

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**COMPORTAMENTO DE MISTURAS SOLO-CIMENTO-FIBRA  
SOB COMPRESSÃO CONFINADA COM MEDIÇÃO DE TENSÃO  
LATERAL**

**Ana Paula Silva dos Santos**

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre

Setembro 2004

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

---

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Orientador

---

Prof<sup>a</sup>. Karla Salvagni Heineck  
Orientadora

---

Prof. Américo Campos Filho  
Coordenador do PPGEC

#### **BANCA EXAMINADORA**

Prof<sup>a</sup>. Anna Laura Lopes da Silva Nunes  
Titulação: PhD Université du Montreal – Canadá

Prof. Antônio Thomé  
Titulação: Doutor em Engenharia Civil pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Ignacio Iturrioz  
Doutor em Engenharia Civil pelo PPGEC/UFRGS

*Aos meus pais  
Paulo e Lana*

## AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas contribuíram para que este trabalho pudesse ser realizado tão rapidamente. Agradeço imensamente a todas estas pessoas.

Em especial agradeço aos meus orientadores, Nilo e Karla, pela confiança que depositaram em mim, pela atenção, dedicação e empenho com que me orientaram, pela amizade e por todos os ensinamentos que me passaram.

Aos professores da área de Geotecnia, do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos ensinamentos e pela boa vontade em esclarecer toda e qualquer dúvida.

A professora Anna Laura pelas tantas conversas amigas que me ajudaram muito, alguém com quem sempre posso contar. Anninha, muito obrigada!

Agradeço também ao professor Ruy Menezes, um segundo pai, por ter me apresentado à iniciação científica, pelas orientações e por sempre ter acreditado em mim e apoiado as minhas decisões.

Ao João Diniz, um laboratorista espetacular, sempre pronto para ajudar em qualquer situação com interesse e boa vontade, agradeço pelo auxílio incansável e sempre de boa vontade na resolução de todos os “pepinos” que apareceram durante a construção do equipamento.

Ao Ivan, do LAPAV, pela amizade e ajuda que está sempre disposto a prestar.

Ao Jair, quem me ensinou o que sei sobre laboratório, por sempre me ajudar quando precisei.

À Raquel e à Bernadete, pelo carinho com que sempre me receberam e pelas conversas animadas durante o “cafezinho”.

À Elódia, Carmem e Liliane pela ajuda na solução dos problemas burocráticos.

Aos meus colegas e amigos de Pós-graduação, Aline, Viviane, Diego, Felipe, Fábio, Alberto, pela solidariedade nas horas difíceis de estudos para as disciplinas, Caberlon, Alexandre, Daniel pelo auxílio e “galhos quebrados”.

Aos meus queridos bolsistas, Lucas e Graciela, pela grande ajuda na realização dos ensaios e pela atenção e responsabilidade que demonstraram ter com a execução dos mesmos.

De forma muito especial agradeço ao amigo e mestre Fernando Mántaras, a quem devo todos os conhecimentos computacionais e elétricos que precisei adquirir para a realização deste trabalho, pela dedicação e empenho. Com certeza, sem a sua ajuda essa dissertação não estaria sendo concluída neste espaço de tempo. Não tenho palavras para agradecer tamanha contribuição. Agradeço também ao Diego Nacci, que deu pequenas grandes contribuições para a realização deste projeto, por estar sempre disposto a ajudar.

Agradeço ao CNPq pelo apoio financeiro, sem o qual eu não teria concretizado este projeto.

Ao João, meu maninho de coração, à Carol, minha amiga do coração, à Aline, minha prima amada e ao amigão Diego Foppa, agradeço pela amizade, incentivo e apoio incansáveis e pela compreensão da minha total falta de tempo nos últimos meses. Agradeço também a um amigo distante mas a quem devo muito, Pedro.

Ao meu namorado, agradeço pela compreensão, pelo carinho e pela paciência.

Agradecimento mais que especial tenho a dar aos meus pais, pelo amor, carinho, compreensão, confiança e por sempre terem me incentivado e apoiado em todas as decisões que tomei na vida. Essa conquista é dedicada a vocês. Obrigado mano e mana por torcerem por mim. Amo muito vocês.

Obrigada também aos meus amados tios, Alcir e Ieda, meus segundos pais, com quem sempre posso contar em qualquer situação. Sem nenhuma sombra de dúvidas esta conquista tem muito de vocês.

Aos meus avós, José e Maria, que sempre foram exemplos de força, coragem, determinação e carinho, aos meus avós, Marino e Doralina, que infelizmente não estão mais aqui, mas tenho certeza que me auxiliaram de onde estão e a todos os familiares que mesmo de longe, tenho certeza que torceram muito por mim.

Por fim, agradeço à Deus pela oportunidade de estar aqui, compartilhando a vida, ensinamentos e aprendendo...

Ana Paula Silva dos Santos

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>viii</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>xiv</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>xv</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xvi</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xvii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>p.01</b>
1.1 Problema de Pesquisa.....	p.01
1.2. Objetivos .....	p.03
1.3. Organização da Dissertação.....	p.04
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>p.05</b>
2.1 Considerações Gerais.....	p.05
2.2 Solos Estruturados.....	p.06
<b>2.2.1. Solos Cimentados.....</b>	<b>p.07</b>
2.2.1.1.Solos Cimentados Artificialmente.....	p.08
2.3 Comportamento Mecânico dos Solos Cimentados.....	p 08
<b>2.3.1 Aspectos Gerais.....</b>	<b>p 08</b>
<b>2.3.2 Compressão Confinada – Tensão Lateral – Ko.....</b>	<b>p 10</b>
<b>2.3.3 Cura sob Tensão.....</b>	<b>p 15</b>
2.4 Solos Reforçados.....	p 19
<b>2.4.1 Reforço com Fibras.....</b>	<b>p 20</b>
2.4.1.1 Tipos de fibras empregadas como reforço.....	p 22
<b>2.4.2 Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras.....</b>	<b>p 26</b>
2.4.2.1 Fatores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com fibras.....	p 26
2.4.2.2 Mudanças no comportamento dos solos reforçados com fibras.....	p 29
2.5 Equipamentos para Medição de Tensão Lateral.....	p 37
<b>2.5.1 Equipamentos com Medição de Tensão Lateral em Compressão Confinada.....</b>	<b>p 37</b>
<b>3. MATERIAIS E METODOLOGIA.....</b>	<b>p 40</b>
3.1. Materiais Utilizados.....	p 40
<b>3.1.1. Areia.....</b>	<b>p 40</b>
<b>3.1.2. Fibras.....</b>	<b>p 41</b>
<b>3.1.3. Cimento.....</b>	<b>p 42</b>

3.2. Preparação dos Corpos de Prova.....	p 43
3.3. Projeto e Construção do Equipamento de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral.....	p 43
<b>3.3.1 Projeto do Sistema de Medição da Tensão Lateral.....</b>	<b>p 45</b>
<b>3.3.2 Construção da Célula de Medição de Tensões Laterais.....</b>	<b>p 50</b>
<b>3.3.3 Calibrações.....</b>	<b>p 54</b>
3.4. Ensaios de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral.....	p 58
<b>3.4.1 Ensaios com Cura sob Tensão.....</b>	<b>p 59</b>
<b>4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>p 61</b>
4.1. Ensaios de Validação do Equipamento.....	p 61
4.2. Ensaios de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral.....	p 67
<b>4.2.1 Influência da Inclusão de Fibras e do Comprimento das Fibras.....</b>	<b>p 67</b>
4.2.1.1 Trajetória de Tensões (p x q).....	p 67
4.2.1.2 Tensão Lateral.....	p 68
4.2.1.3 Curvas Tensão – Deformação.....	p 69
4.2.1.4 Valores de Ko.....	p 70
<b>4.2.2 Influência da Adição de Cimento e do Teor de Cimento.....</b>	<b>p 72</b>
4.2.2.1 Trajetória de Tensões (p x q).....	p 72
4.2.2.2 Tensão Lateral.....	p 73
4.2.2.3 Curvas Tensão – Deformação.....	p 75
4.2.2.4 Valores de Ko.....	p 76
<b>4.2.3 Influência da Tensão e Índice de Vazios de Cura.....</b>	<b>p 78</b>
4.2.3.1 Trajetória de Tensões (p x q).....	p 78
4.2.3.2 Tensão Lateral.....	p 79
4.2.3.3 Curvas Tensão – Deformação.....	p 80
4.2.3.4 Valores de Ko.....	p 82
<b>5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>p 84</b>
5.1. Conclusões.....	p 84
5.2. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	p 86
<b>6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>p 87</b>
<b>ANEXO A - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA COM MEDIÇÃO DE TENSÃO LATERAL NA ÍNTEGRA</b>	<b>p 100</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1:	Relações entre $K_0$ e tensão vertical para densidade relativa $ID = 50\%$ (Zhu et al., 1995).....	p.11
Figura 2.2:	Efeito da densidade relativa ( $ID$ ) para teor de cimento $CC = 2,0\%$ (Zhu et al., 1995).....	p.12
Figura 2.3:	Efeito do tempo de cura para a areia Ottawa N° 3, $ID = 50\%$ , $CC = 2,0\%$ (Zhu et al., 1995).....	p.13
Figura 2.4:	Variação da tensão lateral residual com o teor de cimento $CC$ e a tensão de pré-consolidação $PC$ para a areia Ottawa N° 3, $ID = 50\%$ (Zhu et al., 1995).....	p.14
Figura 2.5:	Relação entre $K_0$ e $OCR$ para areia Ottawa N° 3 ( $ID = 50\%$ ) para os teores de cimento $CC = 0$ e $2,0\%$ e para as tensões de pré-consolidação $PC = 200, 400, 800$ e $1200$ kPa (Zhu et al., 1995).....	p.15
Figura 2.6:	Efeito da tensão de pré-consolidação ( $PC$ ) na relação entre $K_0$ e $CC$ para areia Ottawa N° 3, $ID = 50\%$ (Zhu et al., 1995).....	p.15
Figura 2.7:	Tensão lateral em areias cimentadas (Zhu et al., 1995).....	p.16
Figura 2.8:	Efeito da tensão de pré-consolidação ( $PC$ ) na tensão lateral (Zhu et al., 1995).....	p.17
Figura 2.9:	Efeito do teor de cimento ( $CC$ ) na relação entre $K_0$ e $OCR$ (Zhu et al., 1995) .....	p.17
Figura 2.10:	Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994) .....	p.22
Figura 2.11:	Seção do anel com medição de tensão lateral (Ofer, 1981).....	p.38
Figura 2.12:	Seção do anel com medição de tensão lateral (Zhu, 1993).....	p.38

### CAPÍTULO 3

Figura 3.1:	Curva granulométrica da areia de Osório.....	p.41
Figura 3.2:	Equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral.....	p.45
Figura 3.3:	Malha do modelo proposto para simulação do ensaio.....	p.47
Figura 3.4:	Parâmetros do Aço Inox V630.....	p.47
Figura 3.5:	Modelo proposto para simulação do ensaio.....	p.48
Figura 3.6:	Dimensões do anel de paredes fina (mm).....	p.48



Figura 3.7:	Fluxograma do processo utilizado para o projeto e construção do equipamento.....	p.49
Figura 3.8:	Deformações radiais do anel para tensão de 3000 kPa obtidas da simulação numérica.....	p.50
Figura 3.9:	Malha deformada para tensão de 3000 kPa.....	p.51
Figura 3.10	Modelo para medição das deformações radiais do anel (Ponte de Wheatstone).....	p.51
Figura 3.11	Ilustração do anel modificado para medição de tensão lateral com o esquema de extensômetros elétricos montado.....	p.52
Figura 3.12	Circuito de amplificação da célula de medição de tensão lateral.....	p.54
Figura 3.13	Curva de calibração da célula de medição de tensão lateral.....	p.55
Figura 3.14	Modelo proposto para simulação da(a) calibração e (b) ensaio.....	p.56
Figura 3.15	Comparação dos dados obtidos na calibração com os previstos pelo ANSYS.....	p.57
Figura 3.16	Comparação dos dados obtidos pelo ANSYS na situação de calibração e de ensaio.....	p.57
Figura 3.17	Variação dos deslocamentos com o tempo para os carregamentos de 500 e 2000 kPa.....	p.59

## **CAPÍTULO 4**

Figura 4.1:	Trajetória de tensões durante compressão confinada cíclica (Lambe e Whitman, 1979).....	p.62
Figura 4.2:	Tensão Lateral durante compressão confinada da areia de Minnesota, $e_o=0,62$ , $D_r = 0,34$ (Lambe e Whitman, 1979).....	p.62
Figura 4.3	Curva $p \times q$ para a areia seca nas densidades relativas de 30% e 77%.....	p.63
Figura 4.4:	Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia seca nas densidades relativas de 30% e 77%.....	p.63
Figura 4.5:	Trajetória de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com $D_r = 50\%$ e teor de umidade de 10%.....	p.64
Figura 4.6:	Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia com $D_r = 50\%$ e teor de umidade de 10%.....	p.65
Figura 4.7:	Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia com $D_r = 50\%$ e teor de umidade de 10%.....	p.65

Figura 4.8:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia com $D_r = 50\%$ e teor de umidade de $10\%$ .....	p.66
Figura 4.9:	Trajетórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento.....	p.67
Figura 4.10:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento.....	p.68
Figura 4.11:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento.....	p.69
Figura 4.12:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento: (a) escala normal; (b) ampliação para $K_0$ entre 0 e 1.....	p.71
Figura 4.13:	Trajетórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento.....	p.72
Figura 4.14:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento.....	p.73
Figura 4.15:	Varição da Tensão Lateral Residual com o Teor de Cimento.....	p.74
Figura 4.16:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento.....	p.76
Figura 4.17:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento: (a) escala normal; (b) ampliação para $K_0$ entre 0 e 1.....	p.77
Figura 4.18:	Trajетórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.78
Figura 4.19:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.79
Figura 4.20:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.81
Figura 4.21:	Comportamento Tensão - Deformação com a remoção das deformações devidas ao pré-tensionamento para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0 kPa, 500 kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.81

Figura 4.22: Variação de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa: (a) escala normal; (b) ampliação para $K_0$ entre 0 e 1.....	p.83
--	------

## ANEXO A

Figura A.1: Trajetória de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia ensaio 1.....	p.101
Figura A.2: Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia ensaio 1.....	p.101
Figura A.3 Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia ensaio 1.....	p.102
Figura A.4: Variação de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia ensaio 1.....	p.102
Figura A.5: Trajetória de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia ensaio 2.....	p.103
Figura A.6: Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia ensaio 2.....	p.103
Figura A.7: Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia ensaio 2.....	p.104
Figura A.8: Variação de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia ensaio 2.....	p.104
Figura A.9: Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento.....	p.105
Figura A.10: Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento.....	p.105
Figura A.11: Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento.....	p.106
Figura A.12: Variação de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 mm de comprimento.....	p.107
Figura A.13 Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento.....	p.108
Figura A.14: Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento.....	p.108
Figura A.15: Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento.....	p.109
Figura A.16: Variação de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12 mm de comprimento.....	p.110
Figura A.17: Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 1% de cimento.....	p.111
Figura A.18: Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 1% cimento.....	p.111

Figura A.19:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 1% de cimento.....	p.112
Figura A.20:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia com 1% de cimento.....	p.113
Figura A.21:	Trajatórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento.....	p.114
Figura A.22:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 3% cimento.....	p.114
Figura A.23:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 3% de cimento....	p.115
Figura A.24:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia com 3% de cimento...	p.116
Figura A.25:	Trajatórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 7% de cimento.....	p.117
Figura A.26:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 7% cimento.....	p.117
Figura A.27:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 7% de cimento....	p.118
Figura A.28:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia com 7% de cimento...	p.119
Figura A.29:	Trajatórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.120
Figura A.30:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.120
Figura A.31:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.121
Figura A.32:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa.....	p.122
Figura A.33:	Trajatórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento curada sob 500 kPa.....	p.123
Figura A.34:	Varição da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500 kPa....	p.123
Figura A.35:	Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500 kPa.....	p.124
Figura A.36:	Varição de $K_0$ com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500kPa.....	p.125

