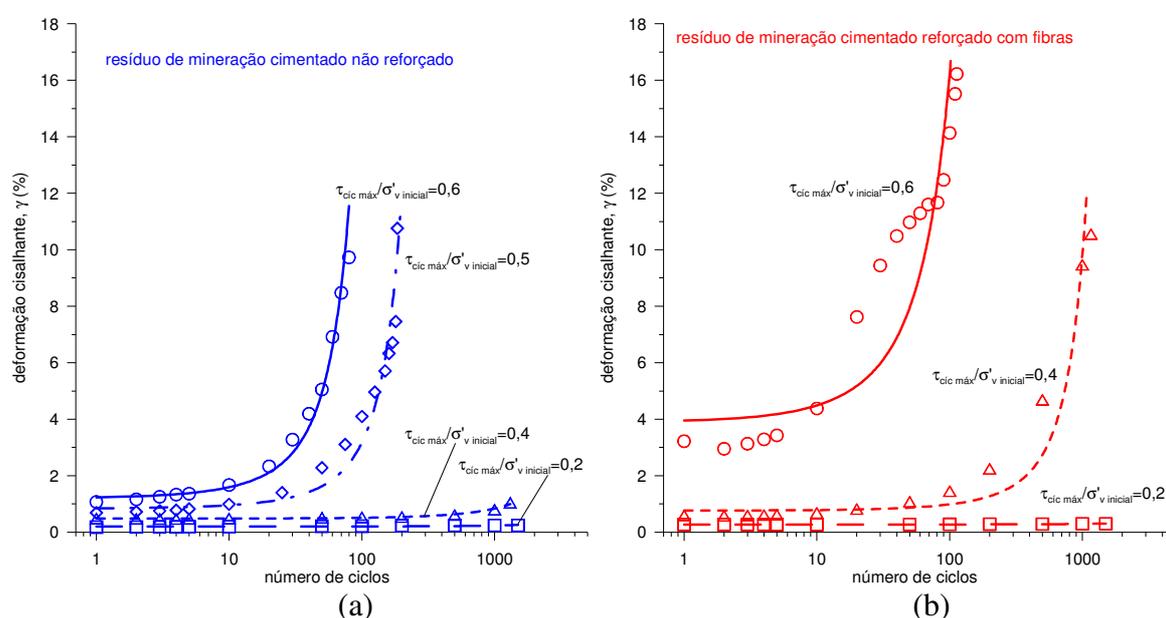


Figura 4.44: Deformação cisalhante com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para cada razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}} / \sigma'_{\text{v inicial}}$. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

A análise dos resultados agrupados deixa evidente que o aumento do nível de tensões impostas provoca maiores níveis de deformações para ambos os materiais. Para os ciclos iniciais, a variação dos níveis de deformações é pequena até um limite, a partir do qual seguem tendências exponenciais pronunciadas. A quantidade de ciclos necessária para o alcance desse limite é menor para as razões de tensões maiores. No caso das razões de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial de 0,2 e 0,4, o limite não é

verificado até o número máximo de ciclos ensaiados para o material cimentado sem fibras. Para o material cimentado reforçado com fibras, não é verificado para a relação de tensões de 0,2.

Como já visto, a atuação dos reforços fibrosos é mais efetiva para maiores deformações cíclicas. Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada, até o alcance desse maior nível de deformações, sucessivos ciclos de esforços são impostos e a estrutura cimentada do compósito é danificada. A partir do ciclo em que o material reforçado já alcançou suficiente nível de deformações, a atuação das fibras passa a ser verificada e ambos os materiais tendem a apresentar comportamento semelhante. Na Figura 4.45, sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial de 0,6, uma comparação direta do material não reforçado e do material reforçado com fibras é apresentada para sustentar a análise. Assim, sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada, a inclusão de fibras provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante e a redução do número de ciclos até o início da tendência de deformação exponencial mais pronunciada.

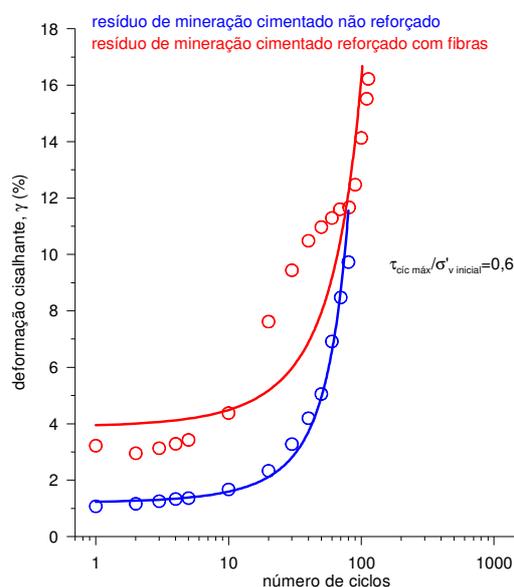


Figura 4.45: Comparação da deformação cisalhante do material não reforçado e do material reforçado com fibras com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx} / \sigma_{v\ inicial}$, de 0,6.

Essa inesperada influência da adição de fibras no comportamento mecânico de compósitos cimentados é corroborado pelo trabalho de Consoli et al. (2009b). Através de ensaios de compressão triaxial drenados, foi investigado o comportamento mecânico de uma areia fina, areia de Osório, cimentada com uma ampla faixa de teores de cimento, de 0% até 10% em relação à massa de solo seco, reforçada com 0,5% de fibras de polipropileno em relação à soma das massas de solo e cimento. Além da alteração do comportamento frágil para o comportamento dúctil do material e da redução da rigidez, no estudo, a inclusão de fibras provocou aumento da resistência de pico das mostras. Entretanto, tal aumento foi verificado apenas até um limite de teor de cimento, 5% no caso, a partir do qual a presença de fibras provocou redução da resistência em relação ao material cimentado não reforçado. Dessa forma, o trabalho dos autores mostrou que o ganho de resistência de pico, sob condições de compressão triaxial, em função da adição de fibras é mais efetivo para menores quantidades de cimento, ao passo que o ganho de resistência última é mais expressivo para maiores teores de cimento.

A análise da influência da tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v \text{ inicial}}$, na resposta cisalhante das misturas pode ser feita nas Figuras 4.46 e 4.47. Na primeira, são apresentadas as comparações dos resultados, para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, dos ensaios cíclicos realizados sob deformação cisalhante controlada de $\pm 2,5\%$, em resíduo de mineração cimentado não reforçado e resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. Na segunda, analogamente, os resultados dos ensaios cíclicos realizados sob condições de tensão cisalhante controlada, para a razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial de 0,2, são apresentados para comparação.

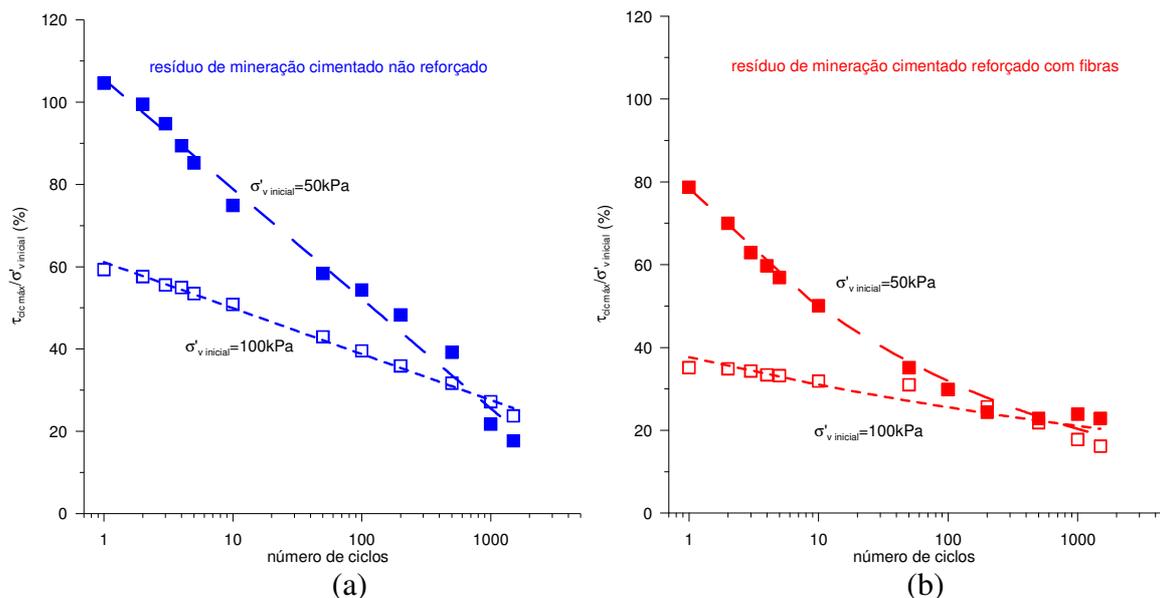


Figura 4.46: Comparação da razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx}/\sigma'_{v\ inicial}$, em função do número de ciclos em ensaios com $\pm 2,5\%$ deformação cisalhante controlada sob 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Sob condições de deformação cisalhante controlada, mantido o nível de deformação constante em $\pm 2,5\%$, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca a redução dos valores de razão entre tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial. As comparações mostram, tanto para o material reforçado com fibras, como para o material não reforçado, que após sucessivos ciclos de esforços, aproximadamente 1000, as razões entre tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial para os ensaios realizados sob diferentes tensões verticais efetivas iniciais tendem a um mesmo valor.

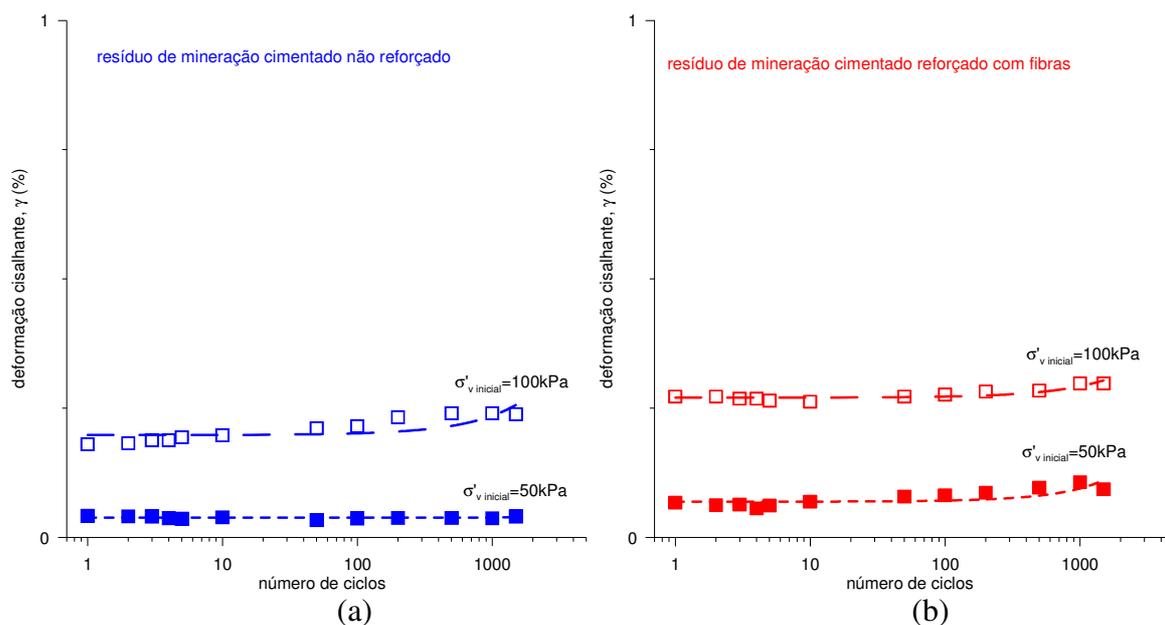


Figura 4.47: Comparação da deformação cisalhante com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de 0,2. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Os valores de deformação cisalhante, embora com pequenas magnitudes, sob condição de deformação cisalhante controlada, aumentam com o aumento do nível de tensão vertical efetiva inicial, mantida a razão entre a tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial constante em 0,2.

4.4.5 Módulo Cisalhante, G

A partir dos resultados dos ensaios *simple shear* cíclicos, a análise da rigidez dos compósitos em função do número de ciclos de esforços pode ser realizada através do módulo cisalhante, G, definido pela razão entre amplitude das tensões cisalhantes, $(\tau_{\text{cíc máx}} - \tau_{\text{cíc mín}})$, e a amplitude das deformações cisalhantes, $(\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}})$, em cada ciclo. Para adimensionalizar a análise, os valores de módulo cisalhante são divididos pelos valores de tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v \text{ inicial}}$, de cada ensaio.

Para relacionar o módulo de rigidez cisalhante, G, com o número de ciclos, nos ensaios cíclicos com deformação cisalhante controlada, uma curva é ajustada para cada nível de deformação aplicado. A Figura 4.48 (a) agrupa tais curvas para os ensaios realizados sob

tensão vertical efetiva inicial de 100kPa com resíduo de mineração cimentado não reforçado e a Figura 4.48 (b), com resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

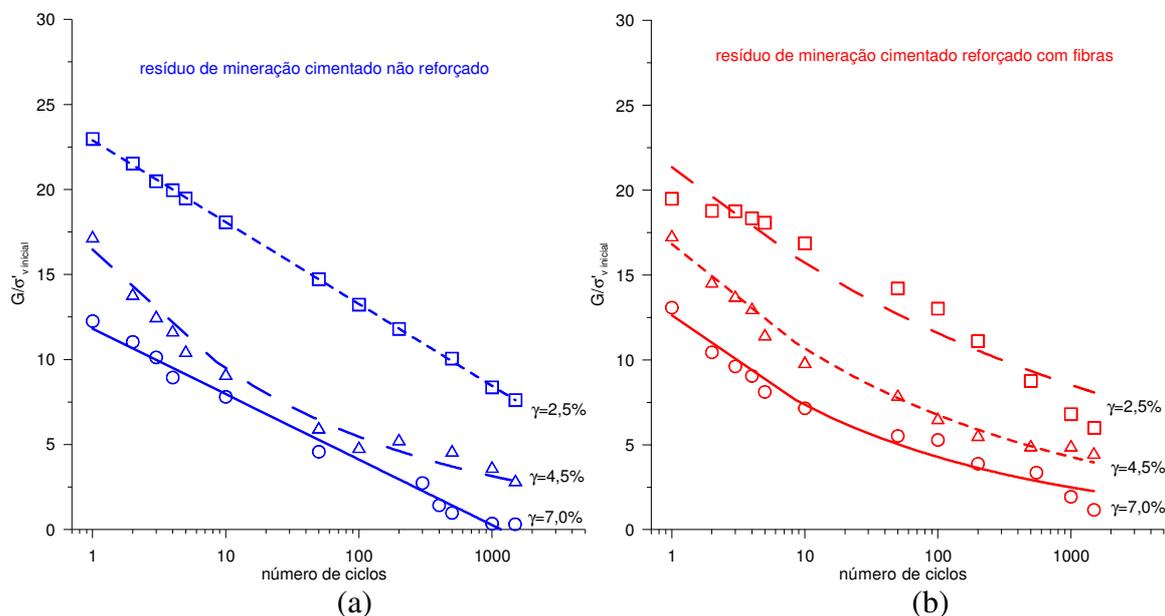


Figura 4.48: Módulo cisalhante, G , com o número de ciclos em ensaios com deformação controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Sob condições de deformação cisalhante controlada, a rigidez das misturas diminui com o aumento do nível de deformação tanto para o resíduo de mineração cimentado não reforçado, como para o resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. Em concordância com a análise da evolução da razão entre a tensão cisalhante e a tensão vertical efetiva inicial com o número de ciclos, a sucessiva aplicação dos ciclos de esforços provoca gradual redução dos valores da razão entre módulo cisalhante e tensão vertical efetiva inicial.

Nos ensaios cíclicos com tensão cisalhante controlada, para relacionar o módulo cisalhante, G , com o número de ciclos, da mesma forma, uma curva é ajustada para cada razão entre tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{cíc\ máx} / \sigma'_{v, inicial}$, aplicada. A Figura 4.49 agrupa os resultados dos ensaios realizados com tensão cisalhante controlada nas amostras de resíduo de mineração cimentado não reforçado sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, em (a), e de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras em (b).

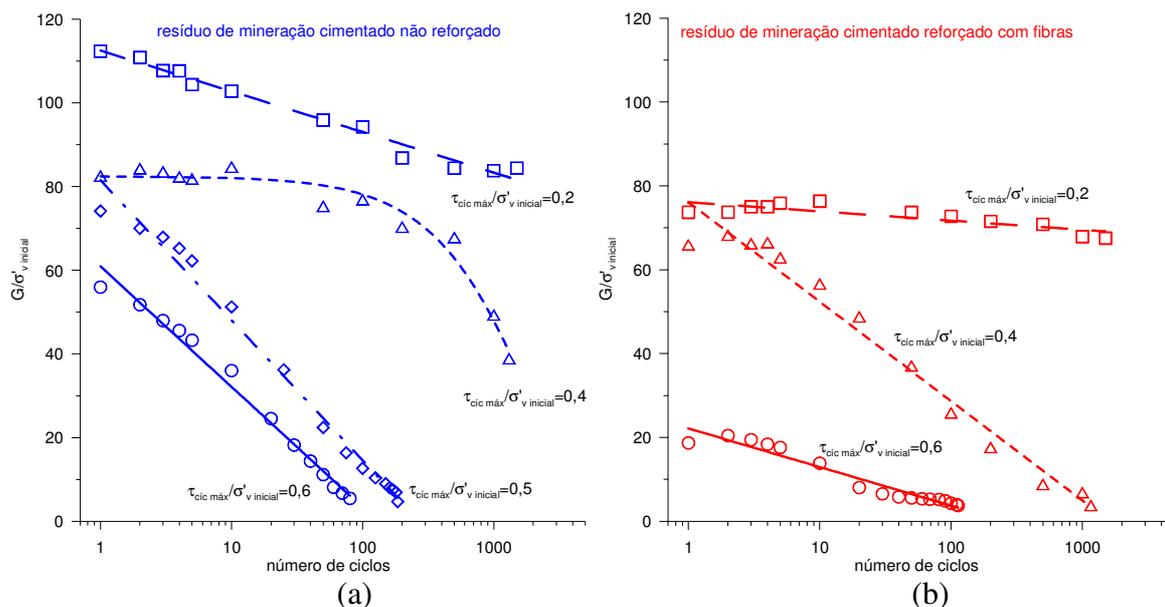


Figura 4.49: Módulo cisalhante, G , com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada sob 100kPa de tensão vertical efetiva inicial para cada razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cic máx}}/\sigma'_{v\text{ inicial}}$. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Sob condições de tensão cisalhante controlada, o aumento da razão entre a tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial provoca a redução da rigidez das misturas de ambos os materiais estudados. Em concordância à análise da evolução da deformação cisalhante com o número de ciclos, a sucessiva aplicação dos ciclos de esforços provoca gradual redução dos valores da razão entre módulo cisalhante e tensão vertical efetiva inicial. Tal redução é mais acentuada para maiores razões entre a tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial.

A influência da tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v\text{ inicial}}$, na rigidez dos compósitos estudados pode ser avaliada nas Figuras 4.50 e 4.51. Na primeira, são apresentadas as comparações dos resultados, para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, dos ensaios cíclicos realizados sob deformação cisalhante controlada de $\pm 2,5\%$, em resíduo de mineração cimentado não reforçado e resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. Na segunda, analogamente, os resultados dos ensaios cíclicos realizados sob condições de tensão cisalhante controlada, para a razão da tensão cisalhante cíclica máxima e da tensão vertical efetiva inicial de 0,2, são apresentados para comparação.

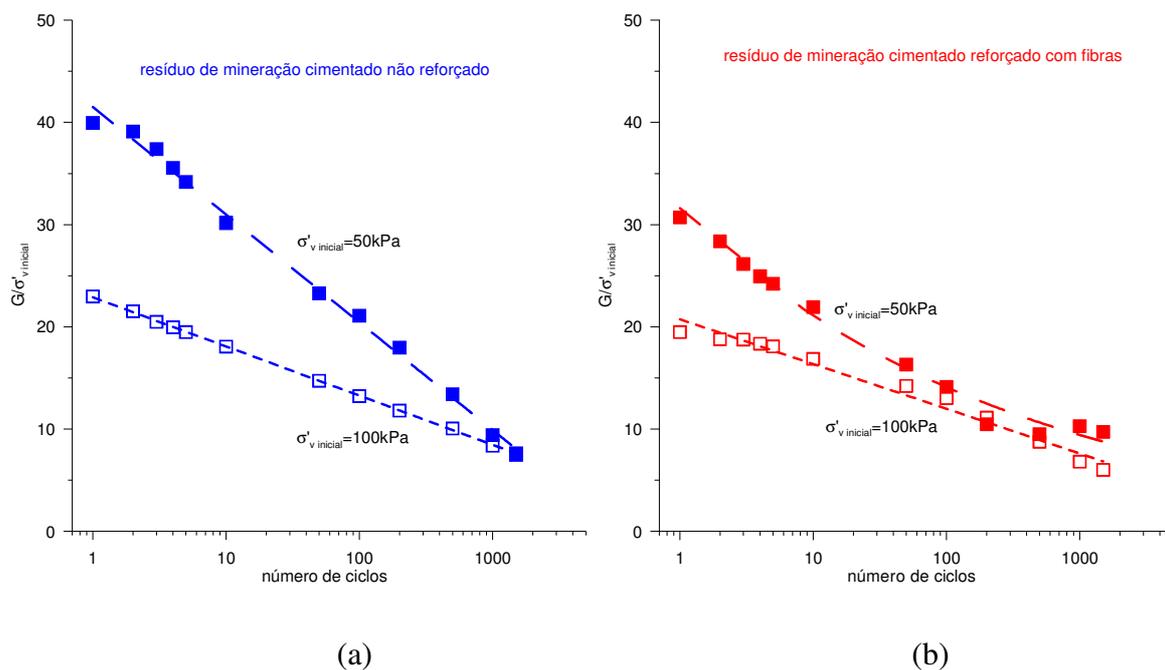


Figura 4.50: Módulo cisalhante, G , com o número de ciclos sob 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial e $\pm 2,5\%$ de deformação cisalhante controlada. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Sob condições de deformação cisalhante controlada, mantido o nível de deformação constante em $\pm 2,5\%$, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca a redução dos valores de razão entre o módulo cisalhante e a tensão vertical efetiva inicial. Em concordância à análise da influência da tensão vertical efetiva inicial na evolução da razão de tensões com o número de ciclos, as comparações mostram, tanto para o material reforçado com fibras, como para o material não reforçado, que após sucessivos ciclos de esforços, aproximadamente 1000, as razões entre o módulo de rigidez cisalhante e a tensão vertical efetiva inicial para os ensaios realizados sob diferentes tensões verticais efetivas iniciais tendem a um mesmo valor.

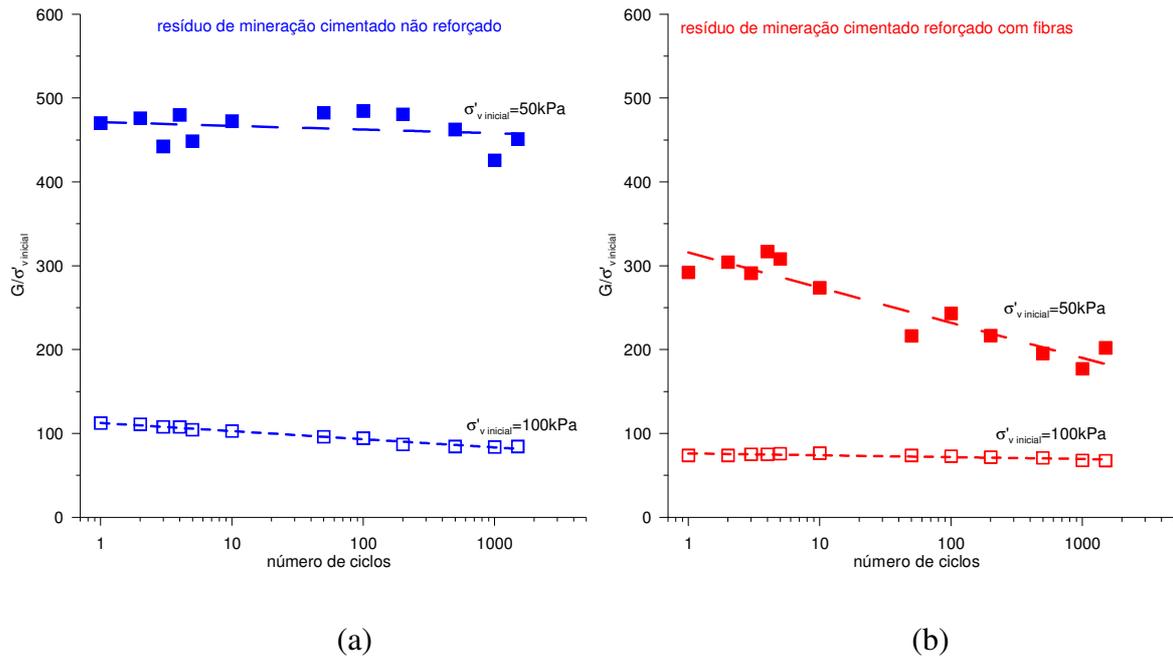


Figura 4.51: Comparação da rigidez com o número de ciclos em ensaios com tensão controlada, para 50kPa e 100kPa de tensão vertical efetiva inicial, para a razão de tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v\text{ inicial}}$, de 0,2. (a) resíduo de mineração cimentado não reforçado. (b) resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.

Os valores da razão entre o módulo de rigidez cisalhante e a tensão vertical efetiva inicial, sob condição de deformação cisalhante controlada, diminuem com o aumento do nível de tensão vertical efetiva inicial, mantida a razão entre a tensão cisalhante cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial constante em 0,2.

4.4.6 Trajetórias de Tensões e Envoltórias de Resistência

A partir dos resultados dos ensaios *simple shear*, são definidas as envoltórias de ruptura das diferentes matrizes estudadas, e os respectivos parâmetros de resistência. Para comparação dos resultados, são agrupadas em gráficos as trajetórias de tensões dos ensaios monotônicos e as trajetórias dos ensaios cíclicos, bem como as envoltórias de ruptura. As trajetórias de tensões são apresentadas e as envoltórias são definidas no espaço tensão vertical efetiva, σ'_v , e tensão cisalhante, τ . Dessa forma, o ângulo de atrito interno efetivo pode ser diretamente determinado a partir da inclinação da envoltória de resistência e o intercepto coesivo, da interceptação da envoltória com o eixo da tensão cisalhante.

Na Figura 4.52, tal análise é feita para o resíduo de mineração não cimentado não reforçado, mt, em (a), para um ensaio cíclico realizado na condição de deformação cisalhante controlada e, em (b), para um ensaio cíclico realizado na condição de tensão cisalhante controlada. Na Figura 4.53, para o resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras, frmt, em (a), para um ensaio cíclico realizado na condição de deformação cisalhante controlada e, em (b), para dois ensaios cíclicos realizados na condição de tensão cisalhante controlada. Na Figura 4.54, para o resíduo de mineração cimentado não reforçado, cmt, em (a), para um ensaio cíclico realizado na condição de deformação cisalhante controlada e, em (b), para um ensaio cíclico realizado na condição de tensão cisalhante controlada. Na Figura 4.55, para o resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, fremt, em (a), para um ensaio cíclico realizado na condição de deformação cisalhante controlada e, em (b), para um ensaio cíclico realizado na condição de tensão cisalhante controlada.

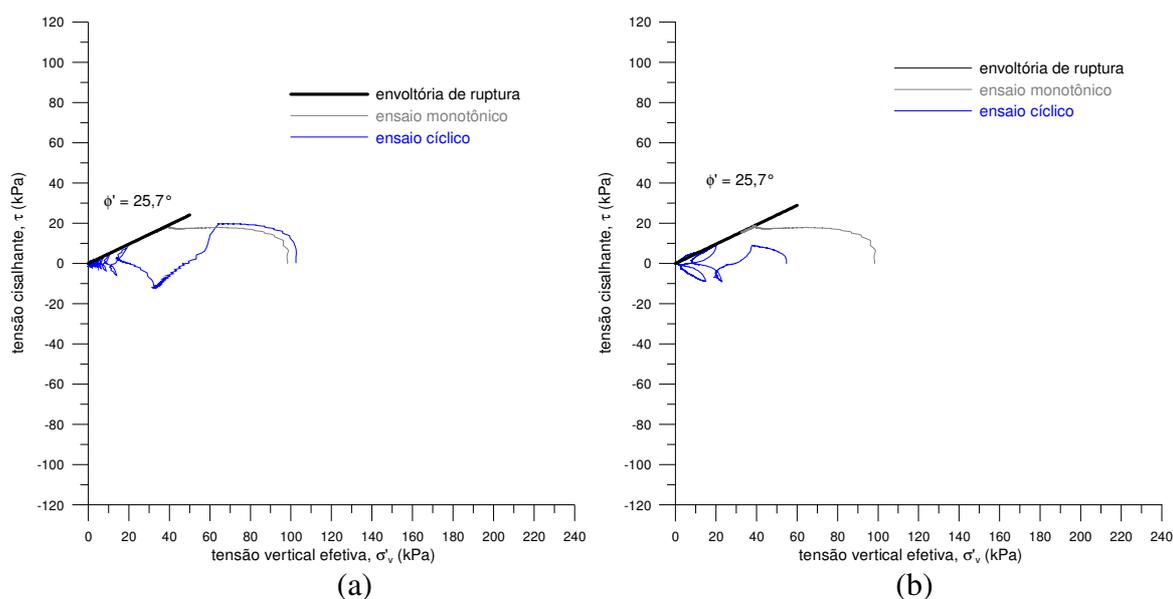


Figura 4.52: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração não cimentado não reforçado. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_v \text{ inicial} = 100 \text{ kPa}$, $\gamma = \pm 2,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_v \text{ inicial} = 100 \text{ kPa}$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_v \text{ inicial} = 50 \text{ kPa}$, $\tau_{\text{cíc máx}} / \sigma'_v \text{ inicial} = 0,2$), ensaio monotônico ($\sigma'_v \text{ inicial} = 100 \text{ kPa}$) e envoltória de ruptura.

As trajetórias de tensão dos ensaios realizados no resíduo de mineração não cimentado não reforçado com fibras sob diferentes condições de carregamento são limitadas pela mesma

envoltória de resistência, a partir de onde o ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , de $25,7^\circ$ e o intercepto coesivo, c' , nulo puderam ser definidos.

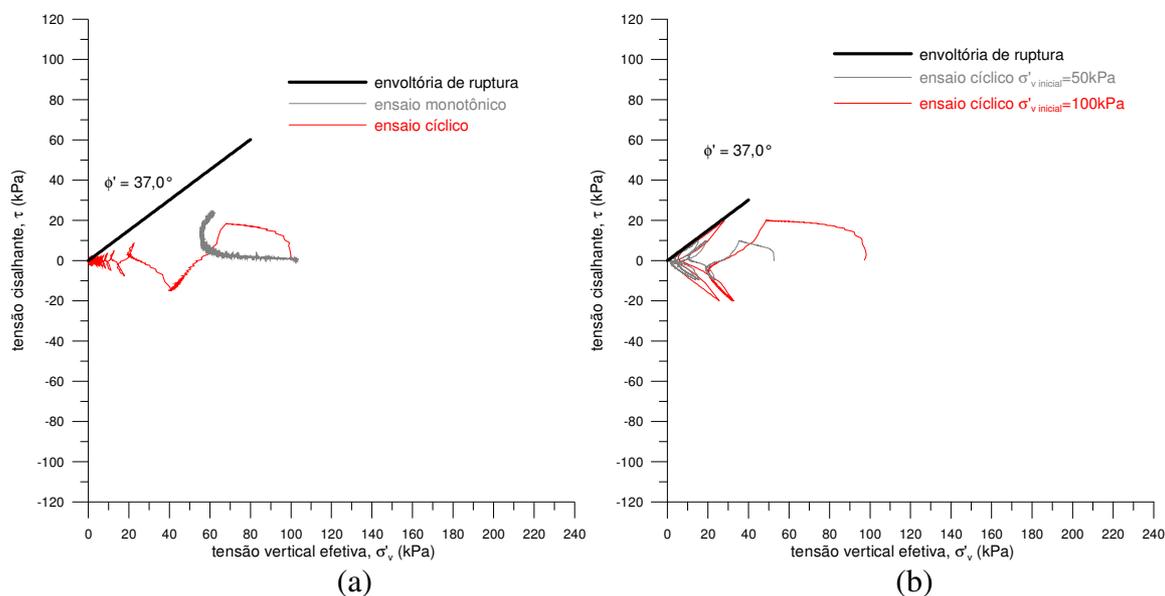


Figura 4.53: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\gamma=\pm 2,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura. (b) ensaios cíclicos com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=50\text{kPa}$ e 100kPa , $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,2$) e envoltória de ruptura.