## LISTA DE TABELAS

### **CAPÍTULO 3**

Tabela 3.1: Índices físicos da areia de Osório.....	p.41
Tabela 3.2: Propriedades do cimento CP-V (ARI).....	p.42
Tabela 3.3: Sensibilidade dos Componentes.....	p.44

### **CAPÍTULO 4**

Tabela 4.1: Módulos de Compressão Confinada (D) a 1% de deformação para as amostras com 0, 1, 3 e 7% de cimento.....	p 75
Tabela 4.2: Módulos de Compressão Confinada (D) a 1% de deformação das Amostras.....	p 80

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $C_c$ : Coeficiente de curvatura
- $C_u$ : Coeficiente de uniformidade
- $d$ : Diâmetro da fibra
- $D$ : Módulo de compressão confinada
- $D_{10}$ : Diâmetro efetivo das partículas
- $D_{50}$ : Diâmetro médio das partículas
- $D_r$ : Densidade relativa
- $E$ : Módulo de elasticidade
- $e_{max}$ : Índice de vazios máximo
- $e_{min}$ : Índice de vazios mínimo
- $e_o$ : Índice de vazios inicial
- $F_a$ : Resistência de atrito mobilizada ao longo da fibra
- $F_t$ : Resistência à tração da fibra
- $K_o$ : Coeficiente de empuxo lateral no repouso
- $K_{SG}$ : Fator de resistência dos extensômetros elétricos
- $l$ : Comprimento da fibra
- OCR: Razão de pré-adensamento
- $p$ : Tensão média
- $q$ : Tensão desvio
- $R$ : Resistência elétrica
- TC: Tensões na cimentação
- $V_{alimentação}$ : Voltagem de alimentação
- $\Delta V_{saída}$ : Voltagem de saída
- $\varepsilon$ : Deformação
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson
- $\sigma$ : Tensão

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ASTM: American Society for Testing and Materials

NBR: Norma Brasileira

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

TEC: Teoria do Estado Crítico

## RESUMO

O coeficiente de empuxo lateral no repouso ( $K_0$ ), que representa a relação entre a tensão lateral ( $\sigma_h'$ ) e a tensão vertical ( $\sigma_v'$ ) efetivas em condições de deformação lateral nula ( $\sigma_h'/\sigma_v'$ ), tem sido de interesse dos engenheiros geotécnicos há muitos anos pelo seu importante papel na reconstrução da história de tensões dos depósitos de solos e por ele ser um parâmetro essencial no projeto e análise de muitos problemas geotécnicos.

Nesta dissertação desenvolve-se um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e avalia-se o comportamento, sobre a trajetória de tensões  $K_0$ , de um solo e de misturas de solo-fibra e solo-cimento, considerando a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos e de cimento em variadas quantidades ao solo estudado bem como o efeito da tensão de cura e índice de vazios de cura na trajetória de tensões  $K_0$ , na tensão lateral, nas deformações verticais e nos valores de  $K_0$ . O solo utilizado no estudo é uma areia fina de granulometria uniforme extraída de uma jazida localizada no município de Osório – RS. O trabalho de pesquisa realizado com esses solos tem seu enfoque dividido em duas partes principais: (1) projeto, construção, validação e calibração do equipamento; (2) ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral em amostras de solo-cimento-fibra com dois comprimentos de fibras (6mm e 12 mm), três teores de cimento (1%, 3% e 7%) e em três diferentes condições de cura (cura sob tensão vertical de 0 kPa, cura sob tensão vertical de 0 kPa com índice de vazios modificado pela aplicação anterior à cura de uma tensão vertical de 500 kPa e cura sob tensão vertical de 500 kPa). Os níveis de tensões aplicados neste trabalho chegam a 3000 kPa. Os resultados mostram que o equipamento de compressão confinada com medição de tensões laterais funciona satisfatoriamente, apresentando dados coerentes e confiáveis. A inclusão de fibras, bem como o aumento do comprimento das mesmas, diminui os valores de tensão lateral e de  $K_0$  em relação ao material sem reforço. A presença de cimento reduz a tensão lateral e gera uma tensão lateral residual, a qual aumenta com o teor de cimento. Da mesma forma, um acréscimo na rigidez ocorre com o aumento da quantidade de cimento. O efeito da cimentação diminui os valores de  $K_0$  e os tornam não mais constantes no carregamento. A alteração das condições de cura não causa mudanças significativas no que diz respeito às tensões, mas a rigidez inicial é aumentada com a mudança do índice de vazios e da tensão de cura dos materiais cimentados, sendo o acréscimo maior para a segunda.



## ABSTRACT

The coefficient of earth pressure at rest ( $K_0$ ), which represents the relationship between lateral effective stress ( $\sigma_h'$ ) and vertical effective stress ( $\sigma_v'$ ) at the condition of no lateral deformation, has been of great interest to geotechnical engineers from a long period due to its importance in establishing the stress history of soils, as well as due to its essentiality in the design and analysis of most geotechnical problems.

Confined compression equipment with lateral stress measurement was developed during this work, in order to study the behaviour of a soil and mixtures of soil –fiber and soil-cement under  $K_0$  conditions. The influence of fiber length, percentage of cement, curing stress and void ratio during curing on lateral stresses, vertical strains and  $K_0$  values was evaluated. The soil used was a uniform fine sand sampled from the region of Osorio – RS. The research was divided in two main stages: (1) design, construction, calibration and validation of the equipment; (2) confined compression tests with lateral stresses measurements in soil, soil-fiber and soil-cement samples with two different fiber lengths (6 mm and 12 mm), three cement contents (1%, 3% e 7%) and three different curing conditions (curing under 0 kPa of vertical stress, curing under 0 kPa of vertical stress with void ratio modified by the application of a vertical stress of 500 kPa and curing under a vertical stress of 500 kPa). The highest vertical stress used in this work was 3000 kPa. The results show that the confined compression equipment with lateral stress measurements has a satisfactory performance, presenting reliable and consistent data. The fiber inclusion, as well as the increase of fiber length decreases the lateral stress and  $K_0$ , when compared with the material with no reinforcement. The cement inclusion reduces the lateral stress and generates a residual lateral stress, which rises with cement content. The stiffness increases with the cement content. The cementation effect decreases  $K_0$  and turns it a non-constant value during loading. Curing conditions do not cause significant stress changes, but the initial stiffness is raised because of the changes in void ratio and curing stress of the cemented materials.

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Problema de Pesquisa

O coeficiente de empuxo lateral em condições de deformação lateral nula,  $K_0$ , tem sido de interesse dos engenheiros geotécnicos há muitos anos pelo seu papel na reconstrução da história geotécnica dos depósitos de solos e por ele ser um parâmetro essencial no projeto e análise de muitos problemas convencionais. O número de simulações que requer o conhecimento do  $K_0$  tem aumentado, especialmente durante as últimas décadas, como resultado do desenvolvimento de novos tipos de estruturas e situações onde há necessidade de um rigor e de um cuidado muito maiores nas suas análises. O coeficiente de empuxo ao repouso pode ser medido em laboratório tanto em células triaxiais como em anéis oedométricos modificados, sendo que a medida deste parâmetro em células triaxiais é bastante complicada.

Não existe, até o presente momento, nenhum estudo sobre o comportamento de novos materiais geotécnicos contendo fibras sob compressão confinada com medição de tensão lateral que venha a contribuir para a compreensão dos mecanismos envolvidos na resposta destes compósitos.

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 PPGEC/UFRGS (e.g.: Ulbrich, 1997; Consoli et al., 1997, 1998, 1999, 2002, 2003 a e b, 2004; Feuerharmel, Montardo, 1999; 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Montardo et al., 2001; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande e Consoli, 2002; Casagrande et al., 2002; Vendruscolo, 2003; Donato, 2003 e Donato et al., 2004). Apesar disto, a ênfase tem sido o estudo do comportamento mecânico de misturas de solo-fibra e de 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).

Outros materiais que ainda não foram tão extensivamente estudados são os estruturados, pois geralmente a sua resistência e deformabilidade fornecem uma adequada resposta às obras civis. No entanto, devido ao aumento de obras civis nesses materiais durante as últimas décadas, passou-se a procurar um modelo de comportamento adequado para tais solos de modo a não só evitar problemas geotécnicos pela utilização de um modelo não apropriado para obras de estabilização de taludes, fundações, escavações de túneis, etc., mas a fornecer soluções otimizadas e com maior grau de certeza em segurança.

Um solo estruturado pode ter sido formado a partir de um agente cimentante (solo estruturado cimentado), como em solos residuais, ou por outros fatores como forças interpartículas ou processos de tixotropia. Podendo, nos dois últimos casos, não estar cimentado.

A dificuldade de obtenção de amostras indeformadas que não sofram perturbação no processo de amostragem impulsionou o desenvolvimento da técnica que vem sendo bastante adotada para estudo de materiais estruturados cimentados: a utilização de solos compactados artificialmente estruturados através da adição de um agente cimentante com o intuito de simular solos naturais em laboratório. Tal técnica possibilita compreender qualitativamente o comportamento dos solos naturalmente estruturados sem ter a perturbação da amostragem. A utilização de amostras artificiais vem obtendo certo sucesso no entendimento do comportamento de solos naturalmente estruturados por cimentação, apesar das dificuldades, incertezas ou até impossibilidade de simulação de certas condições naturais na formação dos solos, tais como lixiviação, intemperismo, precipitação de agente cimentante, etc., e dentre elas, as tensões geostáticas atuantes antes e durante a cimentação. No PPGEC/UFRGS os solos artificialmente cimentados têm sido objetos de estudos constantes (e. g.: Bressani, 1990; Prietto, 1996; Prietto et al., 1997; Consoli et al., 1998; Rotta et al., 1998; Consoli et al., 2000; Rotta, 2000; Consoli et al., 2001; Schnaid et al., 2001; Rotta et al., 2001-a, 2001-b; Rotta et al., 2003).

De fato, a matriz cimentante encontrada em muitos depósitos naturais foi formada sob tensões geostáticas, como pode ser observado em algumas areias cimentadas pela precipitação de material calcário em meio marinho. Entretanto, raros trabalhos na área estudaram o

comportamento de amostras artificialmente cimentadas curadas sob tensão simulando esta situação.

A cimentação sob diferentes tensões pode significar a cimentação sob diferentes índices de vazios. E é justamente isso que ocorre ao longo do perfil de um depósito natural cimentado: o índice de vazios existente durante a cimentação varia com a profundidade como resultado das tensões geostáticas atuantes e da história de tensões sofrida pelo depósito durante o seu tempo geológico.

O trabalho desta dissertação utiliza amostras artificialmente cimentadas para a compreensão do comportamento sob trajetória  $K_0$  de solos naturais, considerando a cimentação sob tensão e a história de tensões pré e pós-cimentação.

O desenvolvimento de um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral de pressões da ordem de 3000 kPa que possibilite o estudo do comportamento destes materiais compósitos constituídos a partir da utilização de um solo arenoso, cimento e fibras em trajetória de tensões  $K_0$  é, portanto, o objetivo central desta dissertação de mestrado.

## **1.2. Objetivos**

O presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de um equipamento de compressão confinada com medição de tensões laterais para o estudo do comportamento de um solo e misturas de solo-fibra e solo-cimento sob condições  $K_0$  e a avaliação do desenvolvimento das tensões horizontais e dos valores de  $K_0$  frente a esta situação.

Dessa forma, constituem objetivos específicos deste estudo:

- Projetar, construir, calibrar e validar o equipamento de compressão confinada com medição de tensões laterais;
- Realizar ensaios de compressão confinada com medição de tensões laterais em amostras de solo, solo-fibra e solo-cimento para avaliar a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos e de cimento em variadas quantidades ao solo estudado e o efeito da tensão de cura e índice de vazios de cura na trajetória de tensões  $K_0$ , na tensão lateral, nas deformações verticais e nos valores de  $K_0$ .

### **1.3. Organização da Dissertação**

Este trabalho é apresentado em cinco Capítulos descritos a seguir.

O Capítulo 1 apresenta o problema de pesquisa e a importância do desenvolvimento de um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral para o estudo das misturas solo-cimento-fibra sob condição  $K_0$ . São apresentados também o objetivo geral e os objetivos específicos da pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o tema deste trabalho, priorizando-se aspectos dos solos estruturados, solos reforçados e equipamentos para medição de tensão lateral.

O Capítulo 3 refere-se aos materiais estudados e à metodologia empregada, onde são descritos os procedimentos adotados na preparação das amostras, no projeto, construção e calibração do equipamento e nos ensaios de laboratório.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de validação do equipamento e nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral realizados nas amostras de solo-cimento-fibra. A influência da adição de fibras de diferentes comprimentos e de cimento em variadas quantidades ao solo estudado e o efeito da tensão e índice de vazios de cura na trajetória de tensões  $K_0$ , na tensão lateral, nas deformações verticais e nos valores de  $K_0$  são comentados.

No Capítulo 5 são estabelecidas as conclusões obtidas neste trabalho e feitas sugestões para futuras pesquisas.

## CAPÍTULO 2

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1. *Considerações Gerais*

Neste capítulo será apresentada uma revisão da literatura sobre os vários aspectos envolvidos no estudo do comportamento de solos artificialmente cimentados e solos reforçados com fibras, procurando dar prioridade à compressão confinada e aos solos granulares, mais precisamente às areias.

Dentro desse contexto, será apresentada inicialmente uma revisão sobre solos estruturados destacando os solos cimentados, dando ênfase aos solos artificialmente cimentados, bem como seu comportamento mecânico.

Estudos sobre os solos reforçados, destacando os solos reforçados com fibras, os tipos de fibras tradicionalmente utilizados como reforço na engenharia civil, suas características e seus mecanismos de reforço, além dos aspectos gerais do comportamento destes materiais serão apresentados na seqüência.

Finalmente, serão abordadas as generalidades sobre a forma de medição de tensão lateral sob condição de deformação radial nula utilizados até hoje, assim como as técnicas desenvolvidas para obtenção da tensão lateral no repouso em equipamentos de compressão confinada.

## **2.2. Solos Estruturados**

Solo estruturado é todo material que possui algum tipo de cimentação ou vínculo entre as suas partículas que lhe confira um comportamento de deformabilidade, resistência e porosidade superior ao do seu estado desestruturado (Leroueil e Vaughan, 1990) e cuja cimentação possa ser removida por tensão ou remoldagem. Esta estrutura é associada a todos os aspectos do comportamento mecânico apresentado por um solo que não podem ser explicados pela mecânica de solos clássica (incluindo a TEC), que considera somente a influência do índice de vazios inicial e a sua modificação pela história de tensões (Vaughan, 1985; Vaughan et al., 1988). A abordagem clássica não considera a cimentação entre os grãos e o seu arranjo como um parâmetro importante na determinação do comportamento mecânico do solo.

Recentemente, as características de deformabilidade e resistência ao cisalhamento de solos estruturados naturais foram reconhecidas como sendo devidas em grande parte ao arranjo e/ou cimentação dos grãos. O efeito da estrutura tem sido observado numa grande gama de solos naturais e em rochas brandas tanto de origem sedimentar quanto residual, bem como em solos artificialmente cimentados.

Leroueil e Vaughan (1990) apresentam várias origens para a formação da estrutura em um solo natural, entre elas estão a solução e deposição de sílica nos contatos entre as partículas de areia, a deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, a recristalização de minerais durante o intemperismo, a modificação da camada de água adsorvida e as forças eletromagnéticas de atração interpartículas em argilas. Segundo Barton, (1993) em areias, a estrutura pode se originar também do intertravamento dos grãos com o passar do tempo.

Um solo estruturado pode ter sido formado a partir de um agente cimentante, como em solos residuais (Vargas, 1953; Vaughan, 1985), ou por outros fatores como forças interpartículas (Clayton e Serratrice, 1997) ou processos de tixotropia (Kavvas e Anagnostopoulos, 1998). Sendo que, nos dois últimos, pode não estar cimentado. Desta forma, cabe salientar que nem todo solo estruturado é um solo cimentado.