Para o material não cimentado reforçado com fibras, a análise das trajetórias de tensão dos diferentes ensaios, sob diferentes condições de carregamento, mostrou mais adequada a definição da envoltória de ruptura a partir dos resultados dos ensaios cíclicos realizados sob tensão cisalhante controlada, onde os maiores níveis de deformação foram alcançados. O compósito não cimentado reforçado com fibras apresentou ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , de $37,0^\circ$ e intercepto coesivo, c' , nulo.

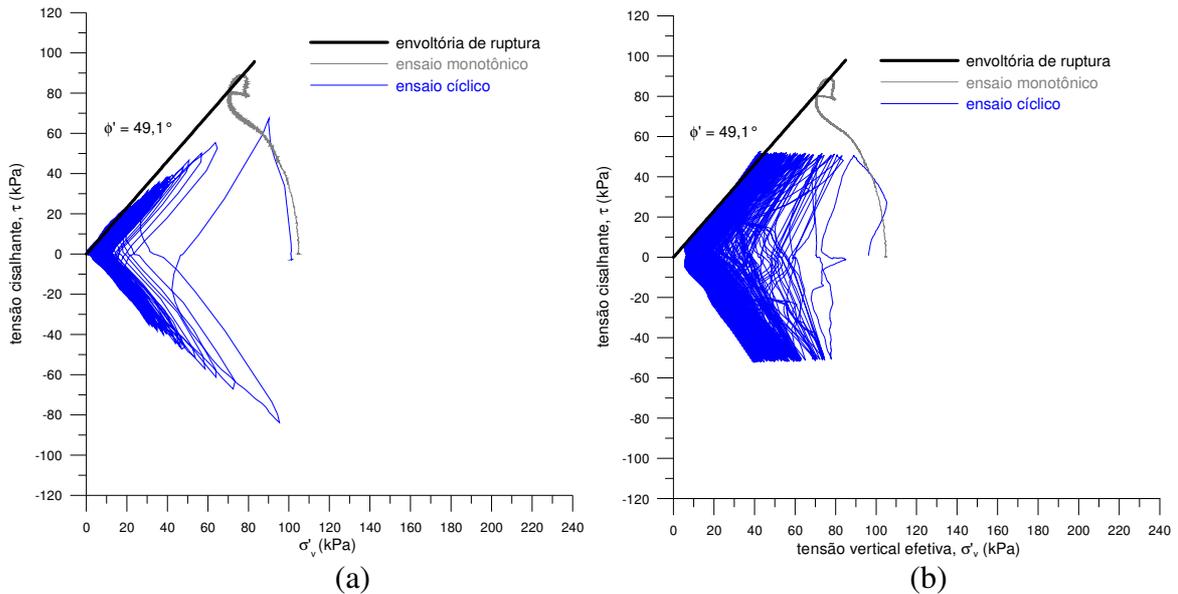


Figura 4.54: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração cimentado não reforçado. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\gamma=\pm 4,5\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,5$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura.

Através dos parâmetros de ruptura, definidos a partir da envoltória, também pode ser averiguada a influencia da inclusão de cimento no ganho de resistência do resíduo de mineração cimentado não reforçado com fibras. O ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , do material cimentado sem fibras é de $49,1^\circ$ e o intercepto coesivo, c' , é nulo.

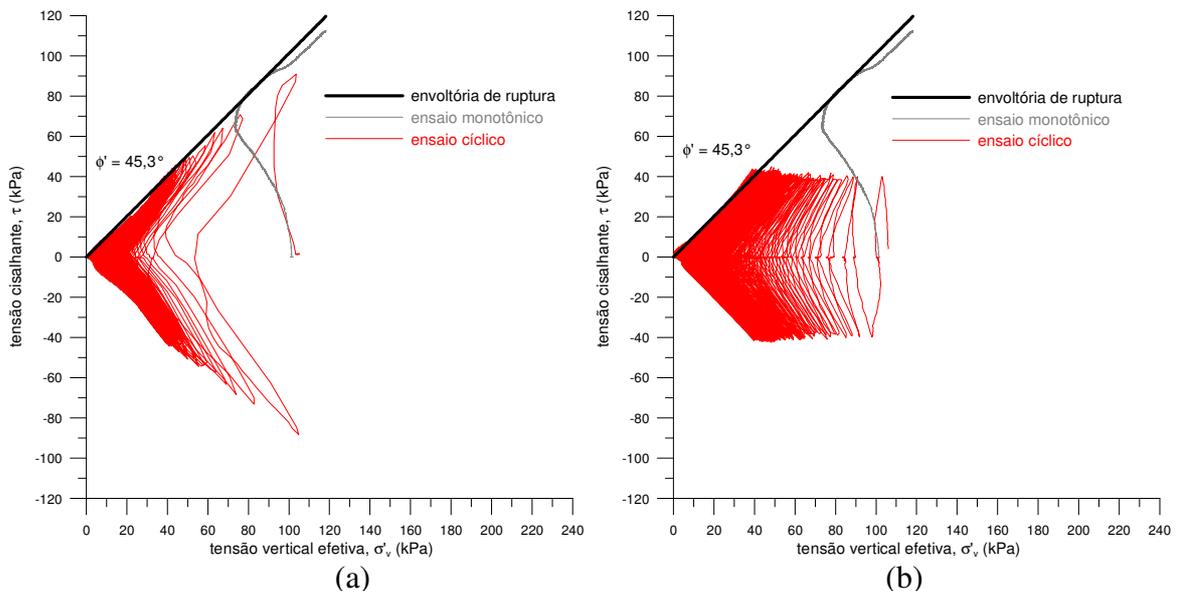


Figura 4.55: Trajetórias de tensão agrupadas à envoltória de ruptura de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. (a) ensaio cíclico com deformação cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\gamma=\pm 7,0\%$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura. (b) ensaio cíclico com tensão cisalhante controlada ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$, $\tau_{\text{cíc máx}}/\sigma'_{v \text{ inicial}}=0,4$), ensaio monotônico ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$) e envoltória de ruptura.

Da mesma forma, a influencia da inclusão de cimento no ganho de resistência do resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras é verificada através dos parâmetros de ruptura. O ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , do material cimentado com fibras é de $45,3^\circ$ e o intercepto coesivo, c' , é nulo.

A análise dos resultados mostra a influência da inclusão de fibras nos parâmetros de resistência das matrizes de resíduo de mineração. A presença de fibras no resíduo não cimentado provocou o aumento do ângulo de atrito interno de $27,1^\circ$ para $37,0^\circ$. No caso das matrizes cimentadas, a adição de fibras reduziu o ângulo de atrito interno de $49,1^\circ$ para $45,3^\circ$.

São agrupados e apresentados, no Quadro 4.1, os parâmetros de resistência dos materiais estudados. Fica clara a influência benéfica da adição de fibras e do aumento da densidade relativa na resistência da areia.

Quadro 4.1: Parâmetros de resistência dos materiais estudados.

Matriz	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
Resíduo de mineração	0,0	25,7
Resíduo de mineração reforçado com fibras	0,0	37,0
Resíduo de mineração cimentado	0,0	49,1
Resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras	0,0	45,3

Impressiona e dá credibilidade aos resultados a concordância das mesmas envoltórias de resistência tanto às trajetórias de tensões dos ensaios monotônicos quanto às trajetórias dos

ensaios cíclicos sob diferentes condições de carregamento. Assim, os parâmetros de resistência, c' e ϕ' , dos materiais analisados sob diferentes condições de carregamento, tanto monotônicas como cíclicas, são os mesmos.

4.4.7 Modo de Ruptura

Qualitativamente, a influência da inclusão de fibras no modo de ruptura, sob condições de deformação plana com volume constante, das misturas de resíduo de mineração cimentado pode ser verificada com o auxílio das Figuras 4.56 a 4.59. Na Figura 4.56, é apresentada uma imagem da amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado após cisalhamento sob condições monotônicas. A Figura 4.57, para comparação, mostra uma imagem da amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras, após cisalhamento sob condições monotônicas. Em ambas as amostras, a tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v \text{ inicial}}$, era de 100kPa.



Figura 4.56: Amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado após cisalhamento sob condições monotônicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$).

Sob condições monotônicas, após o cisalhamento, a amostra cimentada não reforçada apresenta claramente um plano de ruptura bem definido, conforme Figura 4.56, característico de materiais cimentados, e indicativo de comportamento frágil. Já na amostra cimentada reforçada com fibras, um plano de ruptura não pode ser claramente definido, conforme Figura 4.57, o que é indicativo de comportamento não frágil. As fibras, ao absorverem e

redistribuírem os esforços, ampliam a zona de cisalhamento e dificultam a formação de um plano definido de ruptura.



Figura 4.57: Amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras após cisalhamento sob condições monotônicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=100\text{kPa}$).

As Figuras 4.58 e 4.59 apresentam, respectivamente, uma imagem da amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado e uma imagem da amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras após cisalhamento sob condições cíclicas. Em ambas as amostras, a tensão vertical efetiva inicial, $\sigma'_{v \text{ inicial}}$, era de 50kPa e o nível de deformação cisalhante controlada, γ , de $\pm 2,5\%$.

Analogamente, sob condições cíclicas, após sucessivos ciclos de cisalhamento, a amostra cimentada não reforçada apresenta plano de ruptura definido, característico de materiais cimentados, e indicativo de comportamento frágil, como mostra a Figura 4.58. Já na amostra cimentada reforçada com fibras, um plano de ruptura não pode ser claramente definido, o que indica comportamento não frágil, como mostra a Figura 4.59. As fibras, da mesma forma, ao absorverem e redistribuírem os esforços, ampliam a zona de cisalhamento e dificultam a formação de um plano definido de ruptura.



Figura 4.58: Amostra de resíduo de mineração cimentado não reforçado após cisalhamento sob condições cíclicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=50\text{kPa}$, $\gamma=\pm 2,5\%$).



Figura 4.59: Amostra de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras após cisalhamento sob condições cíclicas ($\sigma'_{v \text{ inicial}}=50\text{kPa}$, $\gamma=\pm 2,5\%$).

4.4.8 Considerações Acerca da Resposta Cisalhante

Neste item, os resultados de uma série de ensaios *Simple Shear* monotônicos e cíclicos foi apresentada e analisada. Com base na análise realizada, algumas considerações podem ser feitas:

Sob condições monotônicas:

O material não cimentado e não reforçado apresenta pico muito pouco pronunciado de resistência. A inclusão do reforço com fibras modifica comportamento do material. O resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras não apresenta pico de resistência. A tensão cisalhante aumenta continuamente desde o início do ensaio até deformações cisalhantes elevadas.

A adição de cimento aumenta a resistência do resíduo de mineração. A matriz cimentada não reforçada com fibras apresenta pico de tensão cisalhante.

A incorporação de fibras ao resíduo de mineração cimentado confere ao material um comportamento de endurecimento bastante pronunciado.

Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada nas amostras não cimentadas:

A resistência cisalhante dos materiais não cimentados reduz drasticamente nos primeiros ciclos de esforços, acompanhada de súbito aumento da poro-pressão e rápido decréscimo da tensão vertical efetiva. a tensão cisalhante é maior nas amostras ensaiadas com a maior tensão vertical efetiva inicial.

A análise cautelosa, através da comparação dos resultados das misturas reforçadas e das misturas não reforçadas, mostra a reprodutibilidade e a eficiência da técnica de produção das amostras. Os resultados dos ensaios executados nas diferentes matrizes, para as mesmas tensões verticais efetivas iniciais, são muito próximos, praticamente coincidentes. Tais resultados muito próximos para as misturas com e sem fibras são bastante plausíveis, tendo em vista o elevado índice de vazios das misturas e o relativo pequeno nível de deformação dos ciclos.

Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada nas amostras cimentadas:

O aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento da resistência ao cisalhamento. Em relação aos materiais não cimentados, para o mesmo nível de deformações,

a tensão cisalhante das matrizes cimentadas é consideravelmente superior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais.

O aumento dos níveis de deformações aumenta os valores das tensões cisalhantes alcançadas nos primeiros ciclos de esforços, em detrimento à redução dos níveis de tensão de cisalhamento para os últimos ciclos. Os compósitos desenvolvem maior resistência ao se deformarem mais e, quanto maior o nível de deformações, maior o dano à estrutura da matriz cimentada. Ao longo de sucessivos ciclos de esforços, a resistência ao cisalhamento diminui gradualmente e, para os últimos ciclos, é maior para os menores níveis de deformações. Para os últimos ciclos, os valores das tensões cisalhantes das amostras cimentadas com fibras, para os diferentes níveis de deformação, são mais próximos em comparação às amostras não reforçadas com fibras. A desestruturação da matriz cimentada é compensada pela existência das fibras, que absorvem e redistribuem os esforços.

Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada nas amostras não cimentadas:

Mantida a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, a capacidade dos materiais não cimentados de suportar ciclos de esforços é também reduzida com o aumento da tensão vertical efetiva inicial.

Em comparação ao material não reforçado, a inclusão de fibras ao resíduo de mineração proporcionou o aumento da capacidade do compósito de resistir aos ciclos de esforços.

Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada nas amostras cimentadas:

Mantida a relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante.

Com o aumento dos níveis de tensões cisalhantes impostos, o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são menos graduais e de maior magnitude e maiores são os níveis de deformação alcançados.

A inclusão de fibras provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante e a redução do número de ciclos até o início da tendência de deformação exponencial mais pronunciada.

A partir das envoltórias de resistência e das trajetórias de tensões:

A presença de fibras no resíduo não cimentado provocou o aumento do ângulo de atrito interno de 27,1° para 37,0°. No caso das matrizes cimentadas, a adição de fibras reduziu o ângulo de atrito interno de 49,1° para 45,3°.

Ocorreu a concordância das mesmas envoltórias de resistência tanto às trajetórias de tensões dos ensaios monotônicos quanto às trajetórias dos ensaios cíclicos sob diferentes condições de carregamento. Assim, os parâmetros de resistência dos materiais analisados sob diferentes condições de carregamento, tanto monotônicas como cíclicas, são os mesmos.

4.5 RESULTADOS COMPLEMENTARES PARA CORROBORAR ANÁLISE

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa, trabalhos paralelos correlatos ao tema da tese foram desenvolvidos para embasar e corroborar a análise dos resultados apresentados. Tratam-se de ensaios triaxiais drenados, com trajetórias de tensões convencionais, em uma matriz arenosa não reforçada e reforçada com fibras, ensaios de compressão axial e compressão diametral não confinados em uma matriz arenosa cimentada e uma matriz silto-arenosa cimentada não reforçada e reforçada com fibras, e medidas de rigidez com *bender elements* em um matriz silto-arenosa cimentada.

4.5.1 Comportamento de Endurecimento, Parâmetros de Resistência e Dilatância

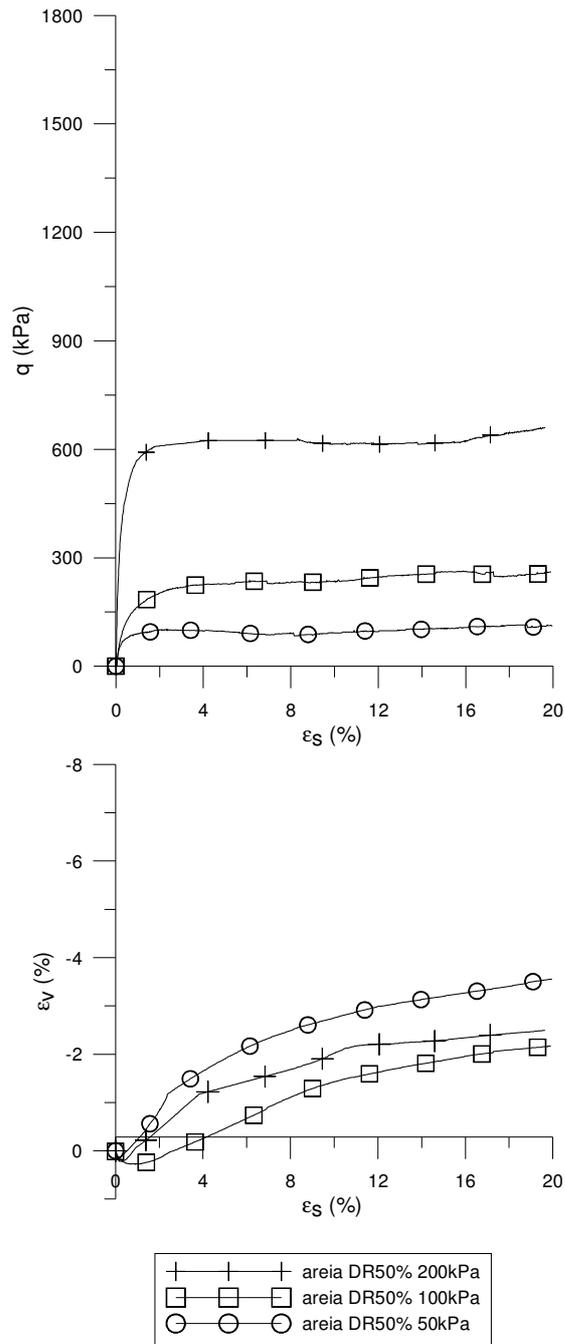
Os resultados dos ensaios realizados na matriz arenosa sem reforço são apresentados na Figura 4.60, onde, para as diferentes tensões confinantes efetivas e para as diferentes densidades relativas, 50% e 90%, são definidas as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do material.

A matriz arenosa é constituída de areia de Osório, classificada com limpa, não plástica de granulometria fina e uniforme. O peso específico real dos grãos, predominantemente quartzíticos, é de 26,2kN/m³, com diâmetro efetivo, D₁₀, de 0,11mm, diâmetro médio, D₅₀, de

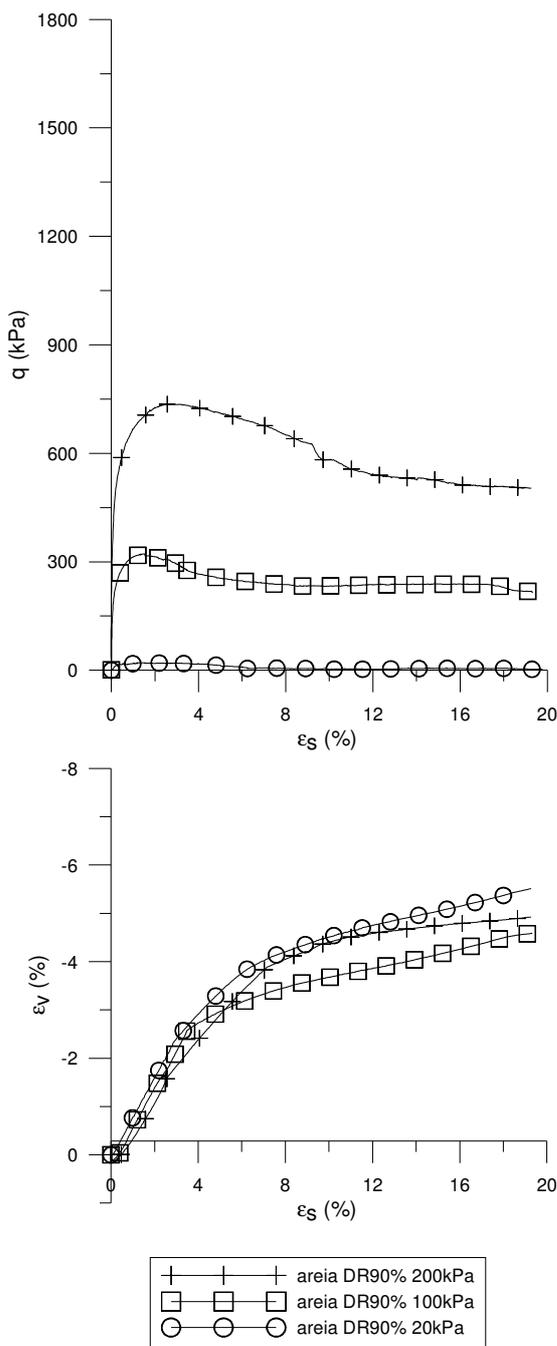
0,20mm, coeficiente de uniformidade, C_u , de 2,0 e coeficiente de curvatura, C_c , de 1,1. O índice de vazios máximo do material é de 0,90 e mínimo é de 0,60.

O comportamento das amostras sem reforço, quando cisalhadas, não distingue do esperado. A resistência da areia com densidade relativa intermediária, de 50%, aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresenta picos. A resistência das amostras com densidade relativa elevada, de 90%, também aumenta com o acréscimo da tensão confinante e, nesse caso, apresenta picos. É verificado o comportamento inicial compressivo seguido de expansão do solo. Conforme esperado, as amostras com maior densidade relativa apresentam maior resistência.

Diferentemente dos demais ensaios, a tensão confinante efetiva mais baixa dos ensaios realizados na areia sem reforço, com densidade relativa de 50%, é de 50kPa, em vez de 20kPa. O ruído gerado durante a coleta dos dados do ensaio realizado na areia com 20kPa de tensão confinante efetiva não possibilita a adequada aquisição dos resultados.



(a)



(b)

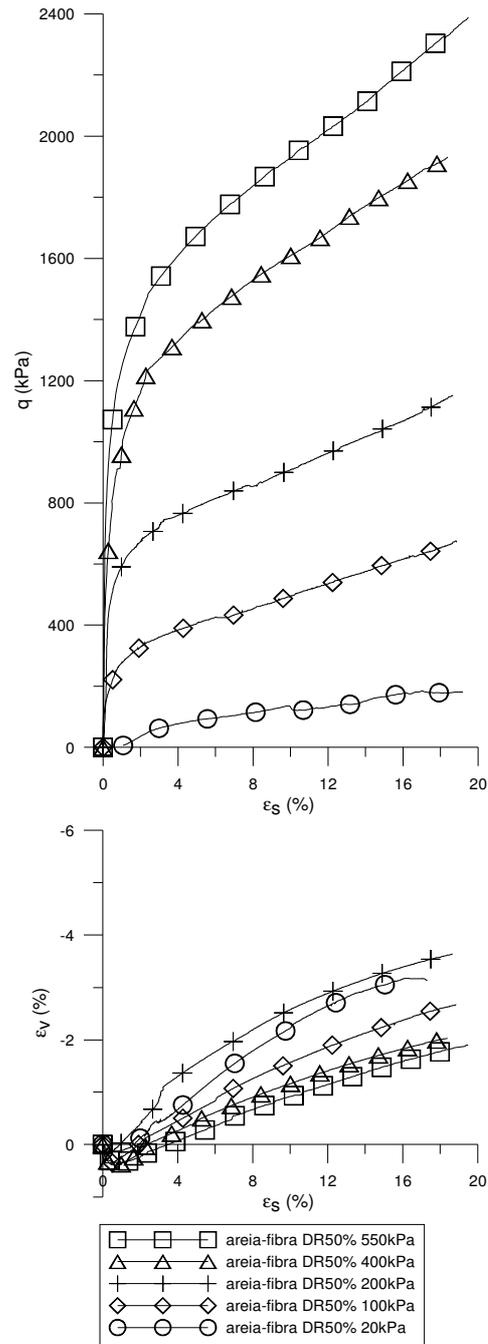
Figura 4.60: Curvas resistência versus deformação distorcional e volumétrica versus deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material sem reforço com (a) densidade relativa de 50% e (b) densidade relativa de 90%.

Os resultados dos ensaios realizados na matriz arenosa reforçada com fibras polipropileno de 50mm de comprimento e diâmetro de 0,1mm, equivalente a um índice

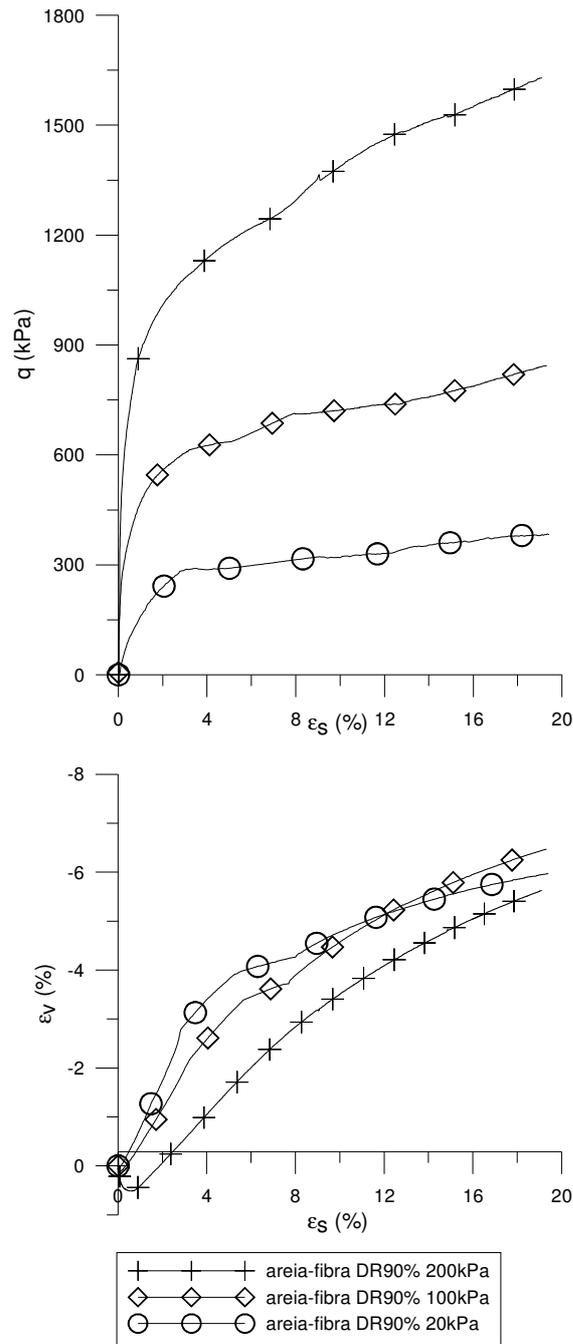
aspecto de 500, são apresentados na Figura 4.61, onde, para as diferentes tensões confinantes efetivas, são definidas as curvas de resistência em função da deformação distorcional e de deformação volumétrica em função da deformação distorcional do novo material. As amostras, quando cisalhadas, apresentam, claramente, um comportamento de endurecimento (*hardening*), onde é nítido o ganho de resistência e não há formação de picos. O ganho de resistência, como esperado, é maior para maiores tensões confinantes efetivas. Também é verificado, na Figura 4.61, o comportamento inicial compressivo seguido de expansão do compósito.

As fibras conferem aumento contínuo no ganho de resistência em relação à matriz não reforçada, inclusive a maiores deformações, conforme Figura 4.61. Não há tendência de decréscimo no valor da resistência, em corroboração ao estudo realizado por Consoli et al.(2007-a, 2005-a), onde, mesmo sob muito elevadas deformações, o ganho de resistência de uma areia micro-reforçada não foi reduzido. A Figura 4.61 mostra, ainda, o crescimento da taxa de ganho de resistência com o aumento da tensão confinante, justificado pela mais efetiva interação solo-reforço em função das maiores tensões nos contatos entre as partículas de solo e as fibras.

Tendo em vista tal comportamento claro de endurecimento e para melhor definição das envoltórias de ruptura dos compósitos com fibras, para a densidade relativa de 50%, são realizados ensaios não só nas tensões confinantes efetivas de 20, 100 e 200kPa, mas também nas tensões confinantes efetivas de 400 e 550kPa, como é apresentado na Figura 4.61 (a).



(a)



(b)

Figura 4.61: Curvas resistência *versus* deformação distorcional e variação volumétrica *versus* deformação distorcional, em diferentes tensões confinantes, do material reforçado com fibras de 50mm e 100dtex com (a) 50% de densidade relativa e (b) 90% de densidade relativa

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , são definidos através de suas envoltórias de ruptura.

Nos casos em que, quando cisalhadas, as amostras não evidenciam picos pronunciados de resistência, a deformação distorcional de 17% é tomada como ruptura e os respectivos valores de tensões são utilizados para definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

Na Figura 4.62, as envoltórias de ruptura da areia com e sem reforço são, dessa forma, apresentadas. Conforme esperado, o ajuste linear do trecho inicial, cruzando a origem, mostra-se adequado. São então definidos, a partir das envoltórias, os ângulos de atrito interno de 37,0° e o intercepto coesivo nulo da areia não-reforçada com densidade relativa de 50%. Para a densidade relativa de 90%, o ângulo de atrito interno é de 39,8°.

O acréscimo de resistência oriundo da inclusão das fibras é também constatado através das envoltórias de ruptura e dos respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Na Figura 4.62, são, da mesma forma, definidas as envoltórias da areia reforçada com fibras. O ajuste linear do trecho inicial, cruzando a origem, é também adotado. O valor do ângulo de atrito interno da mistura com densidade relativa 50% é de 48,3° e do intercepto coesivo é nulo. Para a densidade relativa de 90%, o valor do ângulo de atrito interno da mistura é de 53,5° e do intercepto coesivo é também nulo.

Em confirmação ao que foi postulado por outros pesquisadores (*e.g.* Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Teodoro & Bueno 1998; Zornberg 2002), a esperada bilinearidade da envoltória de ruptura é, para as misturas com densidade relativa de 50%, verificada em função do relativo elevado nível de tensões alcançado nos ensaios realizados. É possível identificar uma tensão confinante crítica, onde supostamente deve ocorrer uma mudança no comportamento do material. Gray & Ohashi (1983) foram os primeiros a observar a existência da mudança do mecanismo de ruptura com o aumento da tensão confinante. De acordo com os autores, para tensões inferiores à tensão crítica, o mecanismo de ruptura possivelmente ocorre através do deslizamento e do arrancamento das fibras e, para tensões maiores à tensão crítica, a ruptura é predominantemente governada pela resistência à tração das fibras. No segundo trecho da envoltória de ruptura, como esperado, o valor do ângulo de atrito diminui, para 33,9°, e o valor do intercepto coesivo passa a ser considerado e vale 239,5kPa.

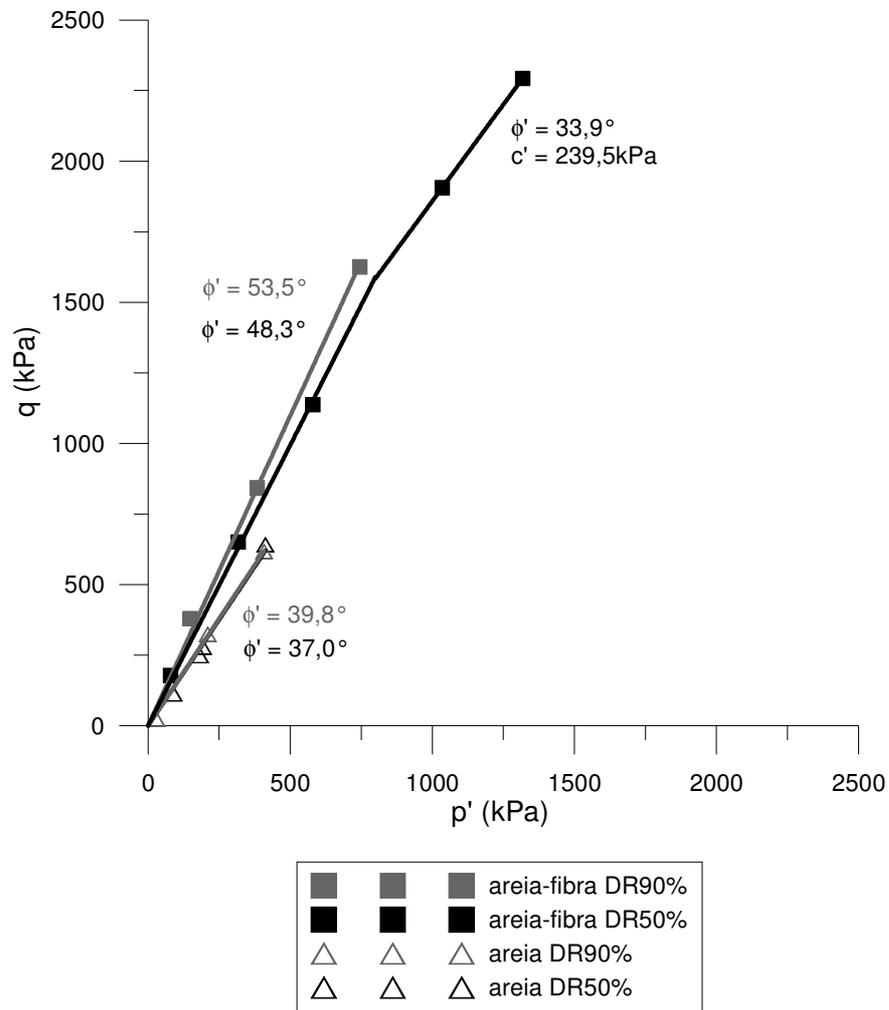


Figura 4.62: Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material com e sem reforço para densidades relativas de 50 e 90%

São agrupados e apresentados, no Quadro 4.2, os parâmetros de resistência dos materiais estudados. Fica clara a influência benéfica da adição de fibras e do aumento da densidade relativa na resistência da areia.