### **2.2.1. Solos Cimentados**

Os solos estruturados cimentados podem ser natural (solos residuais, materiais sedimentares cimentados) ou artificialmente cimentados (com adição de cal, cinza ou cimento). Estes materiais constituem uma área de conhecimento situada, de um modo geral, entre a mecânica de rochas e mecânica dos solos, e que utiliza conceitos intrínsecos às duas (Yoshinaka e Yamabe, 1981; Tatsuoka et al., 1999).

O efeito da estrutura tem sido investigado por muitos autores. Parte dos trabalhos constantes na literatura são baseados em ensaios de laboratório de amostras indeformadas extraídas em campo (Leroueil e Vaughan, 1990; Airey e Fahey, 1991; Clayton et al., 1992; Kavvas et al., 1993; Lagioia e Nova, 1995; Cuccovillo e Coop, 1997; Consoli et al., 1998; Cuccovillo e Coop, 1999). Esta técnica apresenta alguns problemas, como, por exemplo, a desestruturação da amostra causada pela sua perturbação no processo de amostragem (Clayton et al., 1992). Stokoe e Santamarina (2000) observaram a perda de rigidez causada pela perturbação dos contatos entre partículas e quebra da cimentação resultantes do processo de amostragem em areias naturais. Coop e Willson (2003) obtiveram rigidez menor que a esperada em testes triaxiais realizados em amostras de arenito, oriundas de uma reserva petrolífera, devida à quebra da cimentação resultante do descarregamento das tensões de campo na retirada da amostra, situada a vários quilômetros de profundidade. Fernandez e Santamarina (2001) constataram, experimentalmente, que uma areia cimentada sob pressão pode ter suas ligações entre partículas quebradas por descarregamento.

Uma grande variabilidade do grau de cimentação e da natureza das partículas pode ocorrer, no local da amostragem, dependendo da origem geológica do solo a ser retirado. Fato este que gera outro problema associado às amostras indeformadas. Visando solucionar estes problemas, a utilização de amostras artificialmente cimentadas (com a adição de cimento Portland ou cal) tem sido uma alternativa amplamente adotada para o estudo do efeito da cimentação (Clough et al., 1981; Coop e Atkinson, 1993; Cuccovillo e Coop, 1993; Huang e Airey, 1993; Zhu et al., 1995; Prietto, 1996; Huang e Airey, 1998; Consoli et al., 2000 e 2001; Schnaid et al., 2001; Rotta et al., 2003; Rotta et al., 2004). Com isto, solos naturais podem ser simulados em laboratório e o seu comportamento compreendido qualitativamente sem problemas quanto à variabilidade das amostras ou a perturbação da amostragem.



### **2.2.1.1. Solos Cimentados Artificialmente**

A utilização de materiais artificialmente cimentados, que normalmente resultam da aplicação conjunta da estabilização físico-química (adição de agente cimentante) e da estabilização mecânica (compactação), tem por objetivo a melhora das propriedades mecânicas relacionadas com a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade e a durabilidade do solo para o uso na solução de problemas geotécnicos de diversas naturezas. Tais materiais têm larga aplicação em pavimentação na execução de base para pavimentos, bem como em contenção de maciços, na execução de fundações superficiais sobre solos moles, na prevenção de liquefação em areias, etc.

Os tipos de agentes cimentantes normalmente adicionados ao solo são a cal e o cimento Portland, dependendo da composição química do solo. Os mecanismos de estabilização com estes agentes estão muito bem detalhados por Núñez (1991). No presente trabalho, será dada ênfase a materiais estabilizados com cimento, mais precisamente areias cimentadas.

## **2.3 Comportamento Mecânico dos Solos Cimentados**

### **2.3.1 Aspectos Gerais**

Como já mencionado anteriormente, a descrição do comportamento mecânico dos solos estruturados precisa levar em consideração o efeito da estrutura, e não somente o do índice de vazios e da sua modificação com a história de tensões, como na Mecânica dos Solos Clássica (Leroueil e Vaughan, 1990; Vaughan, 1997). Segundo estes autores, a densidade e a resistência das ligações entre partículas são os parâmetros mais influentes no comportamento dos solos estruturados. A natureza e a quantidade de agente cimentante, a tensão de confinamento, a distribuição granulométrica e forma dos grãos também são dados como parâmetros importantes por Clough et al. (1981). Outros fatores relevantes são a história de tensões e deformações, a formação geológica, a orientação do solo em relação às tensões principais (Gens e Nova, 1993), o grau de saturação (O'Rourke e Crespo, 1988) e a composição mineralógica (Bressani, 1990).

Clough et al. (1981) e Chang e Woods (1992) estudaram o comportamento mecânico de areias cimentadas sob carregamento estático e concluíram que as areias cimentadas com

considerável porcentagem de finos e bem graduadas são mais resistentes do que aquelas com poucos finos e mal graduadas. Verificaram também que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da cimentação é menor em areias fofas do que em areias densas e que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, enquanto a deformação necessária para mobilizá-la diminui.

Segundo Rotta et al. (2001), quanto menor a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante mais significativa é a contribuição da cimentação na resistência.

Ismail et al. (2002) estudaram a influência do tipo de cimento sobre a resistência ao cisalhamento de um solo calcário cimentado e concluíram que as amostras cisalhadas com cimento Portland apresentam maior resistência à compressão triaxial do que as amostras cimentadas com gesso e calcita, embora os diferentes teores utilizados dos três agentes cimentantes tenham sido determinados de forma que resultassem na mesma resistência à compressão simples a partir de um estudo paramétrico que estabeleceu a relação entre a resistência à compressão simples e a porcentagem de cimento.

Yoshinaka e Yamabe (1981) descrevem um comportamento na deformação típico de materiais cimentados. Na faixa de tensões onde o material apresenta comportamento frágil, as deformações volumétricas podem ser separadas em dois estágios: primeiramente ocorre uma compressão inicial até um ponto próximo à ruptura e, posteriormente ocorre um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatação decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo a um estado último onde não há variação volumétrica. Para Clough et al. (1981), quanto maior for o teor de cimento, maior será a variação volumétrica para as deformações axiais iniciais.

A rigidez do solo cimentado é aumentada pela adição de cimento de acordo com Clough et al. (1981), Leroueil e Vaughan (1990), Hight e Jardine (1993), Cuccovillo e Coop (1997), Vaughan (1997) e Prietto et al. (1997). A queda na rigidez normalizada com a tensão de confinamento de um solo artificialmente cimentado com diferentes composições, graus de cimentação e índice de vazios foi mostrada por Bressani (1990). Este comportamento não é comum para solos não cimentados. Segundo Clough et al. (1981) e Gens e Nova (1993), a rigidez inicial pode diminuir quando as tensões de confinamento são altas, ocorrendo uma transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil com o aumento da tensão de confinamento.

Segundo Chang e Woods (1992), o módulo de cisalhamento das areias cimentadas cresce com o incremento da cimentação, sendo que o gradiente desta variação não é constante.

Clough et al. (1981) observaram um aumento na resistência à tração com o grau de cimentação.

### **2.3.2 Compressão Confinada – Tensão Lateral - Ko**

Ensaio oedométrico em solos sedimentares cimentados realizados por Kavvas et al. (1993) apresentaram comportamento semelhante ao de solos argilosos pré-adensados, porém com uma pressão de pré-consolidação relacionada à estrutura do material e não à história de tensões.

Apesar de, nas últimas décadas, muitos trabalhos terem sido desenvolvidos no sentido de estudar a tensão lateral em areias não cimentadas (Brooker e Ireland, 1965; Andrawes e El-Sohby, 1973; Fukagawa e Ohta, 1988), pouca informação sobre areia cimentada tem sido obtida.

Para materiais não cimentados o Coeficiente de Empuxo Lateral no Repouso ( $K_o$ ) sob deformação lateral zero é definido como sendo a relação entre a tensão horizontal efetiva ( $\sigma'_h$ ) e a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ):

$$K_o = \sigma'_h / \sigma'_v$$

Segundo Mayne e Kulhawy (1982), o valor de  $K_o$  geralmente mantém-se constante durante o carregamento e aumenta durante o descarregamento com o OCR. Este comportamento foi observado por Zhu (1993) para duas areias, Ottawa N° 3 ( $D_{50} = 0,54\text{mm}$ ,  $C_u = 1,24$  e grãos arredondados) e marinha ( $D_{50} = 0,33\text{mm}$ ,  $C_u = 1,70$  e grãos angulares).

Zhu (1993) e Zhu et al. (1995) estudaram o desenvolvimento de tensões laterais em amostras das duas areias citadas acima, nos estados não cimentado e artificialmente cimentado, através de ensaios oedométricos com medição de tensão lateral. Os autores avaliaram o efeito do teor de cimento, da tensão vertical, do tipo de areia, da densidade da areia, do período de cura e da história de tensões na tensão lateral. Os resultados encontrados pelos autores foram os seguintes:

Sobre o teor de cimento e o tipo de areia: em ambas areias a tensão lateral diminuiu significativamente com o aumento do teor de cimento. A cimentação foi mais efetiva na areia marinha que na Ottawa N° 3. A diferença na distribuição granulométrica e na angularidade das partículas foram apontadas pelos autores como possíveis fatores responsáveis por este comportamento, visto que a areia marinha conseguiria uma cimentação mais forte, devida à maior área de contato resultante dos seus grãos menores e com melhor distribuição granulométrica, e um maior intertravamento entre as partículas proporcionado por seus grãos angulares.

Sobre a tensão vertical: a relação entre a tensão lateral e a tensão vertical foi não-linear para o estado cimentado, como mostra a Figura 2.1. O efeito da tensão vertical sobre o  $K_0$  nas areias cimentadas mostrou-se dependente do teor de cimento. No intervalo de tensões verticais aplicadas, a tensão lateral ao repouso e o  $K_0$  das areias com teores de cimento acima de 2% foram menos influenciados pela tensão vertical, enquanto nas areias cimentadas com teores de cimento menores que 2% a influência da tensão vertical foi maior, especialmente a baixas tensões. Quanto maior a tensão vertical, maior foi o aumento de  $K_0$ . Para as areias com baixos teores de cimento, a deformação que levou a quebra da cimentação foi atingida a tensões menores que nas com altos teores de cimento.

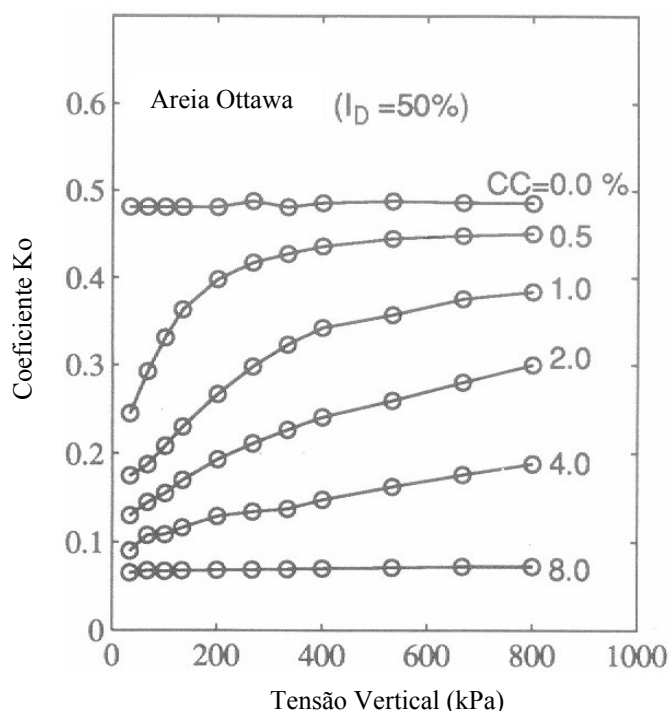


Figura 2.1 – Relações entre  $K_0$  e tensão vertical para densidade relativa  $I_D = 50\%$  (Zhu et al., 1995)

Sobre a densidade da areia: a tensão lateral no repouso e o valor de  $K_0$  diminuíram com o aumento da densidade relativa ( $I_D$ ), como mostra a Figura 2.2. Segundo os autores, este comportamento se deve ao fato da porcentagem de vazios preenchidos com cimento ser maior quanto mais densa a areia, quando o teor de cimento é o mesmo.

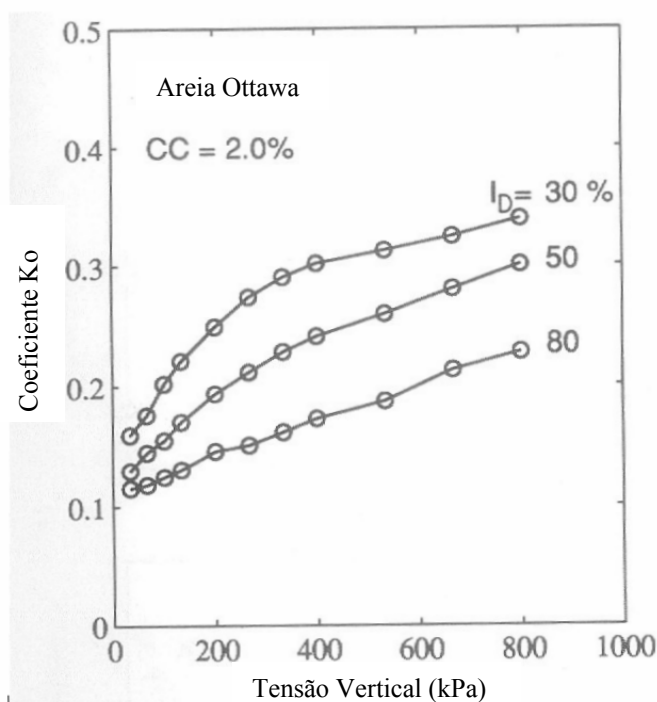


Figura 2.2 – Efeito da densidade relativa ( $I_D$ ) para teor de cimento  $CC = 2,0\%$  (Zhu et al., 1995)

Sobre o período de cura: o valor de  $K_0$  durante o carregamento diminuiu com o período de cura, o que indica que a cimentação nas areias tornou-se mais forte com o tempo. Isto é bem ilustrado na Figura 2.3.

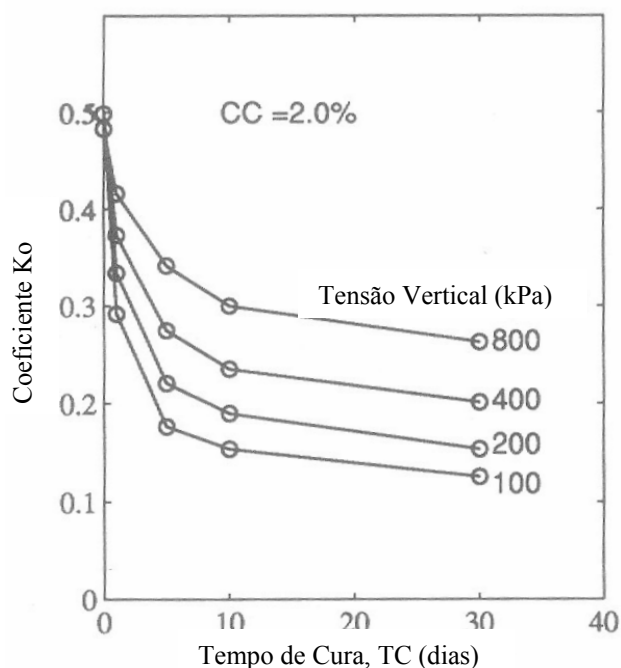


Figura 2.3 – Efeito do tempo de cura para a areia Ottawa N° 3,  $I_D = 50\%$ ,  $CC = 2,0\%$  (Zhu et al., 1995)

Sobre a história de tensão: a tensão lateral no repouso em areias cimentadas aumentou com a tensão vertical no carregamento e diminuiu no descarregamento. As areias cimentadas, após a retirada da carga vertical, apresentaram uma tensão lateral residual que aumentou com a tensão de pré-consolidação em todos os níveis de cimentação. Para uma tensão de pré-consolidação constante, constatou-se um teor de cimento crítico onde a tensão residual atingiu um valor máximo, sendo que abaixo deste a tensão residual cresceu e acima deste a tensão residual decresceu, como mostrado na Figura 2.4. A relação entre  $K_o$  e OCR para areias cimentadas não foi única como nas areias não cimentadas, e foi dependente da tensão de pré-consolidação ( $P_C$  – máxima tensão vertical aplicada) e da porcentagem de cimento, como se pôde ver nas Figuras 2.5 e 2.6. O valor de  $K_o$  no descarregamento aumentou com OCR e, para um mesmo teor de cimento, aumentou com a tensão de pré-consolidação.