Quadro 4.2: Parâmetros de resistência dos materiais estudados relativos às primeiras porções das envoltórias de ruptura

Matriz	DR (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Areia	50	0,0	37,0
Areia	90	0,0	39,8
Areia-fibra	50	0,0	48,3
Areia-fibra	90	0,0	53,5
Areia-fibra (segundo trecho)	50	239,5	33,9

O comportamento normalizado q/p' em função da dilatância da areia não-reforçada, em diferentes densidades relativas, é apresentado na Figura 4.59.

De acordo com Coop (1990), os dados apresentados no espaço $q/p': \delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$ mostram grande dispersão, particularmente a pequenas deformações, onde as taxas de contração do material de até aproximadamente 1% refletem deformações volumétricas muito grandes, em alguns casos resultante da quebra de partículas.

É verificado, na Figura 4.63, o comportamento inicialmente compressivo, típico de materiais não coesivos medianamente compactos, com densidade relativa de 50%, do material não-reforçado, com a taxa de compressão sendo reduzida até zero, quando passa a apresentar pequena dilatação chegando então ao estado crítico sobre o eixo vertical. O material mais denso, com densidade relativa de 90%, de acordo com a mesma Figura, apresenta comportamento semelhante ao do material menos denso, porém com aumento da taxa de expansão, sem alcançar o estado crítico. De acordo com os resultados, quanto maior o nível de compactação, maior é a relação de tensões alcançada.

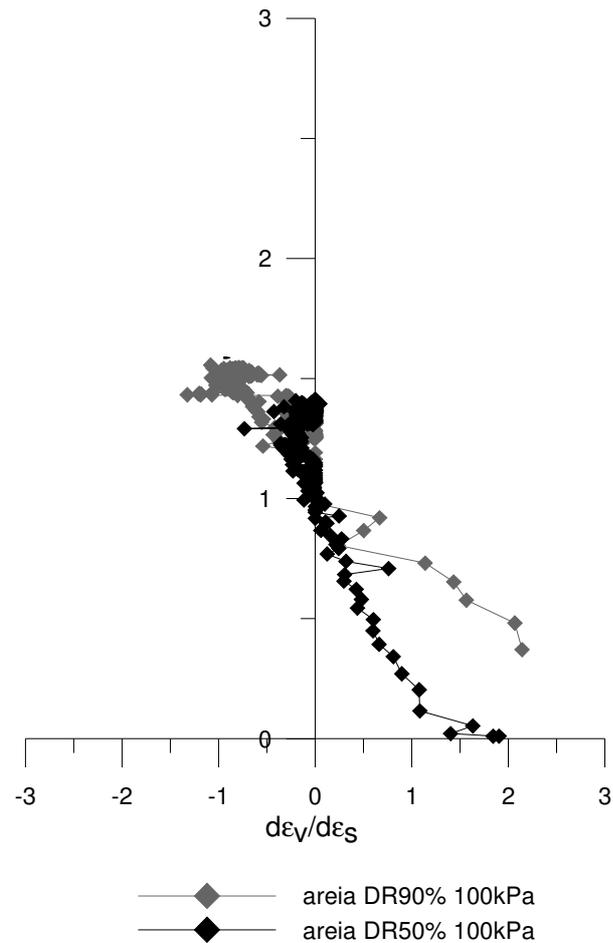


Figura 4.63: Comportamento normalizado q/p' versus dilatação da areia não-reforçada com diferentes densidades relativas

De acordo com a Figura 4.64, é verificado que o comportamento dilatante do material reforçado, para diferentes níveis de compactação, é análogo ao do material sem reforço. Os resultados mostram que a relação de tensões final é aumentada com a inclusão do reforço e com o aumento da densidade relativa.

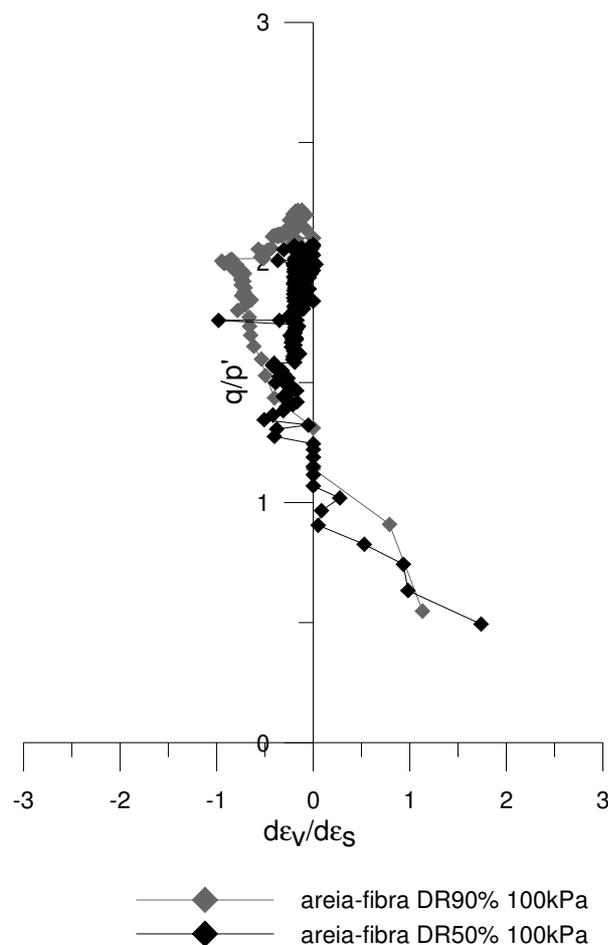


Figura 4.64: Comportamento normalizado q/p' versus dilatação da areia reforçada com fibras em diferentes densidades relativas

4.5.2 Previsão e Ganho de Resistência Não Confinada de Misturas Cimentadas

A influência do nível de cimentação e do nível de compactação no ganho de resistência de uma matriz arenosa cimentada foi também investigada para dar suporte aos resultados apresentados. Além disso, a metodologia de previsão da resistência à compressão axial e à compressão diametral não confinadas com base na relação entre porosidade e o teor volumétrico de cimento foi validada e empregada.

A matriz arenosa é constituída de areia de Osório, classificada com limpa, não plástica de granulometria fina e uniforme. O peso específico real dos grãos, predominantemente quartzíticos, é de $26,2\text{kN/m}^3$, com diâmetro efetivo, D_{10} , de $0,11\text{mm}$, diâmetro médio, D_{50} , de $0,20\text{mm}$, coeficiente de uniformidade, C_u , de $2,0$ e coeficiente de curvatura, C_c , de $1,1$. O índice de vazios máximo do material é de $0,90$ e mínimo é de $0,60$.

Cimento Portland de alta resistência inicial, CP V, foi empregado como agente cimentante. Seu rápido ganho de resistência permitiu a adoção de um tempo de cura de sete dias. O peso específico real dos grãos de cimento é $31,5\text{kN/m}^3$.

O programa de ensaios foi concebido de maneira a avaliar separadamente a influência do teor de cimento, da porosidade, e da relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento na resistência mecânica do material artificialmente cimentado. Os pontos de moldagem foram definidos em índices de vazios de 0,64, 0,70 e 0,78, correspondentes a níveis de compactação alto, mediano e reduzido, respectivamente, com o mesmo teor de umidade de 10%. Cada ponto foi moldado com diferentes quantidades de cimento: 1%, 2%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% em relação à massa de solo seco. Tais porcentagens foram definidas com base na experiência brasileira e internacional em solos cimentados (e.g., Mitchell 1981; Consoli et al. 2003, 2006, 2007, 2009; Thomé et al. 2005). Em função da típica dispersão dos resultados, pelo menos três amostras foram ensaiadas para cada ponto, tanto para os ensaios de compressão axial como para os ensaios de compressão diametral.

A Figura 4.65 apresenta a compilação de tais resultados de ensaios de resistência à compressão simples, q_u , e de resistência à compressão diametral, q_t , em função da relação entre porosidade e o teor volumétrico de cimento das amostras compactadas. A leitura do gráfico apresentado indica a influência do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência das misturas. A redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento provocam aumento da resistência à compressão e à tração. Os coeficientes de correlação elevadíssimos, próximos à unidade, das curvas de tendência ajustadas aos pontos experimentais mostram a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão. Ainda, as curvas de correlação, diferenciadas apenas pelo escalar, possibilitam a definição da razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão do material. Para a areia, o cimento, os níveis de cimentação e os níveis de compactação estudados, tal relação vale 0,15.

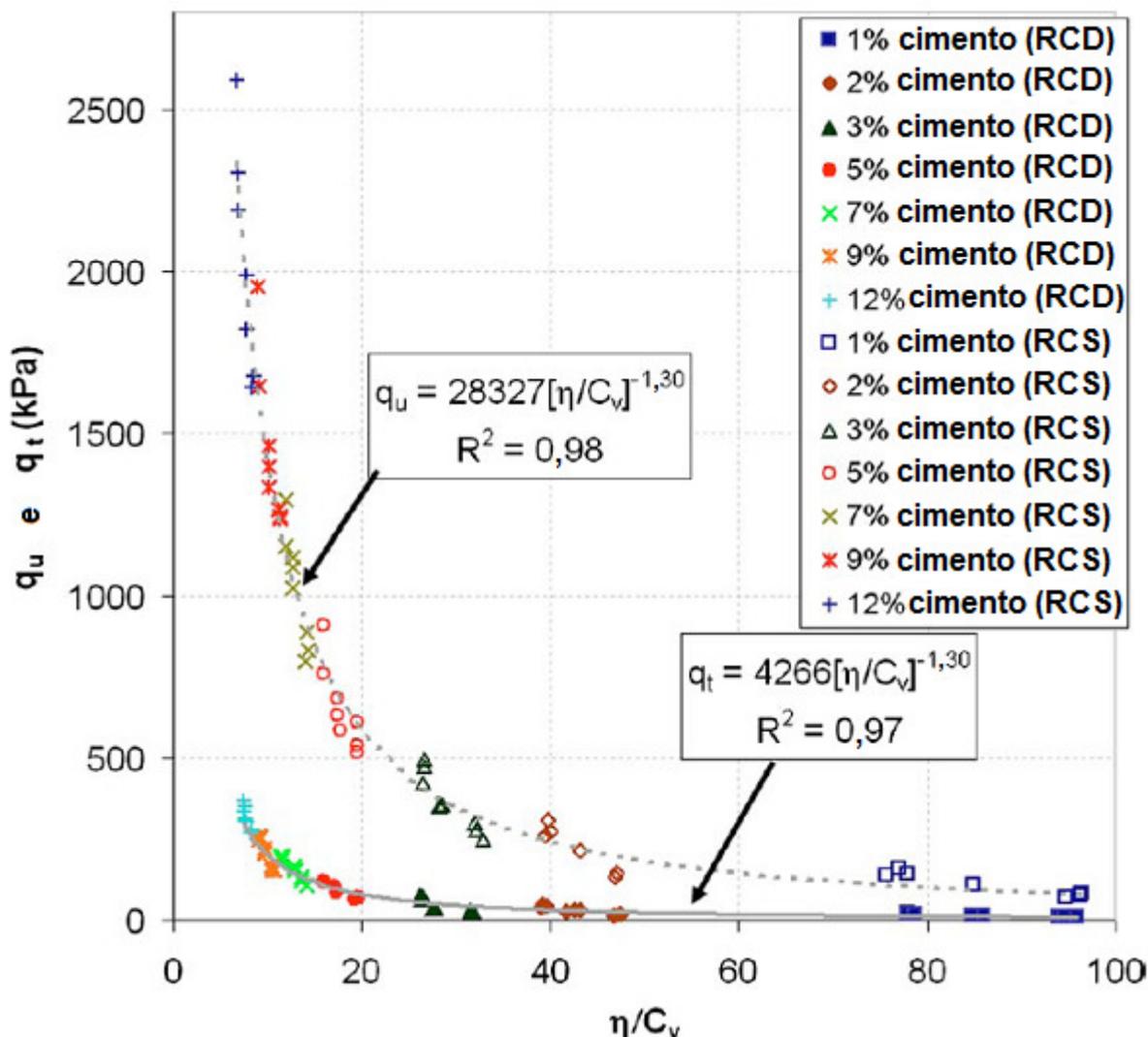


Figura 4.65: Variação da resistência à compressão diametral, q_t , e da resistência à compressão não confinada, q_u , com a relação porosidade/teor volumétrico de cimento.

O uso da metodologia de correlação entre a relação da porosidade e o teor volumétrico de cimento com a resistência à compressão não confinada foi também investigado para outra matriz de cimentada de solo, nas condições não reforçada e reforçada com fibras.

A matriz de solo era, nesta etapa do estudo, uma areia siltosa não plástica, com diâmetro efetivo, D_{10} , de 0,0032mm e coeficiente de uniformidade, C_u , de 50. Cimento Portland de alta resistência inicial, CP V, foi empregado como agente cimentante. Seu rápido ganho de resistência permitiu a adoção de um tempo de cura de sete dias. O peso específico real dos grãos de cimento é 31,5kN/m³.

Fibras de polipropileno com 24mm de comprimento e 0,023mm de diâmetro, equivalente a um índice aspecto de 1043, foram empregadas ao longo dessa investigação quando amostras eram reforçadas. O teor de fibras, quando empregado, foi de 0,5% em relação à soma da massa de solo e de cimento secos.

Analogamente, o programa de ensaios foi concebido de maneira a avaliar separadamente a influência da inclusão de fibras, do teor de cimento, da porosidade, e da relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento na resistência mecânica do material artificialmente cimentado. Os pontos de moldagem foram definidos em pesos específicos de 17,3kN/m³, 18,0kN/m³, 19,0kN/m³ e 19,7kN/m³. Cada ponto foi moldado com diferentes quantidades de cimento: 1%, 2%, 3%, 5% e 7% em relação à massa de solo seco, com e sem adição de fibras. Em função da típica dispersão dos resultados, pelo menos três amostras foram ensaiadas para cada ponto, tanto para o material reforçado com fibras como para o material não reforçado.

A Figura 4.66 apresenta a compilação de tais resultados de ensaios de resistência à compressão simples, q_u , do material cimentado reforçado com fibras e do material cimentado não reforçado em função da relação entre porosidade e o teor volumétrico de cimento das amostras compactadas. Para essa matriz de solo cimentado, reforçado e não reforçado, o emprego de um expoente nos valores de teor volumétrico de cimento mostrou-se necessário para melhor adequação das curvas de ajuste.

A leitura do gráfico apresentado indica a influência da inclusão de fibras, do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência das misturas. A inclusão de fibras, bem como a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento provocam aumento da resistência à compressão. Os coeficientes de correlação elevadíssimos, próximos à unidade, das curvas de tendência, com um expoente aplicado ao teor volumétrico de cimento, ajustadas aos pontos experimentais mostram a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão. A inclusão de fibras não alterou o valor de tal expoente, 0,28, e sugere sua relação com o tipo de solo e o tipo de agente cimentante.