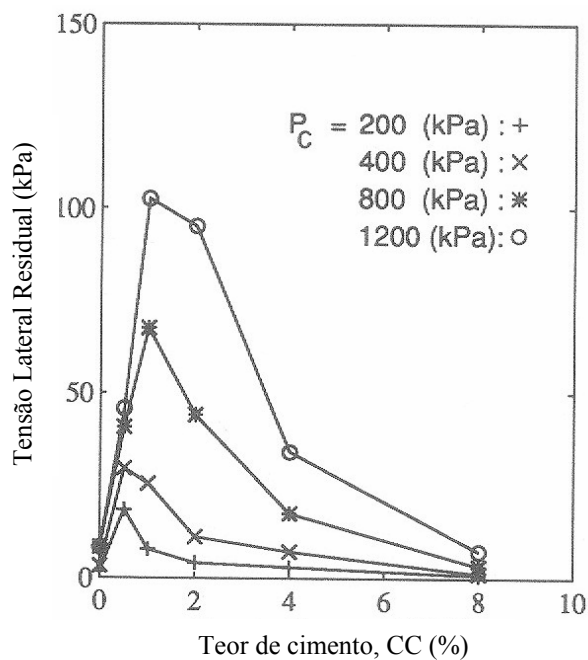


Figura 2.4 – Variação da tensão lateral residual com o teor de cimento CC e a tensão de pré-consolidação  $P_c$  para a areia Ottawa N° 3,  $I_D = 50\%$  (Zhu et al., 1995)

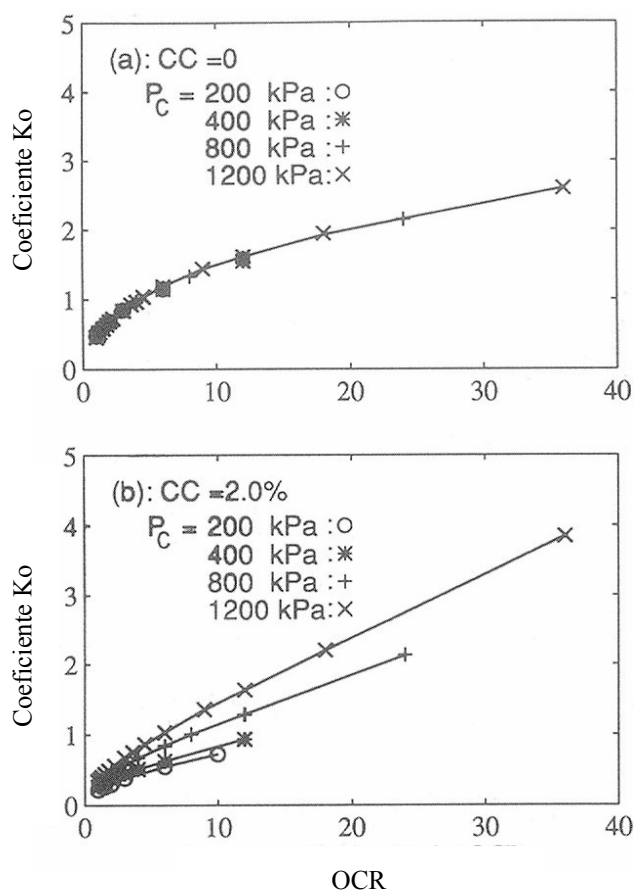


Figura 2.5 – Relação entre  $K_o$  e OCR para areia Ottawa N° 3 ( $I_D = 50\%$ ) para os teores de cimento  $CC = 0$  e  $2,0\%$  e para as tensões de pré-consolidação  $P_c = 200, 400, 800$  e  $1200$  kPa (Zhu et al., 1995)

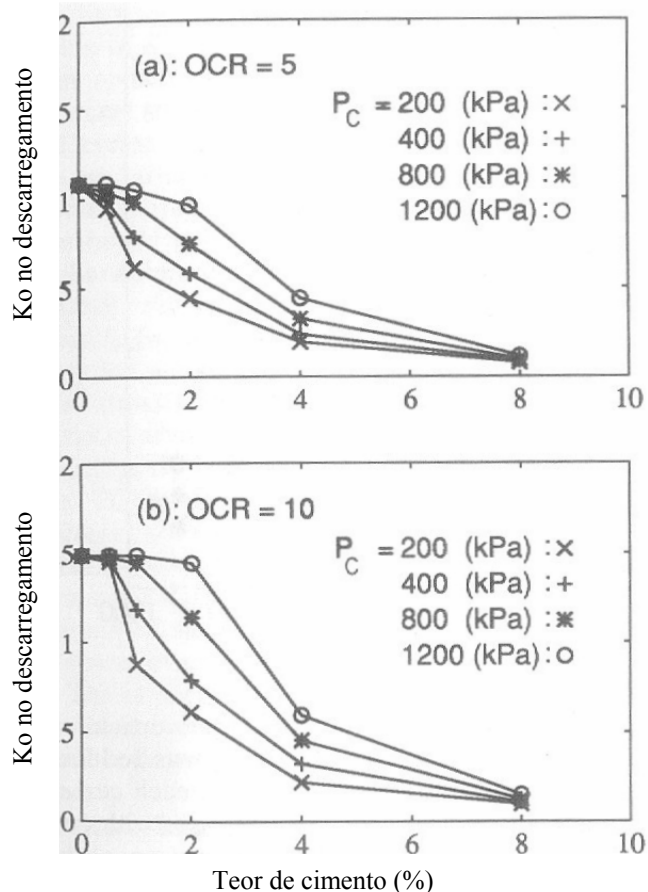


Figura 2.6 – Efeito da tensão de pré-consolidação ( $P_C$ ) na relação entre  $K_o$  e CC para areia Ottawa N° 3,  $I_D = 50\%$  (Zhu et al., 1995)

### 2.3.3 Cura sob Tensão

Com intuito de compreender o comportamento natural de depósitos de solos submetidos a tensões geostáticas durante a formação da cimentação entre as partículas, como areias cimentadas encontradas em áreas litorâneas e costeiras formadas pela precipitação de calcita num ambiente marinho (Clough et al., 1981; Murff, 1987), areias recentemente depositadas ou densificadas nas quais a cimentação pode se desenvolver por envelhecimento (Mitchell e Solymar, 1984; Mitchell, 1986), ou arenitos de reservas petrolíferas cimentados com sílica e clorita a grandes profundidades (Coop e Willson, 2003), o efeito da cimentação sob tensão começou a ser estudado na última década.

Zhu et al. (1995), que avaliaram os valores de  $K_o$  obtidos em ensaios de compressão confinada utilizando amostras curadas com e sem a aplicação de tensões verticais, foi um dos primeiros trabalhos publicados nesse sentido. Os resultados encontrados pelos autores foram:



Sobre a tensão lateral: a tensão lateral ao repouso em areias cimentadas apresentou um comportamento diferente do encontrado para areias não cimentadas. Durante o descarregamento a tensão lateral aumentou com o teor de cimento, o que indicou que a cimentação formada durante a cura sob tensão conseguiu manter a tensão lateral a um nível mais alto quando a tensão vertical foi retirada. Este comportamento é apresentado na Figura 2.7. Esta figura mostra também a existência de uma tensão lateral residual que aumentou com a porcentagem de cimento. A tensão residual também aumentou com a tensão de pré-consolidação, como mostrado na Figura 2.8.

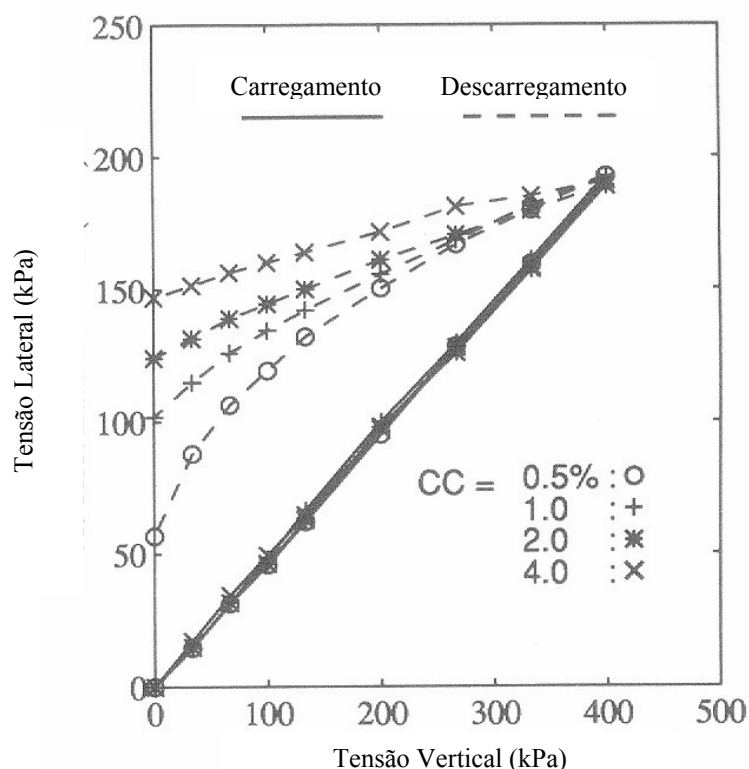


Figura 2.7 –Tensão lateral em areias cimentadas (Zhu et al., 1995)

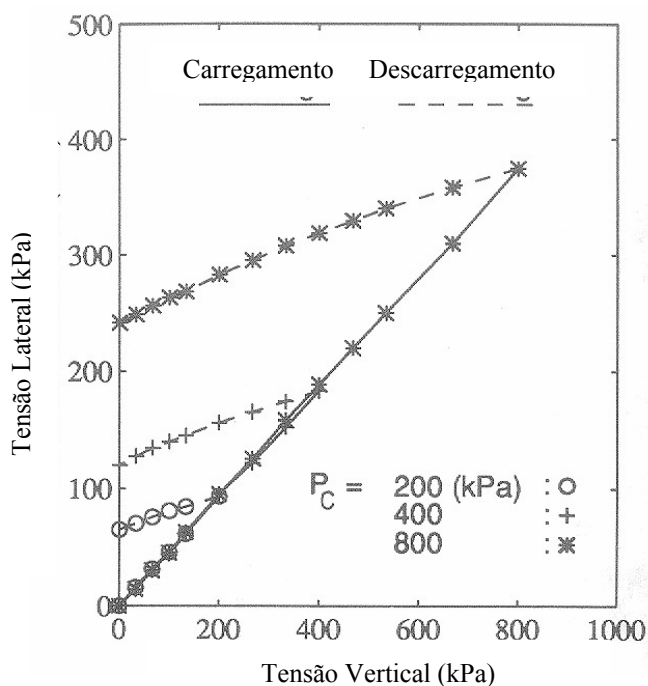


Figura 2.8 –Efeito da tensão de pré-consolidação ( $P_c$ ) na tensão lateral (Zhu et al., 1995)

Sobre  $K_0$ : o valor de  $K_0$  aumentou tanto com OCR quanto com o teor de cimento, sendo que este aumento se tornou maior com o OCR à medida que o teor de cimento foi elevado. A Figura 2.9 evidencia este comportamento.

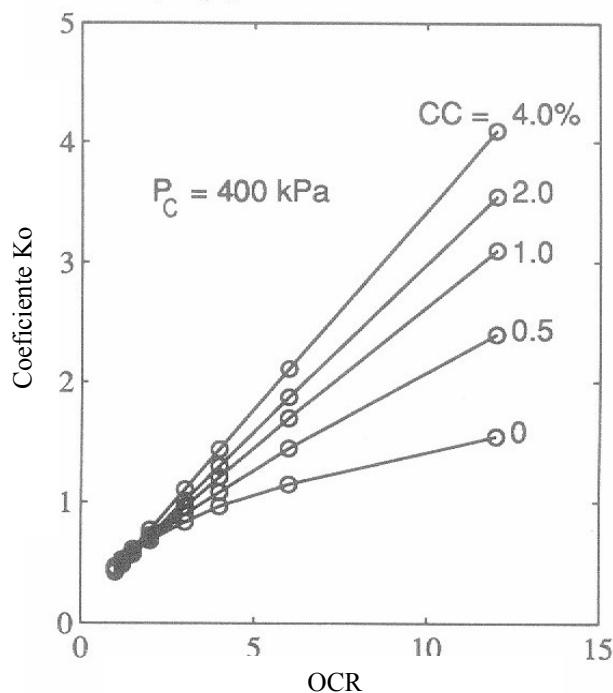


Figura 2.9 –Efeito do teor de cimento (CC) na relação entre  $K_0$  e OCR (Zhu et al., 1995)

Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999), que realizaram ensaios triaxiais em areias artificialmente cimentadas com diferentes estados de tensões na cura, observaram que a modificação das tensões atuantes após o período de cura sob pressão atmosférica não causou uma influência significativa no comportamento tensão-deformação das amostras. Isto se deve ao fato das amostras terem sido curadas inicialmente sob pressão atmosférica por 14 a 28 dias e só posteriormente carregadas com uma tensão confinante de 200 kPa e tensões desvios entre 0 e 950 kN/m<sup>2</sup> continuando a cura sob estas tensões por mais 7 a 10 dias.

Rotta et al. (1998), Consoli et al. (2000) e Rotta (2000) também avaliaram a importância da consideração das tensões e do índice de vazios de cura no estudo do comportamento mecânico de solos cimentados. Segundo Rotta (2000) e Consoli et al. (2000) há uma queda na rigidez para as amostras curadas de forma não confinada em relação às curadas sob tensão, causada, principalmente, pela mudança no índice de vazios de cura das amostras e pela destruição, devida à aplicação da tensão confinante, de parte da estrutura cimentada das amostras curadas sob pressão atmosférica.

Rotta (2000) verificou que a contribuição relativa da cimentação na resistência do solo foi tanto maior quanto maior o índice de vazios de cura. A tensão de pré-consolidação equivalente não depende da tensão de cura nem do estado de tensões da amostra (normalmente ou pré-adensada), sendo função somente do índice de vazios de cura e do teor de cimento. A tensão de pré-adensamento equivalente aumenta com a redução do índice de vazios de cura e/ou com o acréscimo do teor de cimento. Observou também que o aumento das tensões confinantes relacionado ou não à diminuição do índice de vazios de cura provoca um aumento de rigidez e resistência de pico das amostras. Enquanto o aumento das tensões confinantes relacionado ou não ao aumento do índice de vazios de cura torna o material mais compressível.

Rotta et al. (2001), cujos resultados foram reavaliados por Rotta et al. (2003), realizaram ensaios de compressão isotrópica para simular, em laboratório, a formação da matriz cimentante em elementos de solo situados a diferentes profundidades em um depósito fictício de solo natural com valor de  $K_0 = 1$ . Para tal, as amostras de solo foram cimentadas sob várias tensões confinantes e diferentes índices de vazios.

A gama de tensões confinantes de cura e a variedade de teores de cimento investigadas por Rotta et al. (2003) permitiram avaliar a interação entre os efeitos das tensões de cura,

índice de vazios e teor de cimento no comportamento do solo cimentado. Estes autores observaram que a tensão de plastificação é uma função do índice de vazios inicial e do grau de cimentação e que o efeito da cimentação é maior para índices de vazios maiores. Por outro lado, não foi observada a convergência para o estado desestruturado, para tensões efetivas médias de até 6MPa, entre os estados cimentado e não cimentado.