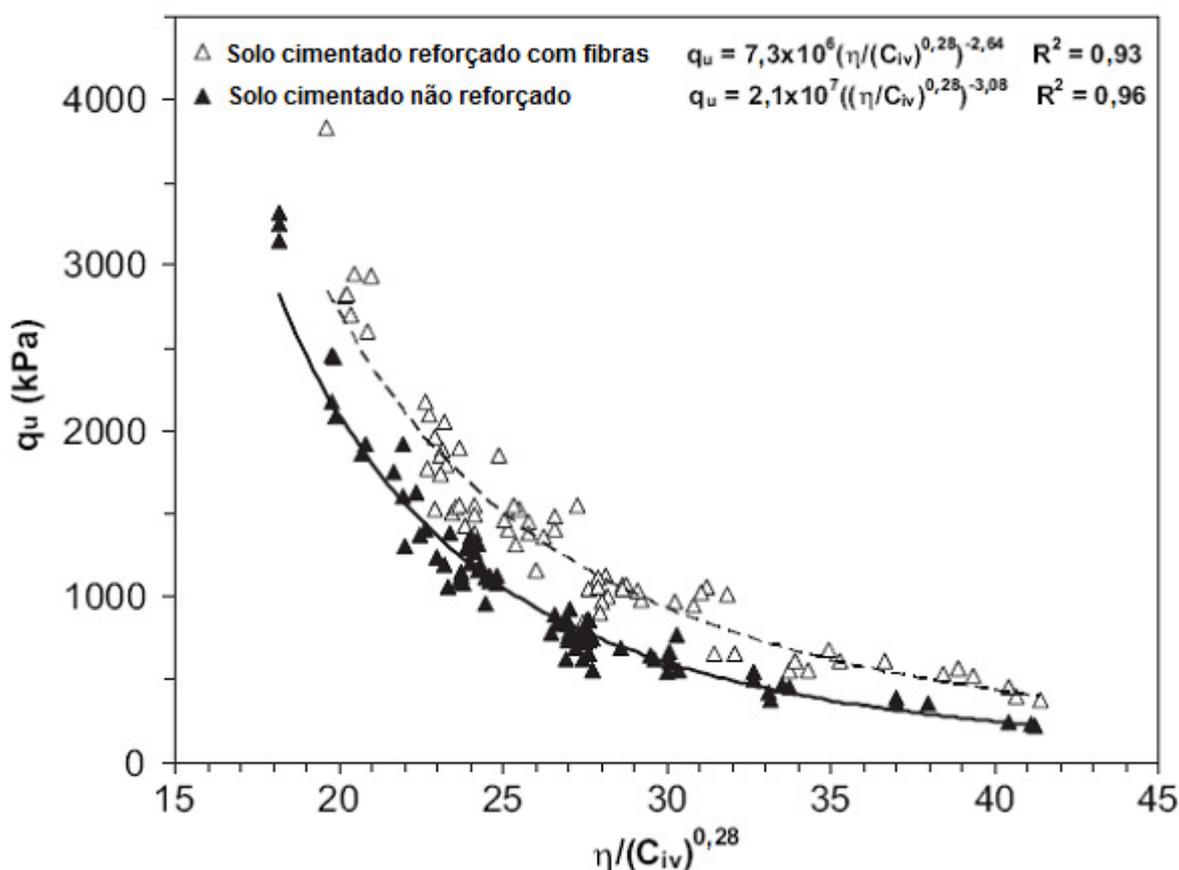


Figura 4.66: Resistência não confinada em função da relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento ajustado por um expoente para as amostras cimentadas reforçadas com fibras e não reforçadas.

Em continuidade aos estudos, analogamente, a influência da inclusão de fibras, do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência à tração da matriz areno-siltosa, através de ensaios de compressão diametral, foi investigada. Os mesmos pontos de moldagem, com as mesmas características, foram empregados para preparar as amostras que, nessa etapa, foram rompidas diametralmente.

A Figura 4.67 agrupa e mostra os resultados dos ensaios de compressão diametral das misturas cimentadas reforçadas com fibras e não reforçadas. Similar análise apresentada para a resistência à compressão pode ser feita para a resistência à tração. O gráfico da Figura 4.67 indica a influência da inclusão de fibras, do nível de cimentação e do nível de compactação na resistência das misturas. A inclusão de fibras, bem como a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento provocam aumento da resistência à tração. Os coeficientes de correlação elevadíssimos, próximos à unidade, das curvas de tendência, com um expoente

aplicado ao teor volumétrico de cimento, ajustadas aos pontos experimentais mostram a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão. A inclusão de fibras não alterou o valor de tal expoente, 0,28, e sugere sua relação com o tipo de solo e o tipo de agente cimentante.

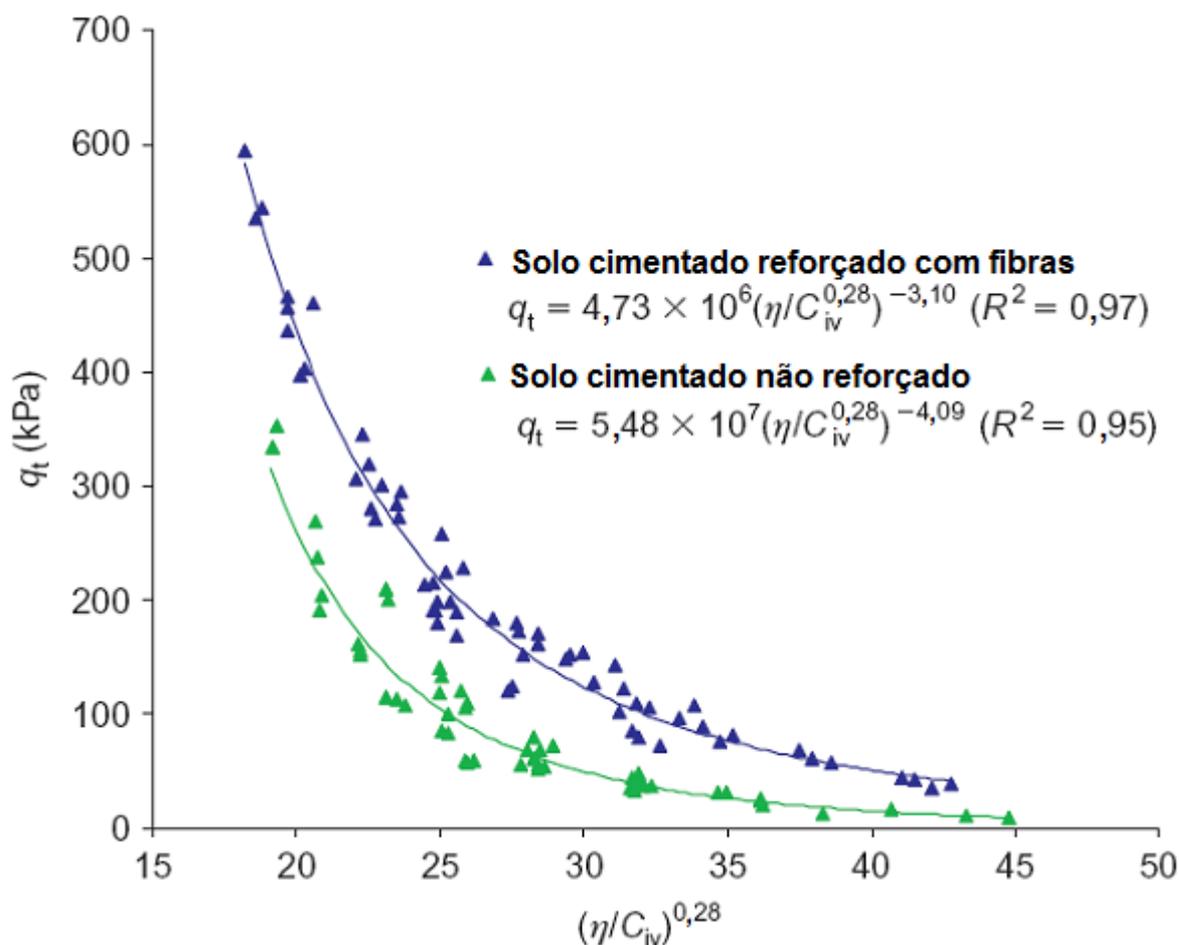


Figura 4.67: Variação da resistência à compressão diametral com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado para o material não reforçado e para o material reforçado com fibras.

A influência do teor de fibras adicionado às misturas cimentadas foi também investigada. Para a mesma matriz arenos-siltosa, para os mesmos pontos de moldagem, nos mesmos níveis de compactação e de cimentação, ensaios de compressão axial não confinado foram realizados em amostras com teores de fibras de 0,00%, 0,25%, 0,50% e 0,75% em relação à massa de solo mais cimento secos. Para cada teor de fibras analisado, F, uma curva de tendência foi ajustada aos valores de resistência à compressão em função da relação entre a

porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustado pelo mesmo expoente 0,28. As curvas ajustadas, para cada nível de adição de fibras, diferenciavam-se apenas por um escalar. Dessa forma, foi possível a definição de uma única curva para todas as misturas estudadas, que correlaciona a resistência à compressão não confinada com a porosidade, o nível de cimentação e o teor de fibras, conforme mostra a Figura 4.68. A Figura 4.68 mostra que o aumento do teor de inclusão de fibras, para a mistura areno-siltosa cimentada estudada, provoca acréscimo linear no ganho resistência das amostras.

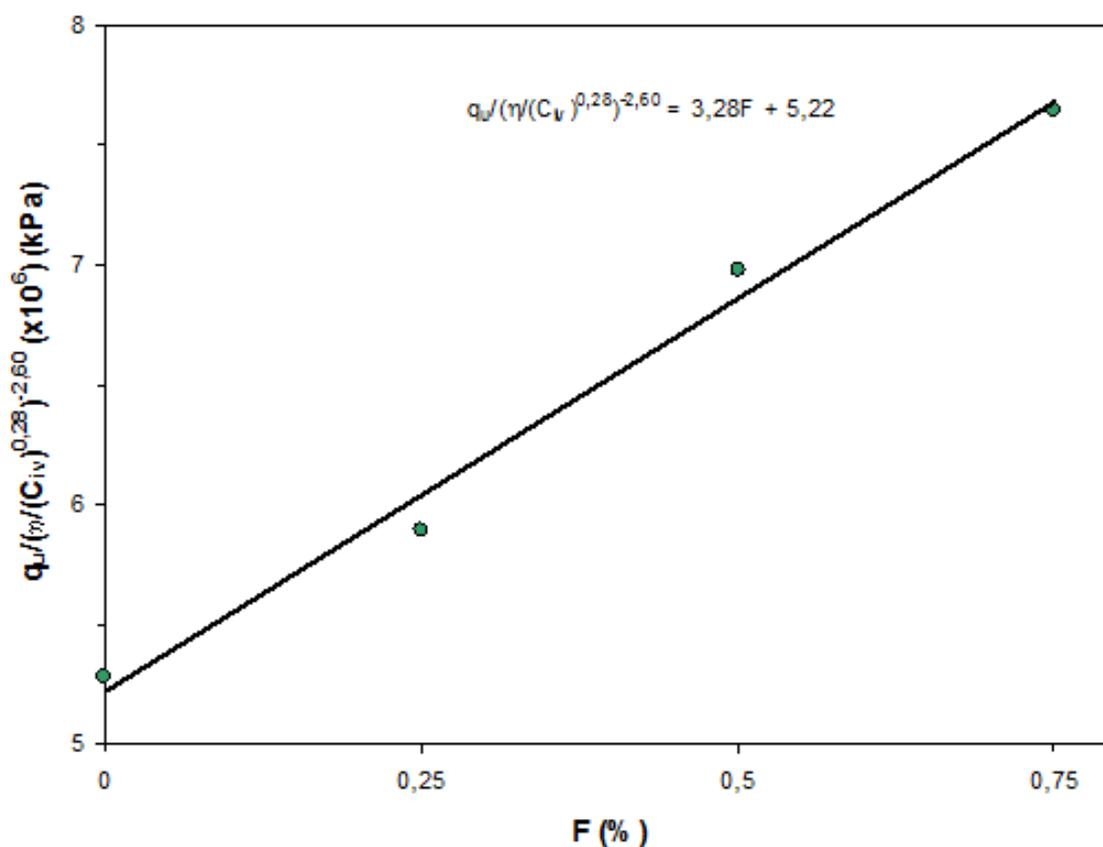


Figura 4.68: Correlação única entre a resistência à compressão não confinada e o nível de compactação, nível de cimentação e o teor de fibras de misturas areno-siltosas cimentadas.

4.5.3 Medida e Previsão da Rigidez

O emprego da metodologia de correlação da relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cimentação e a rigidez foi também investigado. Para tanto, medidas do módulo de rigidez cisalhante inicial, G_0 , foram realizadas em uma matriz de solo com diferentes níveis de cimentação.

O solo estudado nessa etapa da pesquisa, uma matriz areno-argilosa, com diâmetro médio dos grãos, D_{50} , de 0,12mm, e peso específico real dos grãos de 26,4kN/m³, foi cimentado com cal hidratada dolomítica, com peso específico real dos grãos de 24,9kN/m³. Os teores de cal, em relação à massa de solo seco, adicionados às misturas foram de 3%, 5%, 7%, 9% e 11%, definidos com base na experiência internacional sobre assunto (e.g., Mitchell 1981; Brown 1996; Puppala et al. 2005; Pedarla et al. 2010), tanto em trabalhos experimentais como em práticos.

Na Figura 4.69, são agrupados e mostrados tais resultados, bem como é ajustada uma curva de tendência que correlaciona os valores do módulo de rigidez cisalhante inicial, G_0 , com a relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cal, L_v , ajustado por um expoente, 0,12 no caso. A redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cal provocam aumento da rigidez inicial das misturas. O coeficiente de correlação elevado, próximos à unidade, da curva de tendência ajustada aos pontos experimentais mostra a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão.

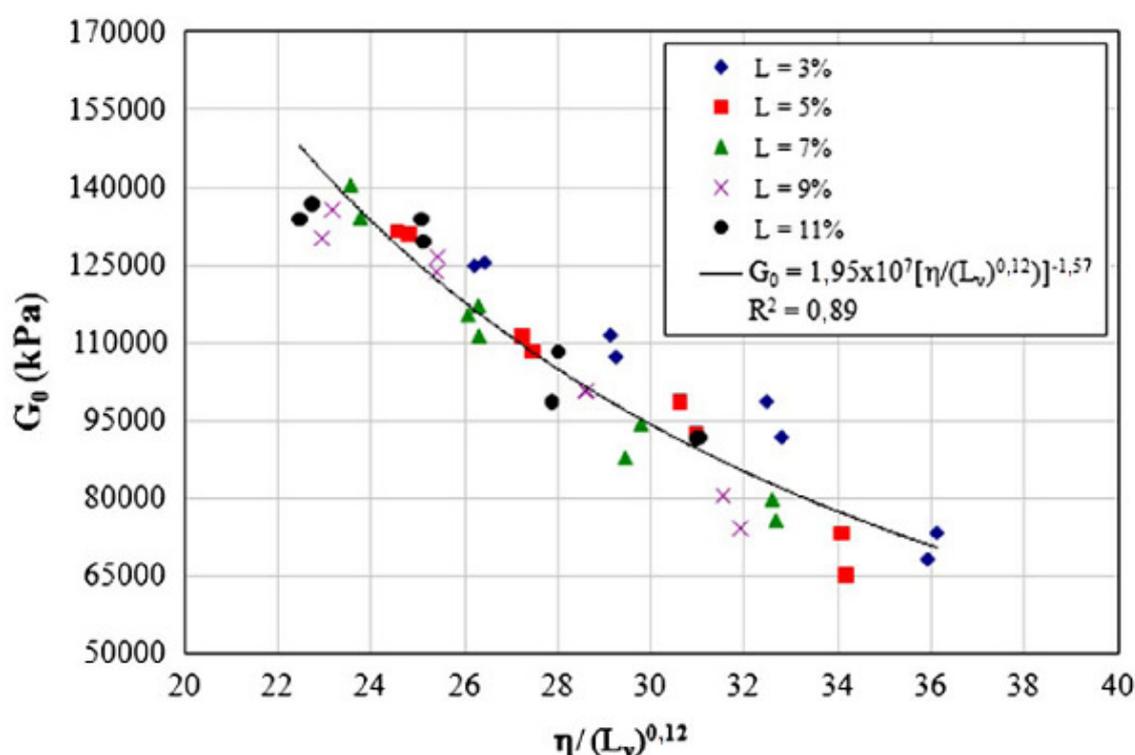


Figura 4.69: Variação do módulo de rigidez cisalhante inicial, G_0 , de com a relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cal ajustado de misturas de areno-argilosas cimentadas.

4.5.4 Considerações Sobre os Resultados Complementares

Este item apresentou uma série de resultados complementares correlatos ao tema da tese produzidos ao longo do desenvolvimento do trabalho principal.

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais drenados, com trajetórias de tensões convencionais, em uma matriz arenosa não reforçada e reforçada com fibras, algumas conclusões podem ser definidas.

As fibras conferem ao material aumento contínuo no ganho de resistência em relação à matriz não reforçada, inclusive a maiores deformações. O crescimento da taxa de ganho de resistência é maior com o aumento da tensão confinante, justificado pela mais efetiva interação solo-reforço em função das maiores tensões nos contatos entre as partículas de solo e as fibras.

Os parâmetros de resistência do material são melhorados com a inclusão de fibras e com o aumento da densidade relativa.