## **2.4 Solos Reforçados**

O reforço de solos é uma técnica desenvolvida para melhorar as propriedades mecânicas dos solos através da inserção de materiais que possuam resistência à tração elevada, aumentando a resistência e diminuindo a compressibilidade dos solos. Esta técnica é conhecida e empregada há mais de 3000 anos. Hastes de bambu e junco eram utilizadas no reforço de tijolos de barro e solos, para auxiliar na construção de diversas obras de terra na Antigüidade. Palha também foi utilizada no reforço de tijolos argilosos (Illston, 1994). Os Ziggurats como o Agar Quf, na Mesopotâmia (1400 A.C) e partes da Muralha da China foram construídos empregando-se mantas de raízes. Segundo Palmeira (1995), ainda hoje, no Peru, existem estradas de solo reforçado com lã de lhama construídas pelos Incas. A 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 são também conhecidas. A utilização de mantas de algodão como reforço de pavimentos pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul (EUA), em 1926, talvez seja o que mais se aproximaria dos geossintéticos aplicados nos dias de hoje (Palmeira, 1995).

A maioria dos reforços utilizados hoje em dia são de origem polimérica. No último século, com o crescimento da indústria de petróleo, o desenvolvimento de polímeros como plásticos, fibras, borrachas e adesivos ganhou força (Illston, 1994). Grandes avanços tecnológicos na área dos materiais plásticos, como o kevlar, com densidade menor que a unidade e com resistência à tração que supera cinco vezes a do aço, surgiram das necessidades das indústrias aeronáutica e automobilística.

No Brasil, o uso de geossintéticos iniciou com obras de drenagem, filtração e reforço de solos na década de 70 e vêm crescendo lentamente quando comparado aos países do primeiro mundo. No entanto, para Palmeira (1995) o desenvolvimento da pesquisa sobre geossintéticos tem contribuído muito para a utilização destes materiais em geotecnia.

Geossintético é todo material sintético empregado em obras geotécnicas com variadas finalidades. Palmeira (1995) define os tipos de geossintéticos disponíveis como: geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras e geocompostos. Os geotêxteis são os mais tradicionalmente conhecidos, sendo compostos de fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente (tecido e não-tecido), sendo utilizados como elementos de reforço, separação, drenagem, filtração e proteção. As geogrelhas caracterizam-se pela combinação de membros transversais e longitudinais em formato de grelha. As geomalhas são estruturas planas com elevado volume de vazios para utilização como meio drenante ou reforço. As geomembranas se constituem de elementos de baixíssima permeabilidade para utilização como barreiras impermeáveis em barragens, reservatórios, canais, depósitos de lixo e rejeitos industriais. O geocomposto foi um termo criado para agrupar os materiais resultantes da combinação dos geossintéticos apresentados acima. Tiras plásticas são elementos utilizados como reforço em que uma dimensão é muito maior que as demais. O fibroso solo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas que pode ser aplicado a pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002), além de outras aplicações como em *liners* de cobertura de aterros sanitários (Heineck, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande et al., 2002).

#### **2.4.1 Reforço com Fibras**

O desenvolvimento de novos materiais geotécnicos compósitos de solo-fibra, tem sido abordado em muitas pesquisas recentes (Ulbrich, 1997; Consoli et al., 1997, 1998, 1999, 2002, 2003 a e b, 2004; Montardo, 1999; Feuerharmel, 2000; Specht, 2000; Casagrande, 2001; Montardo et al., 2001; Homem, 2002; Heineck, 2002; Casagrande e Consoli, 2002; Casagrande et al., 2002; Vendruscolo, 2003; Donato et al., 2002; Donato, 2003 e Donato et al., 2004). Tais pesquisas têm enfatizado o comportamento mecânico de misturas de solo-fibra e de 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 a capacidade de carga dos solos pode ser aumentada pelas fibras que atuam controlando a propagação de fissuras e distribuindo melhor as tensões.

Há um consenso no sentido de que o maior potencial dos materiais reforçados com fibras está no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na

resistência do material aumentando a capacidade de absorção de energia. Segundo Hannant (1994), elas mantêm as interfaces das fissuras juntas, e isto beneficia as propriedades mecânicas do estado pós-fissuração, aumentando a ductilidade, uma vez que, ao serem contornadas pelas fissuras, contribuem para o aumento da resistência, da deformação na ruptura e da tenacidade. Isto ocorre porque a deformação necessária para causar fissuras na matriz cimentada é muito inferior à elongação das fibras. 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 ser tal que impeça movimentos relativos entre as duas partes. Para ele, as fibras não impedem a formação de fissuras, mas são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras.

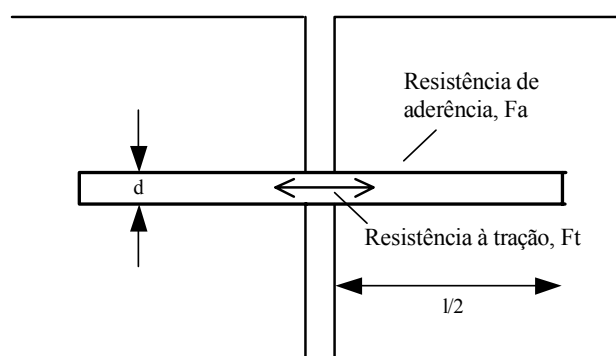
Para Hannant (1994), a razão para que os estudos se concentrem geralmente no comportamento pós-fissuração do compósito é o fato da elongação de ruptura das fibras ser de duas a três ordens de grandeza superior às deformações da matriz de solo a qual, portanto, deve fissurar antes da resistência das fibras ser mobilizada. O autor afirma também que o módulo de elasticidade do compósito solo-fibra não deve ser muito diferente do módulo da matriz, visto que o módulo de elasticidade da fibra é cerca de cinco vezes menor que o da matriz.

Johnston (1994) define que a ação das fibras no compósito tende primeiro a reforçá-lo sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração (tração indireta, flexão e cisalhamento), melhorando, conseqüentemente, a ductilidade e a tenacidade da matriz com características frágeis.

Taylor (1994) apresenta os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados como sendo: teor de fibras, módulo de elasticidade das fibras, aderência entre fibras e matriz, resistência das fibras e comprimento das fibras. O autor mostra também o equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito (Figura 2.10).

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot F_t = \pi \cdot d \cdot \frac{1}{2} \cdot F_a \quad [2.1]$$

$$\frac{l}{d} = \frac{F_t}{2F_a} \quad [2.2]$$



**Figura 2.10 – Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994)**

A relação  $l/d$  (comprimento/diâmetro da fibra) ou fator de forma é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra ( $F_t$ ) e a resistência de aderência entre a fibra e a matriz ( $F_a$ ). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, o aço, a resistência de aderência deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou então, fibras de alta relação  $l/d$  deverão ser utilizadas.

#### 2.4.1.1 Tipos de fibras empregadas como reforço

Sabe-se que as características das fibras utilizadas em reforço de materiais de construção, como o gesso, argamassas, concretos e solos coesivos e granulares, estão intimamente ligadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação. É de conhecimento geral, também, que estas propriedades físicas, químicas e mecânicas afetam o comportamento do material compósito, sendo de fundamental importância a compreensão da interação matriz-reforço, bem como da contribuição de cada um no comportamento do compósito para a definição do tipo de fibra a ser utilizado de acordo com o resultado desejado.

As fibras geralmente utilizadas para soluções geotécnicas como elemento de reforço são as vegetais, as poliméricas, as minerais e as de aço. As considerações feitas por Vendruscolo (2003) sobre estas fibras estão listadas abaixo:

### Fibras Vegetais

O reforço de materiais com fibras vegetais é conhecido há milênios. Dentre as fibras vegetais comumente utilizadas podemos citar as fibras de coco, juta, bambu, piaçava, malva, linho, cana-de-açúcar, sisal e celulose (Hannant, 1994).

O principal problema da utilização destas fibras é a possibilidade de serem degradadas pela ação de fungos e microorganismos. Segundo Teodoro (1999), a exposição das fibras vegetais em ambientes alcalinos (como cimento Portland comum) causa uma rápida degradação das fibras, e precisa ser melhor estudada.

### Fibras de Aço

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

A resistência à tração é da ordem de 1100 MPa e o módulo de elasticidade de 200 GPa. 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).

### Fibras Poliméricas

As fibras plásticas são obtidas dos polímeros que, conforme sua estrutura química, originam um tipo específico de fibra. A utilização desse tipo de fibra em reforço de materiais de construção é uma técnica recente. Dentre os diversos produtos obtidos destacam-se os seguintes: polipropileno, poliamida (nylon), polietileno e poliéster.



#### a) Fibras de Polipropileno

As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico que possui grande flexibilidade e tenacidade. O módulo de elasticidade é menor do que qualquer outra fibra comumente utilizada, da ordem de 8 GPa. A resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. São resistentes a uma variedade de produtos químicos e aos álcalis, porém, são sensíveis à radiação ultravioleta. No entanto, quando no compósito, esta preocupação é irrelevante segundo John (1987), citado por Palmeira (1995).

#### b) Fibras de Poliéster

As fibras de poliéster são mais densas, mais rígidas e mais resistentes do que as fibras de polipropileno. Elas podem ser usadas para as mesmas aplicações que as de polipropileno, porém, a melhoria no desempenho deve justificar o seu maior custo (Taylor, 1994). Um dos poliésteres mais conhecido é o polietileno tereftalato (PET), utilizado como material de constituição de garrafas plásticas descartáveis. Como essas garrafas depois de utilizadas acabam se transformando em resíduos, sua reutilização na forma de fibras poderia reduzir a relação custo/benefício desse material como reforço de solos. Além disso, contribuiria para minimizar o problema ambiental.

#### c) Fibras de Polietileno

As fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz cimentada e são altamente resistentes aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresentam maiores deformações de fluência quando comparadas com as fibras de polipropileno. Entretanto, polietileno de alta densidade tem sido desenvolvido para aumentar o módulo e a aderência com a matriz. As fibras de polietileno são encontradas comercialmente na forma de monofilamentos picados ou malhas contínuas.

#### d) Fibras de Poliamida

As fibras de poliamida receberam o nome comercial de Kevlar. Há a fibra Kevlar 29, com resistência mecânica da ordem de 3000 MPa e módulo de elasticidade intermediário de aproximadamente 64 GPa, e também, a fibra Kevlar 49, com alto módulo de elasticidade (300 GPa) e a mesma resistência mecânica.

## Fibras Minerais

As fibras minerais são classificadas em fibras de vidro, carbono e amianto.

### a) Fibras de Vidro

As fibras de vidro são geralmente manufaturadas na forma de “cachos”, ou seja, fios compostos de centenas de filamentos individuais. O diâmetro dos filamentos individuais depende das propriedades do vidro, do tamanho do furo por onde são extrusados e da velocidade de extrusão, mas geralmente são da ordem de 10  $\mu\text{m}$  (Taylor, 1994). As fibras de vidro produzidas a partir do vidro tipo E, cerca de 99%, são atacadas pelos álcalis presentes nos materiais baseados em cimento Portland. Uma fibra especial resistente aos álcalis, denominada comercialmente de “Cem-Fil”, está sendo desenvolvida para o uso em pastas cimentadas.

### b) Fibras de Carbono

São baseados na leveza e na resistência das ligações entre os átomos de carbono. As fibras de carbono têm de 5  $\mu\text{m}$  a 10  $\mu\text{m}$  de diâmetro e são formadas por agrupamentos contendo até 20 mil filamentos (Higgins, 1994).

As fibras de carbono podem ser divididas em duas categorias: fibras de alta resistência (resistência à tração de aproximadamente 2400 MPa e módulo de elasticidade de 240 GPa) e fibras de alto módulo (resistência à tração de 2100 MPa e módulo de 420 GPa). A resistência da ligação da fibra com a matriz deve ser relativamente alta, caso contrário, não ocorrerá a máxima mobilização da resistência da fibra, ou seja, as fibras serão arrancadas sob cargas menores.

### c) Fibras de Amianto

As fibras de amianto apresentam uma resistência à tração média de 1000 MPa. O módulo de elasticidade é de aproximadamente 160 GPa. O diâmetro é muito pequeno, aproximadamente 1  $\mu\text{m}$ . Este pode ser um dos fatores que explica a excelente aderência das fibras com a matriz cimentada.

Alguns países têm mobilizado esforços para coibir o uso de amianto na construção civil devido aos danos provocados à saúde. Outro problema relacionado a este produto é o seu comportamento frágil e a sua baixa resistência ao impacto.

## **2.4.2 Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras**

### **2.4.2.1 Fatores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com fibras**

De acordo com Vendruscolo (2003) 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.

Consoli et al. (2004), após vários ensaios feitos para avaliar a influência de vários tipos de fibra numa areia artificialmente cimentada, concluíram que não é possível estabelecer regras gerais para os compósitos fibrosos sem antes estabelecer as propriedades de cada componente do compósito, e confirmaram que a influência da fibra nas propriedades mecânicas do compósito depende fundamentalmente das propriedades mecânicas das fibras e da matriz.

As características de resistência e deformabilidade do elemento de reforço têm uma influência fundamental no comportamento tensão x deformação do solo reforçado. McGown et al. (1978) propuseram a divisão de reforço de solos em 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.

Vendruscolo (2003), em uma compilação de informações, afirmou que o melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende dos parâmetros das fibras (comprimento, teor, resistência à tração, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço), dos parâmetros do solo (grau de cimentação, forma e distribuição

granulométrica das partículas), da tensão de confinamento e do modo de carregamento. O autor apresentou um resumo das conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados acima no comportamento de solos reforçados. Mencionou, inclusive que alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada. Este resumo é apresentado a seguir.

a) 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 e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; McGown et al., 1988; Maher e Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni et al., 2001);

- o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher e Ho, 1993; Vendruscolo, 2003);

- a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray e Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo et al., 2001).

b) Comprimento da fibra:

- quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray e Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni et al., 2001; Heineck, 2002);

- 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., 2001);

- o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher e Ho, 1994).

c) Orientação das fibras:

- os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown et al., 1978; Fatani et al., 1991; Morel e Gourc, 1997);

- fibras distribuídas aleatoriamente mantém a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray e Al-Refeai, 1986; Gray e Maher, 1989).

d) Rugosidade:

- as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).

e) Módulo de elasticidade da fibra:

- fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray e 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 e Sitar, 1990);

- Montardo et al. (2001) observaram que fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, 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. (2003 a) quando avaliaram os efeitos da inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente e da adição de cimento sobre a resistência e a deformabilidade de um compósito solo-cimento-fibra.

f) Tensão confinante:

- foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray e Ohashi, 1983; Morel e Gourc, 1997; Teodoro, 1999; Kaniraj e 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 e Maher, 1989).

g) Modo de carregamento:

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

#### **2.4.2.2 Mudanças no comportamento dos solos reforçados com fibras**

A adição de fibras ao solo agrega mudanças relacionadas principalmente à resistência, rigidez inicial e variação volumétrica. A seguir são descritas algumas alterações relatadas por vários autores a respeito de mudanças que ocorrem no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras.

##### Resistência de pico

Gray e Ohashi (1983) e Gray e Al-Refeai (1986) constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço, ao contrário de Jewell e Wroth (1987), Shewbridge e Sitar (1989) e Teodoro (1999), que observaram um aumento não linear. Diferentemente, estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande e Consoli (2002), em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno, mostraram um crescimento constante da resistência com a 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. Para Heineck (2002), 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.

O aumento do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a adição e o aumento do teor de fibras também foi relatado por Hoare (1979), Gray e Ohashi (1983), Bueno et al. (1996), Nataraj et al. (1996), Stauffer e Holtz (1996) e Vendruscolo (2003). Porém, Teodoro (1999) e Casagrande (2001) observaram para uma areia siltosa reforçada o aumento da parcela coesiva sem alterações significativas no ângulo de atrito.

Montardo (1999) e Consoli et al. (2003 a) constataram o aumento do ângulo de atrito tanto para uma areia uniforme cimentada como não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras. Specht et al. (2002) 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 para as fibras mais rígidas. A alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço.

Consoli et al. (2004) observaram um aumento na resistência devido ao aumento do ângulo de atrito, uma vez que o intercepto coesivo da matriz cimentada diminuiu com a adição de fibras, no caso de fibras de poliéster e de vidro. Para o caso das fibras de polipropileno, foi observada uma redução na resistência de pico.

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 e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Maher e Gray, 1990; Stauffer e Holtz, 1996; Morel e Gourc, 1997; Kaniraj e Havanagi, 2001; Heineck, 2002).

Gray e 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.

Maher e Gray (1990) realizaram estudos sobre o diâmetro das partículas, utilizando duas composições de bolas de vidro em lugar do solo, ambas composições com granulometrias uniformes, porém diferentes diâmetros médios ( $D_{50}$ ) das partículas. Mostraram que o aumento do tamanho das partículas não altera a tensão de confinamento crítica, mas diminui a contribuição das fibras para a resistência.

Com relação a granulometria do solo, Stauffer e 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 com a adição de fibras um aumento maior de resistência na areia bem graduada. Gray e Maher (1989) apontaram a forma das partículas como um fator que também influencia na resistência do solo reforçado com fibras, sendo que as partículas de solo mais arredondadas prejudicam a eficiência do reforço.

Ranjan e Charan (1996) observaram que a curva tensão x deformação de um areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais da ordem de 20%, comportamento análogo ao observado por Ardersland e Kattak (1979) para um solo argiloso.

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

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.

### Resistência pós-pico

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência pós-pico concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência (Gray e Ohashi, 1983; Gray e Al-Refeai, 1986; Fatani et al., 1991; Ranjan e Charan, 1996; Staufer e Holtz, 1996; Consoli et al., 1997, 1999, 2003 a; Casagrande, 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003).

### Rigidez inicial

Maher e Ho (1994) e Nataraj et al. (1996) 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. Vendruscolo (2003) também observou uma queda na rigidez inicial para um solo artificialmente cimentado reforçado com fibras.

Michalowski e 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.

Consoli et al. (2004) encontraram, tanto para matriz cimentada como para a matriz não cimentada, uma pequena influência na rigidez inicial causada pela adição de fibras de



poliéster e de vidro, mas uma grande redução da rigidez inicial causada pela adição de fibras de polipropileno.

O efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Segundo 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 no módulo. Entretanto, considerando misturas cimentadas reforçadas com fibras, as reduções do módulo foram bastante acentuadas para os três solos analisados.

### Variação volumétrica

A adição de fibras aumenta as deformações volumétricas de compressão na ruptura, segundo relatos de Stauffer e Holtz (1996), sendo este aumento mais pronunciado para uma areia mal graduada 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 e 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).

### Outros aspectos

Gray e Maher (1989) analisaram a influência de diversos parâmetros das fibras e dos solos sobre o comportamento tensão-deformação das misturas e salientaram que a distribuição das fibras de forma aleatória tem a vantagem da manutenção da resistência isotrópica e da ausência de planos de fraqueza, que podem ser desenvolvidos em sistemas de reforço orientado. Os autores verificaram a existência de uma tensão de confinamento crítica, que reduz com o aumento da relação  $l/d$  e torna mais efetiva a contribuição da fibra no aumento da resistência ao cisalhamento. No entanto, este crescimento com o aumento do teor de fibras é observado só até um certo limite.

Ranjan e Charan (1996) estudaram a influência das características das fibras (teor, relação  $l/d$ , superfície de fricção) e das propriedades dos solos na resistência ao cisalhamento,

realizando uma série de ensaios de compressão triaxial em solos granulares reforçados com fibras naturais e sintéticas distribuídas aleatoriamente. Baseados nos resultados obtidos, os autores constataram a existência de uma tensão confinante crítica que reduz com o aumento da relação  $l/d$ . As fibras serão suscetíveis ao arrancamento somente em um intervalo pequeno de tensão de confinamento. Comportamento que já havia sido relatado por Gray e Maher (1989).

McGown et al. (1988), estudando a influência da adição de malhas de polipropileno na resistência de um solo granular, verificaram um aumento considerável da resistência do solo reforçado obtida em ensaios triaxiais e ensaios de placa em escala reduzida. Observaram também que os parâmetros de resistência e de deformabilidade foram alterados pelo intertravamento entre o solo e o reforço, principalmente para maiores teores de reforço.

Maher e Gray (1990) concluíram que o aumento da resistência é função das propriedades da areia (gradação, tamanho e forma das partículas) e da fibra (teor, relação  $l/d$  e módulo). A resistência diminui com o aumento do tamanho médio e da esfericidade das partículas de areia; aumenta com o coeficiente de uniformidade da areia, o teor de fibras, o módulo das fibras e a relação  $l/d$ .

Gray e Ohashi (1983) apresentaram um modelo teórico para prever o comportamento de uma areia reforçada com fibras baseados em ensaios de cisalhamento direto executados com a areia, no estado fofo e denso, reforçada com fibras naturais, sintéticas e metálicas. Os resultados mostraram que a adição da fibra aumentou a resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. Foi possível observar, também neste caso, 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 extensíveis, 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. Fibras orientadas a  $60^\circ$  da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento.

Os resultados dos ensaios obtidos por Li e Mitchell (1988) mostraram que o reforço em formato de malha (fibras poliméricas) e o com ancoragens (fibras metálicas) apresentaram os melhores resultados, dobrando a resistência ao cisalhamento de uma areia fracamente

cimentada (3% de cimento) em relação à sem reforço. De maneira geral, todos os reforços aumentaram a ductilidade do material, permitindo uma maior absorção de energia.

Silva et al. (1995) realizaram ensaios de compactação, compressão não-confinada e ensaios de placa para verificar a influência da inclusão de fibras em um solo argiloso e outro arenoso. Nenhuma mudança significativa foi verificada nos parâmetros de compactação quando da adição de fibras. Independentemente do teor e do comprimento da fibra, a resistência à compressão do solo argiloso reforçado foi sempre superior ao do solo sem reforço. Por outro lado, o solo arenoso é sensível às variações de comprimento e teor de fibra. Um aumento da capacidade de suporte dos solos foi verificado com a adição das fibras através dos ensaios de placa.

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.

Specht (2000) avaliou os efeitos da adição de fibras poliméricas de diferentes propriedades mecânicas, uma em forma de filamentos e outra fibrilada (formada por pequenos filamentos unidos), sobre a resistência e a deformabilidade de um solo residual artificialmente cimentado sob 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 resistência à 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.

Maher e Ho (1994) estudaram as propriedades mecânicas e hidráulicas de um compósito caulinita-fibra através de ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, flexão e condutividade hidráulica. 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. Porém, 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.

Feuerharmel (2000) avaliou a influência do tipo de solo no padrão de comportamento de solos reforçados, com e sem cimentação artificial, por meio de ensaios triaxiais executados em três tipos de solo (argila, areia e areia siltosa) reforçados com fibras de polipropileno. Dentre as conclusões do trabalho estão: a adição de fibras de polipropileno provocou a redução do módulo de deformação inicial do solo, sendo que a intensidade das alterações depende do tipo e das características de cada solo, ou seja, os solos com menor rigidez foram os mais afetados; quanto à resistência ao cisalhamento, o comportamento dos solos não cimentados reforçados pode ser dividido em três etapas, uma inicial onde o comportamento é controlado basicamente pela matriz do solo, uma etapa intermediária, na qual o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelos elementos de reforço, e uma etapa final, onde o comportamento do material é comandado exclusivamente pelas fibras.

Heineck (2002) analisou o comportamento hidráulico e mecânico de amostras compactadas de solo, cinza, areia e caulim com adição de fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e bentonita. Heineck e Consoli (2002) executaram ensaios de ring shear nestes materiais e observaram que a influência da fibra ainda é visível mesmo após grandes deslocamentos, da ordem de 260 mm. Em uma análise conjunta com ensaios de condutividade hidráulica, indicaram a utilização do material compósito (caulim e fibras) como *liners* de cobertura ou de fundo, até mesmo em casos de resíduos perigosos.

Shewbridge e Sitar (1989) avaliaram o mecanismo de desenvolvimento da zona de cisalhamento de um solo granular reforçado com vários tipos de fibras através de ensaios realizados 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.

Maher e Ho (1993) estudaram o comportamento de uma areia artificialmente cimentada reforçada com fibras de vidro distribuídas aleatoriamente em ensaios triaxiais executados sob carregamento estático e cíclico. Analisaram também a resistência à tração do material cimentado reforçado pelo método brasileiro (ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral). A presença de 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, o índice de fragilidade, a capacidade de absorção de energia, o intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno e a resistência à tração da areia cimentada. Porém, houve uma redução da resistência com o acréscimo da tensão de confinamento. 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.

Freitag (1986) estudou os efeitos da inclusão de fibras na resistência à compressão simples de um solo residual de calcário compactado. Três fibras sintéticas diferentes foram utilizadas: uma de nylon (descartada no início dos trabalhos por dificuldades de mistura), uma de polipropileno (com 0,20 mm de diâmetro) e outra também de polipropileno chamada Fibermesh (0,10 mm de diâmetro). O comprimento das fibras era 20 mm e o teor foi de 1% em volume. Os resultados indicaram aumento da resistência à compressão não-confinada, principalmente para teores de umidade próximos à ótima e no ramo úmido da curva de compactação e que a ruptura do solo reforçado ocorre a uma deformação bem superior a do solo não reforçado.

Teodoro (1999) executou painéis de solo argiloso reforçado com fibras de polipropileno para estudar o padrão de fissuramento deste material quando submetido à variações de temperatura. O autor observou que a fibra não evitou o fissuramento, porém, reduziu significativamente a dimensão das trincas.

É importante salientar que nenhuma informação sobre o comportamento de solos reforçados com fibras sob compressão confinada está presente na literatura. O presente trabalho vem acrescentar mais este aspecto ao conhecimento dos mecanismos envolvidos nestes materiais compósitos.

## **2.5 Equipamentos para Medição de Tensão Lateral**

Segundo Ofer (1981), a tensão lateral de um solo pode ser medida em laboratório tanto em um equipamento triaxial como em um anel oedométrico modificado. A medição de tensão lateral em equipamentos triaxiais foi introduzida por Bishop e Eldin (1953). Tal técnica permite que a deformação lateral da amostra de solo seja mantida em zero através do ajuste constante da pressão dentro da célula. Campanella e Vaid (1972), Andrawes e El-Sohby (1973), Boyce e Brown (1976), El Ruwayih (1976), Kochi e Tatsuoka (1984), Feda (1984), Lo e Chu (1991), Tsuchida e Kikuchi (1991) desenvolveram equipamentos semelhantes.

### **2.5.1 Equipamentos com Medição de Tensão Lateral em Compressão Confinada**

Segundo Zhu (1993), os anéis oedométricos modificados para medir tensão lateral em solos podem ser divididos em duas categorias: anéis oedométricos de paredes finas e anéis oedométricos de paredes grossas. Os de parede fina foram utilizados por Brooker e Ireland (1965), Calhoun e Triandafilidis (1969), Edil e Dhowian (1981) e Ofer (1981). Esta técnica utiliza *strain gauges* colados na parede do anel para medir a tensão lateral causada pela pequena deformação da fina parede do anel. Anéis de paredes grossas foram utilizados por Abdelhamid e Krizek (1976) e Thomann e Hryciw (1990). Nestes casos, pequenos orifícios horizontais eram feitos à meia altura das paredes do anel por onde pistões eram usados para medir a tensão lateral dos solos sob deformação lateral zero.

O anel desenvolvido por Ofer (1981) é ilustrado na Figura 2.11. Este anel possui *strain gauges* colados à meia altura da parede fina e uma câmara de ar formada entre o anel de parede fina e o anel que envolve este primeiro. Este anel invólucro é vedado acima e abaixo por *o-rings*. A saída dos fios elétricos e a entrada de ar são possibilitadas por orifícios no topo do anel.

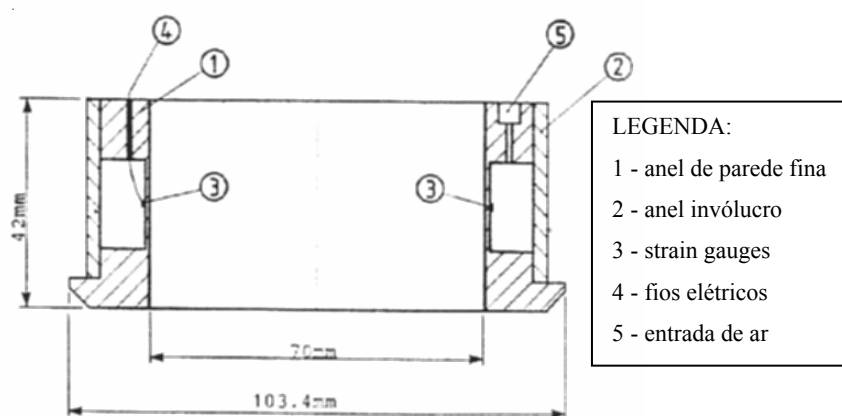


Figura 2.11 – Seção do anel com medição de tensão lateral (Ofer, 1981)

O anel apresentado por Zhu (1993) e Zhu et al. (1995), esquematicamente mostrado na Figura 2.12, possui uma parede de 1,5mm determinada de forma que a mesma fosse fina o suficiente para ter uma certa deformação e espessa o bastante para satisfazer a condição Ko. Dois *strain gauges* ativos são colados horizontalmente, distanciados 180° um do outro, à meia altura da parede fina para a medição da deformação radial do anel induzida pela tensão lateral do solo. Dois *strain gauges* compensadores de temperatura são colados na parte inferior da célula de carga onde nenhuma deformação ocorre durante o ensaio. Estes quatro strain gauges estão conectados formando um circuito do tipo ponte completa de Wheatstone. A compensação da temperatura foi considerada importante pelos autores para a obtenção de resultados estáveis e corretos.

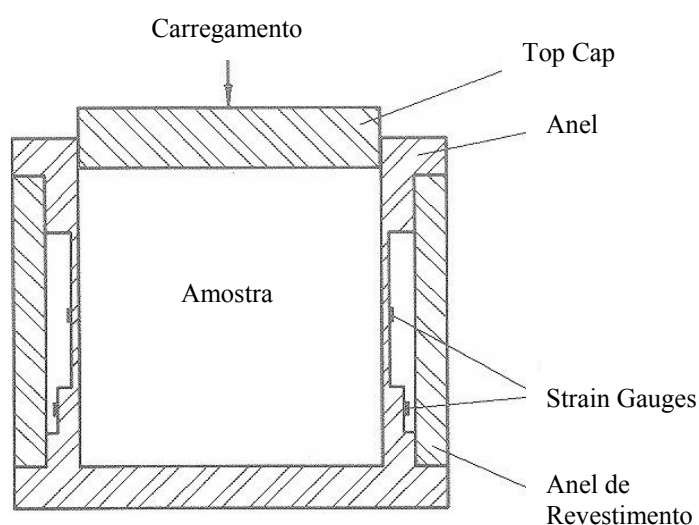


Figura 2.12 – Seção do anel com medição de tensão lateral (Zhu, 1993)

Acredita-se que tensão lateral em condições Ko reais possam ser medidas tanto em células triaxiais quanto em anéis oedométricos de paredes grossas. No entanto, seus sistemas de medidas e procedimentos de ensaio para o ajuste da deformação lateral zero são complicados (Zhu, 1993). Para anéis de paredes finas, tanto os sistemas de medidas quanto os procedimentos de ensaios são simples. No entanto, a pequena deformação necessária para a medição da tensão lateral e pode alterar os resultados dos ensaios.

Ofer (1981) realizou ensaios com e sem deformações laterais. Confirmou que em reais condições Ko, onde nenhuma deformação lateral foi permitida, os valores de Ko foram consideravelmente maiores que os obtidos para os ensaios onde mesmo uma pequena deformação lateral foi permitida (deformações laterais máximas de  $10^{-4}$ ). Segundo Zhu (1993), estas deformações têm um efeito insignificante na medida da tensão lateral do solo. A explicação para esta contradição pode estar na espessura de parede utilizada pelos dois autores, já que a de Ofer (1981) possuía 0,8mm e a de Zhu (1993) apresentava 1,5mm. Talvez a espessura utilizada por Ofer (1981) não tenha sido suficiente para validar uma situação de carregamento sob condições Ko, permitindo deformações maiores que a de Zhu (1993), da ordem de  $10^{-5}$ .



## CAPÍTULO 3

### 3. MATERIAIS E METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os materiais utilizados e os métodos de preparação das amostras, bem como os procedimentos adotados durante a realização do programa experimental. O programa experimental inclui o desenvolvimento de um equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral e a execução de ensaios neste equipamento.