O comportamento dilatante do material reforçado, para diferentes níveis de compactação, é análogo ao do material sem reforço. A relação de tensões final é aumentada com a inclusão do reforço e com o aumento da densidade relativa.

A partir de resultados de ensaios de compressão axial e compressão diametral não confinados em uma matriz arenosa cimentada e uma matriz silto-arenosa cimentada não reforçada e reforçada com fibras, algumas conclusões podem ser feitas.

Para as diferentes matrizes estudadas, cimentadas por diferentes agentes cimentantes, reforçadas e não reforçadas com fibras, a inclusão de fibras, bem como a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento provocam aumento da resistência mecânica. Os coeficientes de correlação elevadíssimos, próximos à unidade, das curvas de tendência, com um expoente aplicado ao teor volumétrico de cimento, ajustadas aos pontos experimentais mostraram a eficiência e deram credibilidade à metodologia de previsão. A inclusão de fibras não alterou o valor de tal expoente e sugere sua relação com o tipo de solo e o tipo de agente cimentante.

Ainda, para algumas misturas, as curvas de correlação, diferenciadas apenas pelo escalar, possibilitaram a definição da razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão do material.

Foi possível a definição de uma única curva para as misturas reforçadas com fibras estudadas, que correlaciona a resistência à compressão não confinada com a porosidade, o nível de cimentação e o teor de fibras. A curva mostra que o aumento do teor de inclusão de fibras provoca acréscimo linear no ganho resistência das amostras.

A partir de medidas de rigidez com *bender elements* em um matriz silto-argilosa cimentada, semelhantes conclusões podem ser definidas.

A redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cal provocam aumento da rigidez inicial das misturas. O coeficiente de correlação elevado, próximos à unidade, da curva de tendência ajustada aos pontos experimentais mostra a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É salientada a originalidade do presente trabalho. O reforço de resíduo de mineração com fibras é inédito. Pela primeira vez, a investigação da influência da inclusão de fibras no processo de hidratação de compósitos cimentados foi investigada. Além disso, até então, a resposta cisalhante de compósitos fibrosos nunca havia sido estudada através de ensaios *simple shear*, capazes de impor condições de deformação plana com volume constante. Tampouco, o comportamento cisalhante cíclico, sob diferentes condições de carregamento, de compósitos fibrosos cimentados e não cimentados nunca antes havia sido extensivamente estudado.

A partir da análise dos resultados dos ensaios anteriormente realizada e como contribuição à ampliação do estado da arte, as conclusões, neste capítulo final, são apresentadas agrupadas seguidas de sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados de uma série de ensaios para **a medida da retração química do cimento em misturas de resíduo de mineração cimentadas com e sem fibras e em equivalentes pastas de cimento**, as seguintes conclusões podem ser definidas.

O fenômeno da retração química do cimento, nas misturas estudadas, apresenta tendência de atenuação logarítmica ao longo tempo.

Quanto menor o teor de cimento, equivalentemente, quanto maior a relação água/cimento, maior é a retração química.

A inclusão de fibras às misturas não afeta a retração química.

A partir da análise dos resultados de uma série de **ensaios de hidratação com medidas de rigidez inicial, G_0 , em misturas de resíduo de mineração cimentadas com e sem fibras**, algumas conclusões podem ser definidas.

A evolução da rigidez inicial, G_0 , das misturas de resíduo de mineração cimentadas não reforçadas e reforçadas com fibras com o tempo segue tendência logarítmica.

O aumento do teor de cimento aumenta os valores de rigidez das misturas.

A rigidez inicial das misturas reforçadas é muito semelhante à das misturas não reforçadas. A inclusão de fibras a misturas de resíduo de mineração cimentadas não afeta a evolução dos valores de rigidez inicial, G_0 .

A pressão efetiva das misturas cimentadas, semelhantemente aos valores de rigidez inicial, aumenta ao longo do tempo e tende a um patamar.

Quanto maior o teor de cimento maior o aumento da tensão efetiva.

O desenvolvimento da tensão efetiva das misturas reforçadas é muito semelhante ao das misturas não reforçadas. A adição de fibras às misturas não afeta a evolução dos valores de tensão efetiva.

A metodologia de correlação dos valores de G_0 com a relação vazios/cimento, expressa através da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustada por um expoente, e com o tempo mostra-se adequada.

Existe uma única equação que correlaciona a rigidez das misturas cimentadas não reforçadas e reforçadas com fibras com a razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento, ajustada por um expoente, e o tempo.

A inclusão de fibras não afeta a rigidez inicial das misturas de resíduo de mineração cimentadas.

Com base nos resultados da extensa série de **ensaios *Simple Shear*** monotônicos e cíclicos realizada, algumas considerações podem ser feitas.

Sob condições monotônicas:

O material não cimentado e não reforçado apresenta pico muito pouco pronunciado de resistência. A inclusão do reforço com fibras modifica comportamento do material. O resíduo de mineração não cimentado reforçado com fibras não apresenta pico de resistência. A tensão cisalhante aumenta continuamente desde o início do ensaio até deformações cisalhantes elevadas.

A adição de cimento aumenta a resistência do resíduo de mineração. A matriz cimentada não reforçada com fibras apresenta pico de tensão cisalhante.

A incorporação de fibras ao resíduo de mineração cimentado confere ao material um comportamento de endurecimento bastante pronunciado.

Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada nas amostras não cimentadas:

A resistência cisalhante dos materiais não cimentados reduz drasticamente nos primeiros ciclos de esforços, acompanhada de súbito aumento da poro-pressão e rápido decréscimo da tensão vertical efetiva. A tensão cisalhante é maior nas amostras ensaiadas com a maior tensão vertical efetiva inicial.

A análise cautelosa, através da comparação dos resultados das misturas reforçadas e das misturas não reforçadas, mostra a reprodutibilidade e a eficiência da técnica de produção das amostras. Os resultados dos ensaios executados nas diferentes matrizes, para as mesmas tensões verticais efetivas iniciais, são muito próximos, praticamente coincidentes. Tais resultados muito próximos para as misturas com e sem fibras são bastante plausíveis, tendo em vista o elevado índice de vazios das misturas e o relativo pequeno nível de deformação dos ciclos.

Sob condições cíclicas de deformação cisalhante controlada nas amostras cimentadas:

O aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento da resistência ao cisalhamento. Em relação aos materiais não cimentados, para o mesmo nível de deformações, a tensão cisalhante das matrizes cimentadas é consideravelmente superior e o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são mais graduais.

O aumento dos níveis de deformações aumenta os valores das tensões cisalhantes alcançadas nos primeiros ciclos de esforços, em detrimento à redução dos níveis de tensão de cisalhamento para os últimos ciclos. Os compósitos desenvolvem maior resistência ao se deformarem mais e, quanto maior o nível de deformações, maior o dano à estrutura da matriz cimentada. Ao longo de sucessivos ciclos de esforços, a resistência ao cisalhamento diminui

gradualmente e, para os últimos ciclos, é maior para os menores níveis de deformações. Para os últimos ciclos, os valores das tensões cisalhantes das amostras cimentadas com fibras, para os diferentes níveis de deformação, são mais próximos e maiores em comparação às amostras não reforçadas com fibras. A desestruturação da matriz cimentada é compensada pela existência das fibras, que absorvem e redistribuem os esforços.

Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada nas amostras não cimentadas:

Mantida a relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, a capacidade dos materiais não cimentados de suportar ciclos de esforços é também reduzida com o aumento da tensão vertical efetiva inicial.

Em comparação ao material não reforçado, a inclusão de fibras ao resíduo de mineração proporcionou o aumento da capacidade do compósito de resistir aos ciclos de esforços.

Sob condições cíclicas de tensão cisalhante controlada nas amostras cimentadas:

Mantida a relação entre a tensão cíclica máxima e a tensão vertical efetiva inicial, o aumento da tensão vertical efetiva inicial provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante.

Com o aumento dos níveis de tensões cisalhantes impostos, o aumento do incremento de poro-pressão e a redução da tensão vertical efetiva são menos graduais e de maior magnitude e maiores são os níveis de deformação alcançados.

A inclusão de fibras provoca o aumento dos níveis de deformação cisalhante e a redução do número de ciclos até o início da tendência de deformação exponencial mais pronunciada.

A partir das envoltórias de resistência e das trajetórias de tensões:

A presença de fibras no resíduo não cimentado provocou o aumento do ângulo de atrito interno de $27,1^\circ$ para $37,0^\circ$. No caso das matrizes cimentadas, a adição de fibras reduziu o ângulo de atrito interno de $49,1^\circ$ para $45,3^\circ$.

Ocorreu a concordância das mesmas envoltórias de resistência tanto às trajetórias de tensões dos ensaios monotonônicos quanto às trajetórias dos ensaios cíclicos sob diferentes condições de carregamento. Assim, os parâmetros de resistência dos materiais analisados sob diferentes condições de carregamento, tanto monotônicas como cíclicas, são os mesmos.

A partir dos **resultados complementares correlatos ao tema da tese** produzidos ao longo do desenvolvimento do trabalho principal, algumas conclusões podem ser definidas.

A partir dos ensaios triaxiais drenados, com trajetórias de tensões convencionais, em uma matriz arenosa não reforçada e reforçada com fibras:

As fibras conferem ao material aumento contínuo no ganho de resistência em relação à matriz não reforçada, inclusive a maiores deformações. O crescimento da taxa de ganho de resistência é maior com o aumento da tensão confinante, justificado pela mais efetiva interação solo-reforço em função das maiores tensões nos contatos entre as partículas de solo e as fibras.

Os parâmetros de resistência do material são melhorados com a inclusão de fibras e com o aumento da densidade relativa.

O comportamento dilatante do material reforçado, para diferentes níveis de compactação, é análogo ao do material sem reforço. A relação de tensões final é aumentada com a inclusão do reforço e com o aumento da densidade relativa.

A partir de resultados de ensaios de compressão axial e compressão diametral não confinados em uma matriz arenosa cimentada e uma matriz silto-arenosa cimentada não reforçada e reforçada com fibras:

Para as diferentes matrizes estudadas, cimentadas por diferentes agentes cimentantes, reforçadas e não reforçadas com fibras, a inclusão de fibras, bem como a redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cimento provocam aumento da resistência mecânica. Os coeficientes de correlação elevadíssimos, próximos à unidade, das curvas de tendência, com um expoente aplicado ao teor volumétrico de cimento, ajustadas aos pontos experimentais mostraram a eficiência e deram credibilidade à metodologia de previsão. A inclusão de fibras não alterou o valor de tal expoente e sugere sua relação com o tipo de solo e o tipo de agente cimentante.

Ainda, para algumas misturas, as curvas de correlação, diferenciadas apenas pelo escalar, possibilitaram a definição da razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão do material.

Foi possível a definição de uma única curva para as misturas reforçadas com fibras estudadas, que correlaciona a resistência à compressão não confinada com a porosidade, o nível de cimentação e o teor de fibras. A curva mostra que o aumento do teor de inclusão de fibras provoca acréscimo linear no ganho resistência das amostras.

A partir de medidas de rigidez com *bender elements* em um matriz silto-argilosa cimentada, semelhantes conclusões podem ser definidas.

A redução da porosidade e o aumento do teor volumétrico de cal provocam aumento da rigidez inicial das misturas. O coeficiente de correlação elevado, próximos à unidade, da curva de tendência ajustada aos pontos experimentais mostra a eficiência e dão credibilidade à metodologia de previsão.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões, para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o reforço de solos com fibras em futuros trabalhos, são citadas:

- Ampliação do programa experimental, com ampliação da variação dos níveis de cimentação empregados, com diferentes condições de carregamento e diferentes frequências dos ciclos. Além disso, estudo de diferentes matrizes de solo e de diferentes agentes cimentantes.
- Desenvolvimento de modelos constitutivos para análise numérica, através de programas embasados no método dos elementos finitos, que reproduzam o comportamento de solos reforçados com fibras sob condições cíclicas de esforços.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBISS, C. P. **Shear wave measurements of the elasticity of the ground**. *Géotechnique*. v.31, n. 1, p. 721-726, 1981.

AIREY, D. **Clays in circular simple shear apparatus**. PhD Thesis, University of Cambridge, Cambridge, United Kingdom, 1984.

AIREY, D. W., WOOD, D. M. **Pore pressures in simple shear**. *Géotechnique* 37, No 1, p. 25-35, 1986.

AL WAHAB, R. M., AL-QURNA, H. H. **Fiber Reinforced cohesive soils for application in compacted earth structures**. In: GEOSYNTHETICS'95 CONFERENCE. 1995, Nashville. Proceedings ... v.2, p. 433-466, 1995.

AL WAHAB, R. M., EL-KEDRAH, M. A. **Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay**. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. Proceedings... ASTM STP n. 46, ASTM, v.1, 2v, p. 791-805, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487**, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Chemical Shrinkage of Hydraulic Cement Paste: C 1608**, 2007.

ANDERSLAND, O.B., KATTAK, A.S. **Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT, 1979, Paris. Proceedings ... p.11-16, 1979.

ANDRESEN, A., BERRE, T., KLEVEN, A., LUNNE, T. **Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea**. *Marine Geotechnology*, 3, No. 3, 201–266, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica: NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de liquidez: NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade: **NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984-d, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos: **NBR 12004**. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos: **NBR 12051**. Rio de Janeiro, 1991-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: **NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estaca – Prova de carga estática: **MB 3472**. Rio de Janeiro, 1991-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de Solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica: **NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984-c, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Prova de carga direta sobre terreno de fundação: **NBR 6489**. Rio de Janeiro, 1984-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Compactação: **NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986-b, 10p. Origem: Projeto NBR 7182/84.

ATKINSON, J. H. **An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. London: McGraw-Hill, p. 337, 1993.

ATKINSON, J. H., BRANSBY, P. L. **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 375p., 1978.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G. **A state parameter for sands**. Géotechnique, London, v.35, n.2, p. 99-112, 1985.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G., HACHEY, J. **The critical state of sands**. Géotechnique, London, v.41, n.3, p. 365-381, 1991.

BELTZUNG, F., WITTMANN, F. H. **Dissolution of cement and early chemical shrinkage of cement paste**. In: Baroghel- Bouny V, Ar'rcin P, editors. Proceedings RILEM symposium on shrinkage of concrete (Shrinkage 2000). Paris: RILEM Publications. p. 91–7, 2000.

BENSTED, J. **Early hydration of Portland cement – Effect of water/cement ratio**. Cement and Concrete Research, 13 : 493-498. 1983.

BISHOP, A. W., HENCKEL, D. J. **The measurements of soil properties in triaxial test.** London: Edward Arnold, 2ed., 277p., 1962.

BJERRUM, L., LANDVA, A. **Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay.** Géotechnique 16, No. 1, p. 120 ,1966.

BRIGNOLI, E. G. M., GOTTI, M., STOKOE, K. H. I. **Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers.** Geotechnical Testing Journal, ASTM. Vol.19, N° 4, p. 384-397. 1996.

BROWN, R. W. **Practical foundation engineering handbook.** McGraw-Hill, New York, 1996.

BUDHU, M. **Simple shear deformation of sands.** PhD Thesis, University of Cambridge, UK, 1979.

BUDINSKI, K. G. **Engineering materials, properties and selection.** 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p., 1996.

BUENO, B. S., LIMA, D. C., TEIXEIRA, S. H. C., RIBEIRO N. J. **Soil fiber reinforcement: basic understanding.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 1996, San Diego. Anais... v.1, p. 878-884, 1996.

CASAGRANDE, A. **The determination of the preconsolidation load and its practical significance.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERINGS, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... London: v.3, p. 60, 1936.

CASAGRANDE, M. D. T, CONSOLI, N. **Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno.** Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p. 223-230, 2002.

CASAGRANDE, M. D. T, CONSOLI, N., THOMÉ, A., PRIETTO, P. D. M. **Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras.** Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p. 247-255, 2002.

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações.** Porto Alegre, 2005, 217p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M. D. T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais.** Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M. D. T., CONSOLI, N. C. **Comportamento a Grandes Deformações Cisalhantes de uma Areia Reforçada com Fibras.** In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba. Geosul' 2004. p. 293-300, 2004.

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

CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R., CONSOLI, N. C. **Closure to Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.12, p. 1635-1636, 2007.

CASAGRANDE, M. D. T., KNOP, A., CONSOLI, N. C., THOME, A. **Provas de Carga em Placa e Ring Shear em uma Areia Reforçada com Fibras de Polipropileno.** In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE V – 2004. São Paulo, v.2. p. 402-410, 2004.