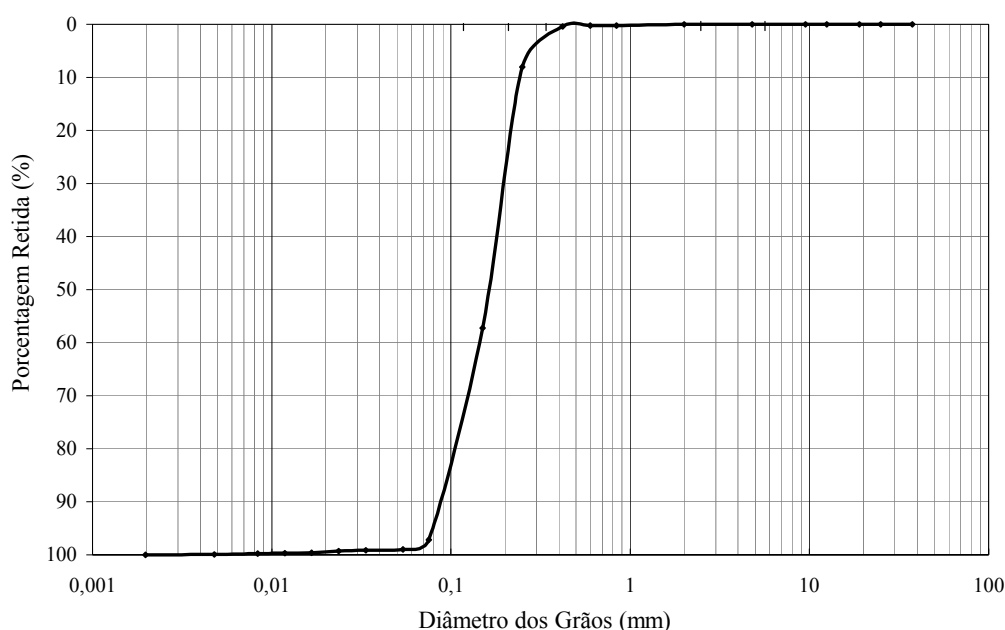
A metodologia a ser empregada para a execução deste trabalho é essencialmente experimental, consistindo de uma primeira etapa, relativa ao projeto e construção do equipamento para ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral e de uma segunda etapa, relativa à execução de ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral, em trajetórias de carregamento e descarregamento, em amostras de solo e de misturas de solo-cimento e solo-fibras.

#### **3.1. Materiais Utilizados**

##### **3.1.1. Areia**

O solo a ser utilizado foi extraído de uma jazida localizada no município de Osório – RS. Trata-se de uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme (NBR 6502/95; ASTM D 2487/93). A análise mineralógica desta areia, realizada por Spinelli (1999), indica a presença de 99% de quartzo, sendo o restante composto de glauconita, ilenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica.

Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade de Passo Fundo, conforme apresentado na Figura 3.1 e na Tabela 3.1.



**Figura 3.1: Curva granulométrica da areia de Osório**

**Tabela 3.1 - Índices físicos da areia de Osório**

Índices físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,2 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de uniformidade, $C_u$	2,1
Coefficiente de curvatura, $C_c$	1,0
Diâmetro efetivo, $D_{10}$	0,09 mm
Diâmetro médio, $D_{50}$	0,16 mm
Índice de vazios mínimo, $e_{min}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{max}$	0,9

### 3.1.2. Fibras

As fibras utilizadas como elemento de reforço foram fibras poliméricas de polipropileno, que estão disponíveis no mercado em forma de pequenos filamentos. Estas fibras 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 sua aplicação em ensaios com grandes dimensões ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia.

Foram utilizadas fibras de polipropileno fabricadas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. De acordo com as especificações fornecidas pelo próprio fabricante, esta fibra possui uma resistência à tração de 120 MPa, densidade relativa de 0,91 e um alongamento na ruptura de 80%. O termo utilizado na indústria têxtil para designar a espessura dos filamentos é o título, sendo que a unidade do título é o dtex, que representa a relação entre o peso e o comprimento do filamento (1 dtex=1g/10000m). O título, o teor e os comprimentos das fibras utilizadas foram adotados de acordo com pesquisas já realizadas com estes materiais buscando a possibilidade de utilização desses resultados em comparações com os obtidos neste trabalho. As fibras utilizadas nesta pesquisa têm título de 3,3 dtex, que correspondem ao diâmetro de 21µm. O teor utilizado foi de 0,5% do peso de material seco e os comprimentos foram de 6 e 12 mm.

### 3.1.3. Cimento

O cimento que foi utilizado nesta pesquisa é do tipo CP-V Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI). Este cimento é um tipo particular do cimento Portland comum que possui uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como uma moagem mais fina do cimento. Isto propicia a ele, ao reagir com a água, que adquira elevadas resistências com maior velocidade. Fato este que determinou o seu emprego. Suas características são mostradas na Tabela 3.2 a seguir. Os teores de cimento utilizados foram de 1%, 3% e 7% do peso de material seco, para que fosse possível o estudo de materiais fracamente, mediantemente e fortemente cimentados.

**Tabela 3.2: Propriedades do cimento CP-V (ARI)**

	<b>Finura</b>	<b>Tempo de pega</b>		<b>Resistência à compressão</b>			
	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Início (min)	Fim (min)	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)
Média	3,11	195	296	23,5	39,2	45,2	53,3
Mínimo	3,11	165	258	22,1	37,8	41,6	51,4
Máximo	3,11	218	365	25,2	41,8	47,2	53,6
Desvio padrão	0,00	14	27	0,9	0,9	1,2	1,3

Fonte: Camargo Corrêa Industrial S. A (1998)

### **3.2. Preparação dos Corpos de Prova**

A preparação dos corpos de prova em laboratório foi realizada em três fases: mistura, moldagem e cura, nos casos de misturas com cimento e em duas fases: mistura e moldagem, nos casos de misturas sem cimento. A mistura dos componentes foi realizada em recipiente apropriado na seguinte seqüência: solo, cimento (quando presente), água e fibra (quando presente). Esta seqüência foi considerada a mais indicada, pois no caso das amostras cimentadas, permite que o cimento seja misturado com o solo seco garantindo melhor homogeneização da matriz. No caso das amostras reforçadas, esta técnica evita a segregação das fibras que ocorre se a matriz está seca. A mistura foi realizada manualmente até ser atingida a homogeneização, verificada de forma visual.

A quantidade de fibra e de cimento adicionada à mistura foi determinada em relação ao peso de solo seco. O peso de água foi calculado em relação ao peso total do material seco (solo e cimento ou fibra). Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 g.

Os corpos de prova foram moldados na densidade relativa de 50% e com um teor de umidade de 10%. Estes valores foram adotados pelo fato de já terem sido utilizados em estudos anteriores com estes materiais, submetidos a outros tipos de ensaios, no intuito de possibilitar uma futura comparação entre os resultados já obtidos e os resultados deste trabalho. A compactação da mistura foi do tipo estática. A moldagem das amostras foi feita diretamente no anel de paredes finas, com 75 mm de diâmetro e 38 mm de altura. Os corpos de prova foram moldados em três camadas de mesma altura sobre uma pedra porosa e um papel filtro colocados no fundo do anel.

No caso dos corpos de prova com cimento, após a moldagem, os mesmos foram mantidos dentro do anel por 24 horas para que a cura fosse permitida.

### **3.3. Projeto e Construção do Equipamento de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral**

Neste trabalho foi desenvolvida uma célula de medição de tensões laterais a partir do princípio mecânico proposto por Ofer (1981). Zhu (1993) e Zhu et al. (1995) apresentam um modelo simplificado daquele original, sublinhando a importância do nível de deformações radiais atingidas pela parede do anel que respeitem a condição Ko. Nesta pesquisa foi possível

uma otimização do projeto apresentado por Zhu (1993), sem comprometimento da precisão, a partir de um estudo paramétrico prévio na fase de desenvolvimento empregando o Método de Elementos Finitos.

Para a montagem deste equipamento de medição de tensão lateral foram adaptados alguns componentes como uma prensa com capacidade de 50 kN, uma célula de carga com capacidade de 60 kN, medidores de deformação vertical do tipo régua resistiva, extensômetros elétricos e o sistema de aquisição de dados já disponíveis no ENVIRONGEO/UFRGS. A célula de medição de tensão lateral foi projetada e construída no desenvolvimento deste trabalho.

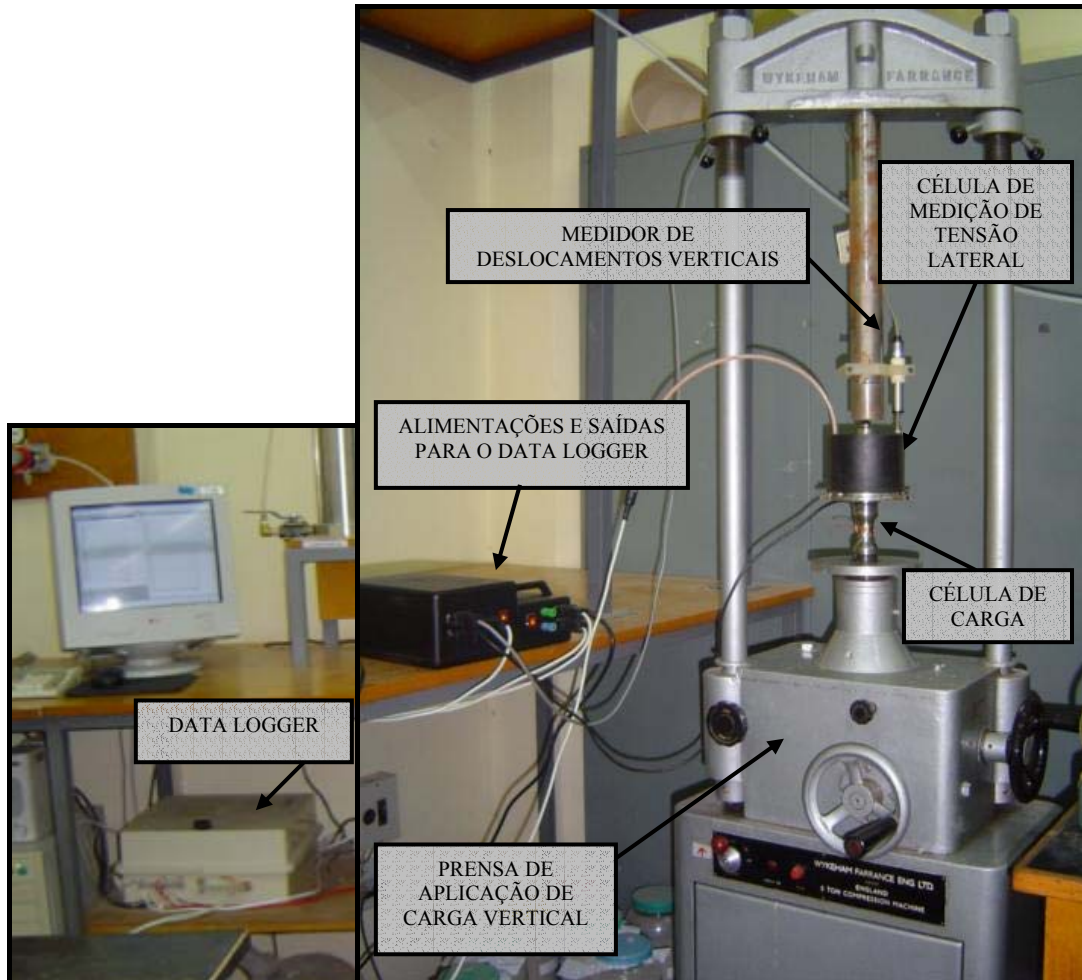
Desta forma, o equipamento é constituído de uma prensa com capacidade de 50 kN, uma célula de carga com capacidade de 60 kN, uma célula de carga para medição de tensão lateral com capacidade de 3000 kPa, um medidor de deslocamentos verticais do tipo régua resistiva com curso de 25,9 mm, três sistemas de alimentação (um de 5 Volts e dois de 10 Volts), um sistema de aquisição de dados com dois módulos do tipo *data logger* capazes de ler tensões de 0 a 50 mV e um microcomputador. A sensibilidade dos componentes determinada através do sistema completo está especificada na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3: Sensibilidade dos Componentes**

<b>Componentes</b>	<b>Sensibilidade</b>
Célula de carga	3,43 kN
Célula de medição de tensão lateral	0,50 kPa
Medidor de deslocamentos	0,004 mm
<i>Data loggers</i>	0,01 mV

A carga vertical foi aplicada em uma prensa e controlada manualmente através das leituras feitas por uma célula de carga colocada abaixo do anel. As tensões aplicadas chegaram a 3000 kPa. As deformações verticais foram obtidas de um medidor de deslocamentos do tipo régua resistiva preso à haste fixa central da prensa sobre a célula de medição de tensão lateral. Todos os componentes foram ligados à *data loggers* conectados a um computador, o que permitiu que a aquisição de dados fosse automatizada. O programa computacional utilizado para a aquisição dos dados foi o *Field Chart*, disponibilizado pela própria empresa onde foram adquiridos os *data loggers*.

Uma ilustração do equipamento é apresentada na Figura 3.2.



**Figura 3.2: Equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral**

### **3.3.1 Projeto do Sistema de medição da tensão lateral**

Condiçantes associadas à capacidade do sistema de aquisição de dados, à necessidade de manter as deformações laterais compatíveis com a condição  $K_0$  e à localização dos extensômetros elétricos em regiões cujo campo de deformações fosse apropriado, motivaram a tomada de decisão sobre o emprego de Métodos de Elementos Finitos para o projeto mecânico da célula de medição de tensões laterais. Analisando o modelo de anel construído por Zhu (1993), mostrado na Figura 2.12, e a forma como foi calibrado, notou-se uma diferença entre o estado de tensões presente na condição de calibração e na de ensaio, o que tornava necessária a determinação de uma constante de relação entre a condição de

Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra sob Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral

calibração e a de ensaio. Fato este que reforçou a opção do emprego de Métodos de Elementos Finitos no desenvolvimento deste trabalho.

Tendo em vista todas estas condicionantes, o programa de elementos finitos ANSYS, que é amplamente utilizado para projetos de componentes mecânicos, foi visto como sendo o mais apropriado para esta finalidade. A versão *Test Drive* 5.4 do ANSYS foi utilizada por ser gratuita.

Os aspectos levados em conta para o projeto são relacionados abaixo:

a) Aço Inox com coeficiente de dilatação compatível com tipo de extensômetro elétrico a ser utilizado. Esta constitui uma questão crítica no que diz respeito à qualidade do de funcionamento da célula de carga (estabilidade das leituras de zero frente a variações de temperatura ambiente);

b) Magnitude das deformações alcançadas na parede do anel considerando  $K_0 = 1$  resultantes das pressões verticais a serem empregadas (3000 kPa). Isto está relacionado à necessidade de manter a célula de carga trabalhando dentro do regime elástico (ausência de deformações plásticas);

c) Garantia de deformações nulas nas extremidades do anel.

Para o modelo de elementos finitos foi empregado um modelo axissimétrico, utilizando um malha com 182 elementos do tipo PLANE82 (ANSYS/ED<sup>TM</sup> 5.4, 1998), mostrada na Figura 3.3. Este elemento é definido por oito nós tendo dois graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x e y dos nós, pode ser utilizado como elemento plano ou axissimétrico e possui capacidade de plasticidade, *creep*, inchamento, tensão de enrijecimento, grandes deslocamentos e grandes deformações. O tipo de análise realizada foi não linear.

O modelo elástico perfeitamente plástico com a superfície de plastificação de Tresca foi utilizado nas simulações da célula. Os parâmetros do modelo constitutivo do material utilizado (Aço Inox V630) aparecem na Figura 3.4.

O modelo utilizado para as simulações é apresentado na Figura 3.5.