COLE, E. R. L. **The behaviour of soils in the simple shear apparatus.** Ph.D. Thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK, 1967.

CONSOLI, N. C., BASSANI, M. A., FESTUGATO, L. **Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils.** Geotextiles and Geomembranes, v. 28, p. 344-351, 2010.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. **Behavior of a Fiber-Reinforced Sand Under Large Strains.** In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005-a.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. **Performance of fibre-reinforced sand at large shear strains.** Géotechnique, London, v.57, n.00, p. 1-6, 2007-a.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. **The Effect of Fiber-Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.131, 2005-b.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., HEINECK, K. S. **Large Strain Behavior of Polypropylene Fiber-Reinforced Sandy Soil.** In: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, USA. Soil America Rock 2003. v.2. p. 2201 – 2206, 2003-c.

CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., PRIETTO, P. D. M., THOMÉ, A. **Plate load test on fiber-reinforced soil.** Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Reston - Virginia - USA, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003-b.

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, 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, v. 133, p. 197-205, 2007.

CONSOLI, N. C., HEINECK, C. S., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R. **Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.11, p. 1466-1469, 2007-b.

CONSOLI, N. C., MONTARDO, J. P., PRIETTO, P. D. M., PASA, G. **Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.128, n.6, p. 462-472, 2002.

CONSOLI, N. C., MORAES R. R., FESTUGATO, L. **Split tensile strength of monofilament polypropylene fiber-reinforced cemented sandy soils.** Geosynthetics International, v. 18, p. 57-62, 2011-a.

CONSOLI, N. C., MOTARDO, J. P., DONATO, M., PRIETTO, P. D. M. **Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites.** Ground Improvement, ISSMGE, v.8 n.2, p. 77-90, 2004.

CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., ULBRICH, L. A. **Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.124, n.12, p. 1211-1214, 1998.

CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M., ULBRICH, L. A. **The behavior of a fiber-reinforced cemented soil.** Ground Improvement, ISSMGE, v.3 n.3, p. 21-30, 1999.

CONSOLI, N. C., ULBRICH, L. A., PRIETTO, P. D. M. **Engineering behavior of randomly distributed fiber-reinforced cement soil.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p. 481-486, 1997.

CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A., PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.1, p. 96-101, 2003-a.

CONSOLI, N. C., FESTUGATO, L., HEINECK, K. S. **Strain-hardening behaviour of fibre-reinforced sand in view of filament geometry.** Geosynthetics International, v. 16, p. 109-115, 2009-a.

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, p. 196-203, 2009-b.

CONSOLI, N.C., LOPES JUNIOR, L. S., PRIETTO, P. D. M., FESTUGATO, L., CRUZ, R. C. **Variables controlling stiffness and strength of lime-stabilized soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 137, p. 628-632, 2011-b.

COOP, M. R., LEE, I. K. **The behaviour of granular soils at elevated stresses.** In: C.P. WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM – PREDICTIVE SOIL MECHANICS, 1993. Proceedings... Thomas Telford, London, p. 186-198, 1993.

COOP, M. R. **The mechanics of uncemented carbonate sands.** Géotechnique, London, v.40, n.4, p. 607-626, 1990.

COOP, M. R., CUCCOVILLO, T. **The influence of geological origin on the behaviour of carbonate sands.** In.: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PROBLEMATIC SOILS, 1998, Yanagisawa, Japan. Proceedings... Ed. Moroto & Mitachi, A. A. Balkema, Rotterdam, p. 607-610, 1998.

CROCKFORD, W. W., GROGAN, W. P., CHILL, D. S. **Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene.** Transportation Research Record, Washington D.C., n.1418, p. 60-66, 1993.

CUCCOVILLO, T., COOP, M. R. **The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs.** Géotechnique, v.47, n.1, p. 167-171, 1997.

DIAMBRA, A., RUSSELL, A. R., IBRAIM, E., MUIR WOOD, D. **Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands.** Géotechnique, London, v.57, n.7, p. 623-628, 2007.

DONATO, M. **Comportamento Mecânico de Concreto Compactado com Rolo Reforçado com Fibras de Polipropileno.** Porto Alegre, 2003. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M. **Medidas Diretas de Tensão em Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno.** Porto Alegre, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

DONATO, M., CERATTI, J. A. P., CONSOLI, N. C. **Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo com adição de fibras de polipropileno.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, v.1, p. 251-260, 2002.

DONATO, M., FOPPA, D., CERATTI, J. A. P., CONSOLI, N. C. **Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.27, n.2, p. 161-179, 2004.

DYVIK, R., MADHSUS, C. **Lab measurements of Gmax using bender elements**. Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, Detroit, Michigan, p. 186-197, 1985.

DYVIK, R., MADSHUS, C. **Lab measurements of Gmax using bender elements**. Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, American Society of Civil Engineers, New York, 1985.

FATANI, M. N., BAUER, G. E., AL-JOULANI, N. **Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.14, n.1, p. 78-87, 1991.

FERREIRA, C. M. F. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal. 2003.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2000. 131p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

FOURIE, A., FAHEY, M., HELINSKI, M. **Using effective stress theory to characterize the behaviour of backfill**. CIM Bulletin, v. 100, n. 1103, 2007.

FOX, P. J. **Discussion of Behavior of a Fiber-Reinforced Bentonite at Large Shear Displacements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.133, n.12, p. 1634-1635, 2007.

FREITAG, D. R. **Soil randomly reinforced with fibers**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 823-826, 1986.

GEIKER, M. **Studies of Portland Cement Hydration: Measurements of Chemical Shrinkage and a Systematic Evaluation of Hydration Curves by Means of the Dispersion Model**. Ph.D. Thesis, Technical University of Denmark, Copenhagen, Denmark, 1983.

GRAY, D. H., AL-REFEAI, T. **Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.112, n.8, p. 804-820, 1986.

GRAY, D. H., MAHER, M. H. **Admixture stabilization of sands with random fibers**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION

ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro, Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p. 1363-1366, 1989.

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.

HANNANT, L. **Polymers and polymers composites**. In: J.M. ILLSTON. Construction materials: their nature and behavior. 2ed., London: J.M. Illston/E & FN Spon, p. 359-403, 1994.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests**. London: Prentech Press, 339 p., 1980-a.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London: Prentech Press, 402 p., 1980-b.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Vol 3, Effective Stress Tests**. London: Prentech Press, 495 p., 1980-c.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais**. Porto Alegre, 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. **Discussion to Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.54, n.1, p. 72-73, 2004.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C. **Influência da adição de fibras na resistência última de solos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 3v., v.1, p. 403-408, 2002.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A. V. D., FLORES, J. A. Comportamento de misturas de cinza de carvão-bentonita e areia-bentonita. Geotecnia. Lisboa - Portugal: v.99, p. 60-78, 2003-b.

HEINECK, K. S., CONSOLI, N. C., BICA, A., CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de Solos Micro-Reforçados a Pequeníssimas e Grandes Deformações Cisalhantes**. Solos e Rochas. São Paulo - SP, ABMS/ABGE, v.26, n.1, p. 3-17, 2003-a.

HEINECK, K. S., COOP, M. R., CONSOLI, N. C. **Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. New York, v.131, 2005.

HELINSKI, M. **Mechanics of Mine Backfill**. Perth, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – School of Civil and Resource Engineerin da The University of Western Australia.

HELINSKI, M., FOURIE, A. B., FAHEY, F. AND ISMAIL, M. **Assessment of the self-desiccation process in cemented mine backfills**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44(10), p. 1148-1156, 2007.

HIGGINS, R. A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 495p., 1994.

HILMER, K. Ground Improvement by soil replacement. In: **EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 8., 1983, Helsinki. Proceedings ... Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p. 37-43, 1983.

HOARE, D. J. Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibres. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL REINFORCEMENT**, 1979, Paris. Proceedings ... v.1, p. 47-52, 1979.

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

HOMEM, T. R. **Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras**. Porto Alegre, 2002. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

HOYOS, L. R., PUPPALA, A. J., CHAINUWAT, P. **Dynamic properties of chemically stabilized sulfate rich clay**. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, v. 130, n. 2, p. 153-162, 2004.

ILLSTON, J. M. **Construction materials, their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 518p., 1994.

JEFFERIES, M. G., BEEN, K. **Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics**. Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, v.24, n.3, p. 441-446, 1987.

JEWELL, R. A., WROTH, C. P. **Direct shear tests on reinforced sand**. Géotechnique, London, v.37, n.1, p. 53-68, 1987.

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

JOVICIC, V., COOP, M. R., SIMIC, M. **Objective criteria for determining Gmax from bender element tests**. Géotechnique, 46(2), p. 357-362, 1996.

KANIRAJ, S. R., HAVANAGI, V. G. **Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.7, p. 574-584, 2001.

KJELLMAN, W. **Testing the shear strength of clay in Sweden.** Géotechnique 2, No.3, p. 225–232, 1951.

LA ROCHELLE, P., LEROUÉIL, S., TRAK, B., BLAIS-LEROUX, L. TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests.** In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988.

LADD, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction.** Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.1, n.1, p. 16-23, 1978.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, SI version. New York, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, 553p., 1979.

LEMOS, L. J. L., VAUGHAN, P. R. **Clay-interface shear resistance.** Géotechnique, London, v.50, n.1, p. 55-64, 2000.

LI, L., MITCHELL, R. **Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands.** Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.25, n.2, p. 389-395, 1988.

LIMA, D. C., BUENO, B. S., THOMASI, L. **The mechanical response of soil-lime mixtures reinforced with short synthetic fiber.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., 1996, San Diego. Proceedings... v.1, p. 868-877, 1996.

MAHER, M. H., GRAY, D. H. **Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.11, p. 1661-1677, 1990.

MAHER, M. H., HO, Y. C. **Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads.** Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.16, n.3, p.330-338, 1993.

MAHER, M. H., HO, Y. C. **Mechanical properties of Kaolinite/fiber soil composite.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.120, n.8, p. 1381-1393, 1994.

MAO, X., FAHEY, M. **Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear.** Géotechnique, 53,(8), p. 715–727, 2003.

MCGOWN, A., ANDRAWES, K. Z., AL-HASANI, M.M. **Effect of inclusion properties on the behavior of sand.** Géotechnique, London, v.28, n.3, p. 327-346, 1978.

MCGOWN, A., ANDRAWES, K. Z., HYTIRIS, N., MERCER, F. B. **Soil strengthening using randomly distributed mesh elements.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., São Francisco, Proceedings... v.3, p. 1735-1738, 1988.

MELLIOS, G. A. **Provas de carga em solos porosos**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. Anais ... São Paulo: ABMS/ABEF, v.2, p. 73-102, 1985.

MICHALOWSKI, R. L., CERMÁK, J. **Triaxial compression of sand reinforced with fibers**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.2, p. 125-136, 2003.

MINKOV, M., EVSTATIEV, D., KARACHOROV, P. **Stress and deformations in stabilized loess**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 3v, v.2, p. 193-197, 1981.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**, 2^aed., Wiley, New York, 1993.

MITCHELL, J. K., KATTI, R. K. **Soil improvement**. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm., Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, v.4, p. 261-317, 1981.

MONTARDO, J. P. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre, 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

MONTARDO, J. P., CONSOLI, N. C., PRIETTO, P. D. M. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3, p. 191-209, 2002.

MOREL, J. C., GOURC, J. P. **Mechanical behaviour of sand reinforced with mesh elements**. Geosynthetics International, Minnesota, v.4, n. 5, p. 481-508, 1997.

MURRAY, J. J., FROST, J. D., WANG, Y. **Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions**. In: PROC. OF THE 79TH ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington. 29p., 2000.

NATARAJ, M. S., ADDULA, H. R., MCMANIS, K. L. **Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY, 3., San Diego, 1996. Proceedings... Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc, v.1, p. 826-835, 1996.

OMINE, K., OCHIAI, H., YASUFUKU, N., KATO, T. **Effect of plastic wastes in improving cemented-treated soils**. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY. Proceedings... Rotterdam, Balkema, p. 875-880, 1996.

PALMEIRA, E. M. **Evolução dos geossintéticos no Brasil.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. Geossintéticos 95... Palestras especiais, p. 5-15, 1995.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos.** In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. Geossintéticos 92... Brasília, p. 1-20, 1992.

PARROTT, L. J., GEIKER, M., GUTTERIDGE, W. A., KILLOH, D. **Monitoring Portland Cement Hydration: Comparison of Methods.** Cement and Concrete Research, Vol. 20, p. 919-926, 1990.

PEDARLA, A., CHITTOORI, S., PUPPALA, A. J., HOYOS, L. R., SARIDE, S. **Influence of lime dosage on stabilization effectiveness of montmorillonite dominant clays.** Proc., GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling, and Design (GSP 199—ASCE), p. 767–776. 2010.

POULOS, S. J. **The steady state of deformation.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.17, GT5, p. 553-562, 1981.

PUPPALA, A. J., INTHARASOMBAT, N., VEMPATI, R. K. **Experimental studies on ettringite-induced heaving in soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 131, n. 3, p. 325-337, 2005.

RANDOLPH, M. F., WROTH, C. P. **Application of the failure state in undrained simple shear shaft capacity of driven piles.** Géotechnique 31, No. 1, p. 143–157, 1981.

RANJAN, G. R., CHARAN, H. D. **Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.122, n.6, p. 419-426, 1996.

ROSCOE, K. H. **An apparatus for the application of simple shear to soil samples.** Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, Vol. 1, p. 186–191, 1953.

SANTONI, R. L., TINGLE, J. S., WEBSTER, S. L. **Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.3, p. 258-268, 2001.

SANTOS, A. P. S. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição de tensão lateral.** Porto Alegre, 2004. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SCHOFIELD, A.W., WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics.** London, McGraw-Hill, 1968.

SHEWBRIDGE, E., SITAR, N. **Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.115, n.8, p. 1134-1147, 1989.

SHEWBRIDGE, E., SITAR, N. **Deformation-based model for reinforced sand**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.7, p. 1153-1170, 1990.

SHIRLEY, D. J., HAMPTON, L. D. **Shear-wave measurements in laboratory sediments**. J. Acoust. Soc. Am., 63(2), p. 607-613, 1978.

SILVA, M. A., BUENO, B. S., LIMA, D. C. **Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995. Geossintéticos 95... p. 327-335, 1995.

SKEMPTON, A. W. **The pore-pressure coefficients A and B**. Géotechnique, London, v.4, p. 143-147, 1954.

SPECHT, L. P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação**. Porto Alegre, 2000. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SPECHT, L. P., HEINECK, K. S., CERATTI, J. A. P., CONSOLI, N. C. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos**. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.1, p. 15-34, 2002.

SPINELLI, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

STAUFFER, S. D., HOLTZ, R. D. **Stress-strain and strength behavior of staple fiber and continuous filament-reinforced sand**. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1474, p. 82-95, 1996.

STROUD, M. A. **The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus**. Ph. D. Thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK, 1971.

TAYLOR, G. D. **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.

TEODORO, J. M. **Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas**. São Paulo, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP.

TEODORO, J. M., BUENO, B. S. **Estudo do comportamento dos solos reforçados com fibras plásticas de polipropileno**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. Anais... v.2., p. 1093-1100, 1998.

- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 722p., 1943.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2.ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.
- ULBRICH, L. A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre, 1997. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VAN IMPE, W. F. V. **Soil improvement techniques and their evolution**. Rotterdam, A. A. Balkema, 125p., 1989.
- VENDRUSCOLO M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. Porto Alegre, 1996. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VENDRUSCOLO, M. A. **Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2003. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VESIC, A. S., CLOUGH, E. W. **Behaviour of granular materials under high stresses**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, New York, ASCE, 94(SM3), p. 661-688, 1968.
- VIDAL, H. **The principle of reinforced earth**. Highway Research Record. Washington, D.C., NCR-HRB, n.282, p. 1-16, 1969.
- VILLET, W. C. B., SITAR, N., JOHNSON, K. A. **Simple shear tests on highly overconsolidated offshore silts**. Proceedings of the Offshore Technology Conference, 6 – 9 May, Houston, USA, Paper No OTC 4918, p. 207-218, 1985.
- YAMAMURO, J. A., BOPP, P. A., LADE, P. V. **One-dimensional compression of sands at high pressure**. Journal of Geotechnical Engineering. New York, v.122, n.2, p. 147-154, 1996.
- YOUNG, R. A. **The Rietveld Method**. Oxford University Press, 1993.
- ZORNBERG, J. G. **Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**. Géotechnique, London, v.52, n.8, p. 593-604, 2002.