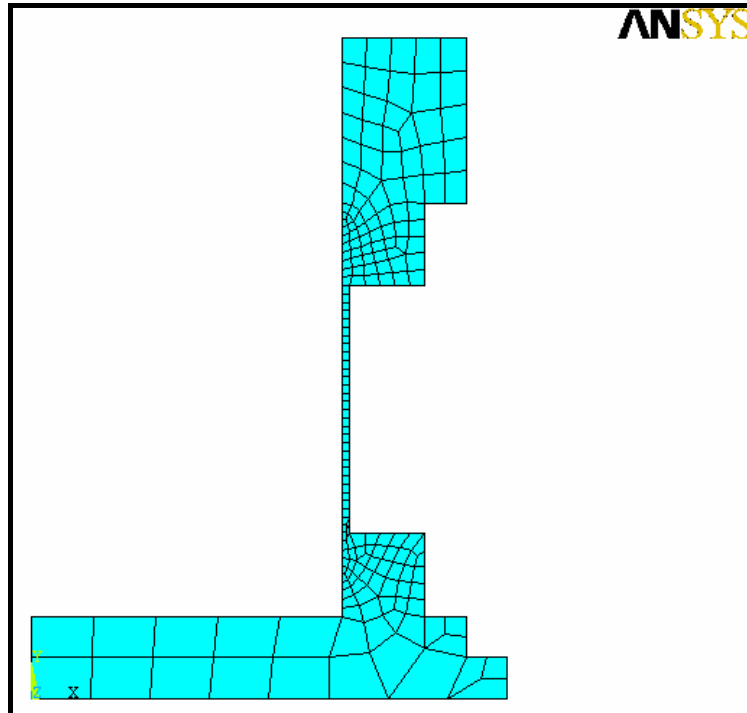


Figura 3.3: Malha do modelo proposto para simulação do ensaio

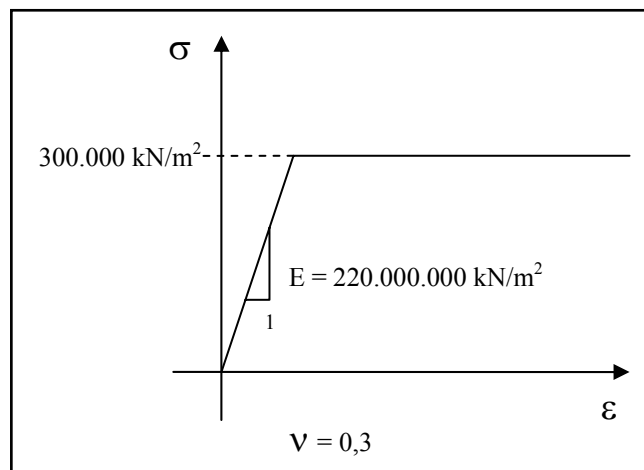


Figura 3.4: Parâmetros do Aço Inox V630



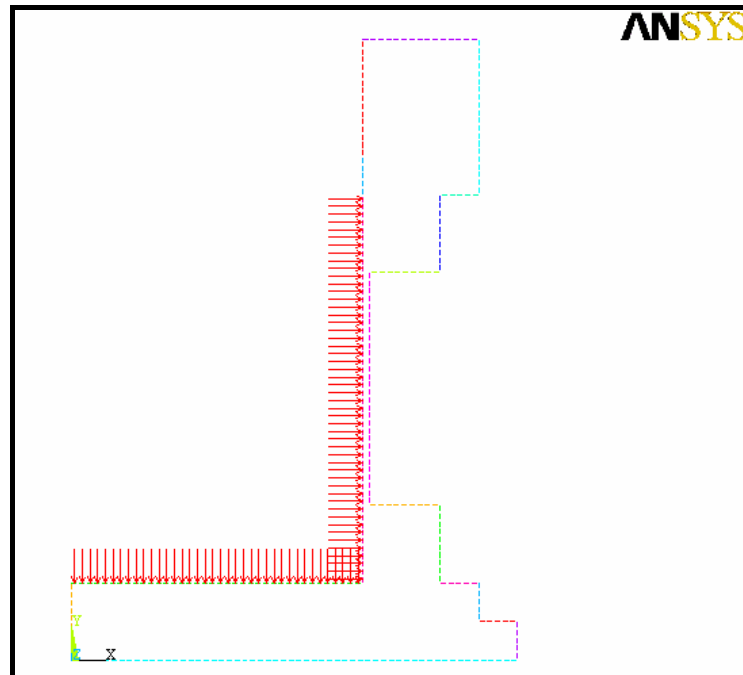


Figura 3.5: Modelo proposto para simulação do ensaio

A partir dos resultados das simulações para diferentes dimensões conseguiu-se compatibilizar as condicionantes de projeto no modelo mostradas na Figura 3.6.

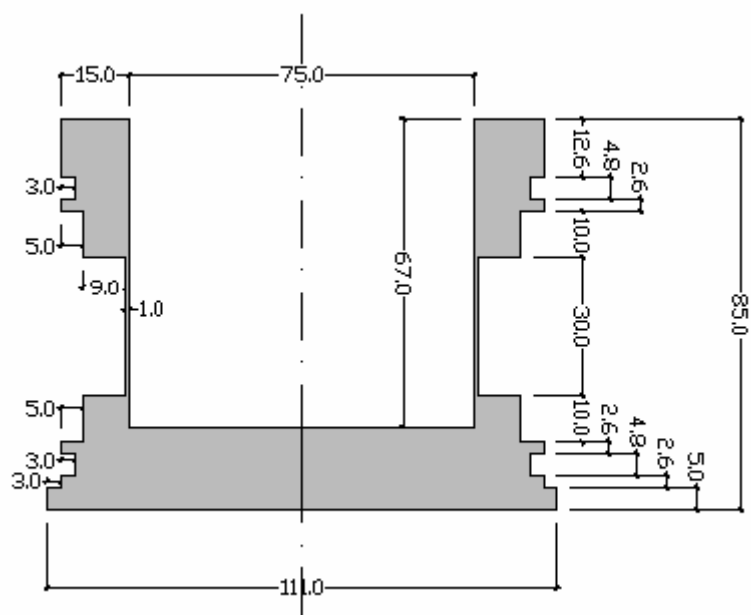
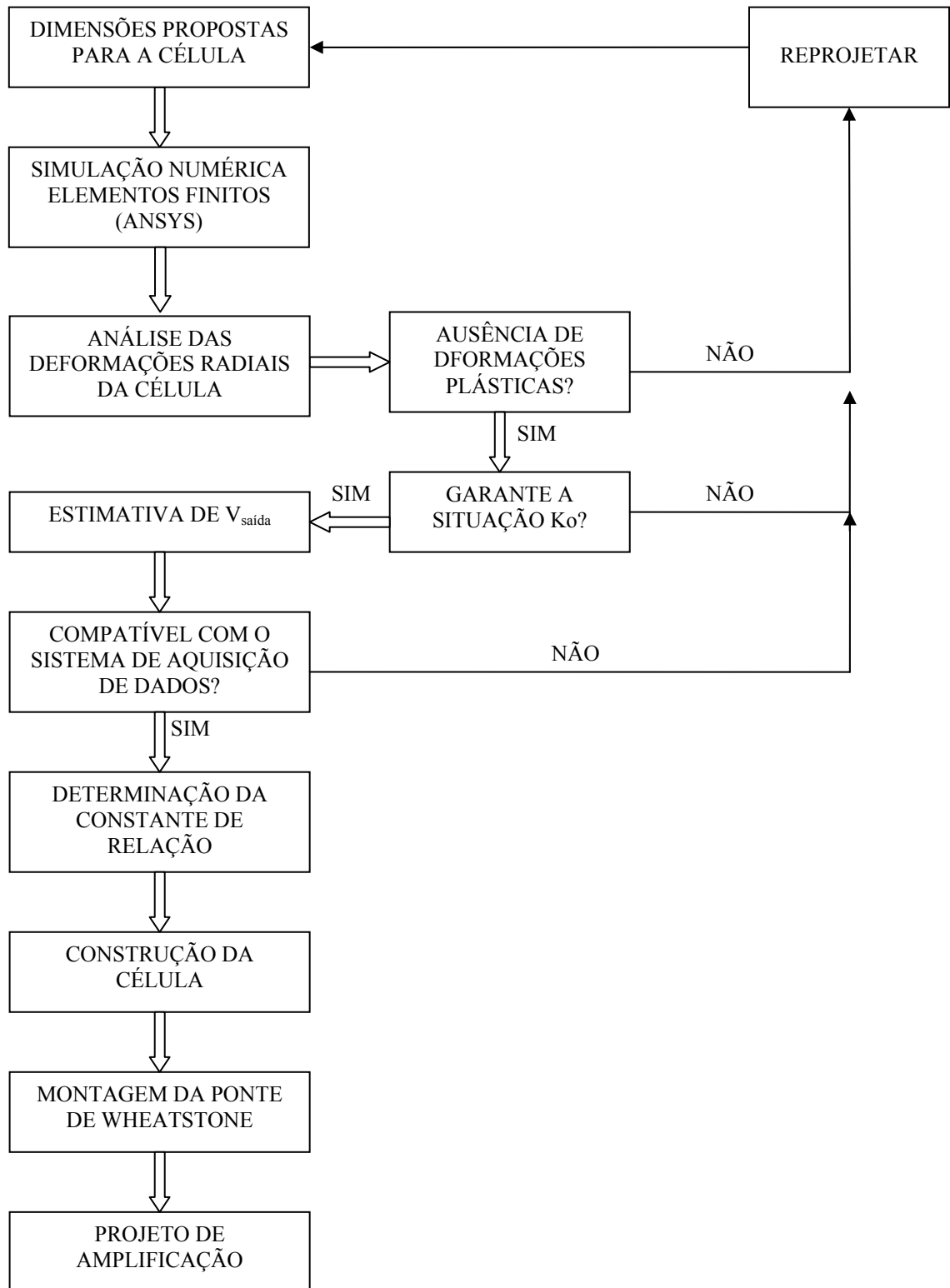


Figura 3.6: Dimensões do anel de paredes fina (mm)

O processo utilizado para o projeto e construção do equipamento está esquematizado no fluxograma da Figura 3.7.

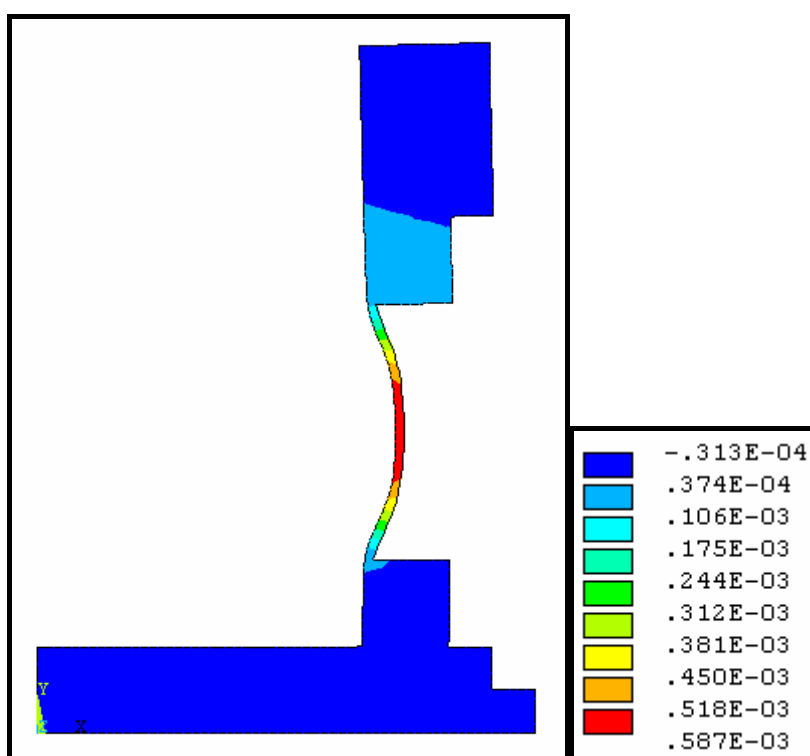


**Figura 3.7: Fluxograma do processo utilizado para o projeto e construção do equipamento**

### 3.3.2 Construção da Célula de Medição de Tensões Laterais

A tensão lateral do solo induz uma deformação radial na parede do anel. Através da medição desta deformação, a tensão lateral do solo pode ser determinada. Para esta medição foram colados extensômetros elétricos na parede externa do anel. Os extensômetros elétricos utilizados foram os da marca Kiowa, modelo KFC-10-C1-11, com resistência de  $119,8 \pm 0,2$  ohms e fator de resistência ( $K_{SG}$ ) de  $2,12 \pm 1\%$ .

A espessura da parede do anel de 1mm foi determinada de forma que a mesma fosse fina o suficiente para ter uma certa deformação e espessa o bastante para satisfazer a condição  $K_0$  no intervalo de tensões a ser trabalhado. As deformações encontradas nas simulações para esta espessura de parede na máxima tensão aplicada, considerando  $K_0 = 1$ , foram da ordem de  $10^{-4}$  como exemplifica a Figura 3.8. No entanto, os valores obtidos nos ensaios foram da ordem de  $10^{-5}$  a  $10^{-4}$ , não passando de  $1,8 \times 10^{-4}$ . Estes valores são extremamente pequenos quando comparado com as deformações usuais em solos e significativamente menor que os valores necessários para as tensões laterais atingirem o estado ativo (Edil e Dhowian, 1981). No capítulo 4 serão apresentados exemplos dos níveis de tensão lateral atingidos, que corroboram a premissa acima. A Figura 3.9 mostra a malha nesta mesma situação.



**Figura 3.8:** Deformações radiais do anel para tensão de 3000 kPa obtidas da simulação numérica

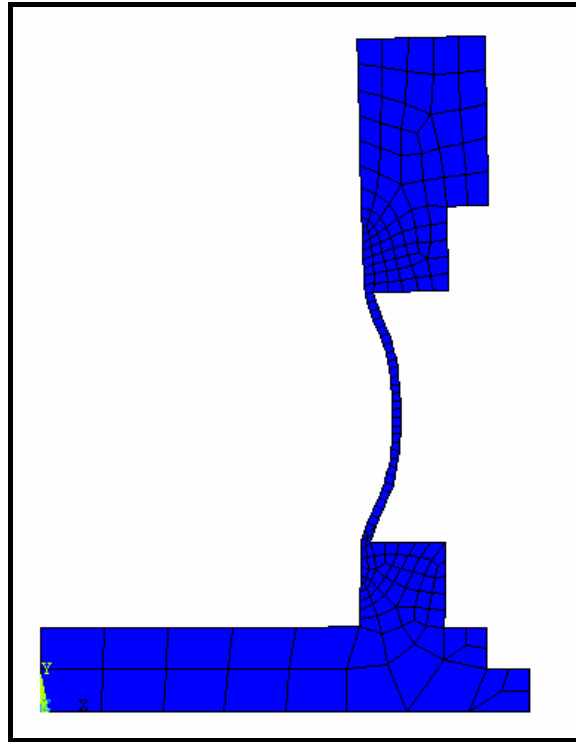


Figura 3.9: Malha deformada para tensão de 3000 kPa

O modelo de funcionamento na configuração de ponte completa de Wheatstone adotado neste trabalho foi o mesmo que o adotado por Zhu (1993).

O circuito do tipo ponte completa de Wheatstone, ilustrado na Figura 3.10, é formado por dois extensômetros elétricos ativos, que medem a deformação radial do anel, os quais foram colados horizontalmente distanciados  $180^\circ$  um do outro à meia altura da parede fina do anel conectados a outros dois extensômetros elétricos passivos, com a função de compensadores de temperatura, os quais foram colados na parte inferior do anel onde nenhuma deformação ocorre durante o ensaio.

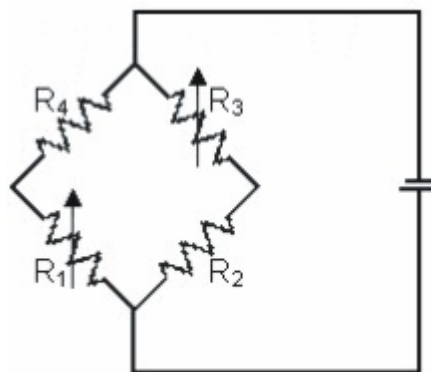
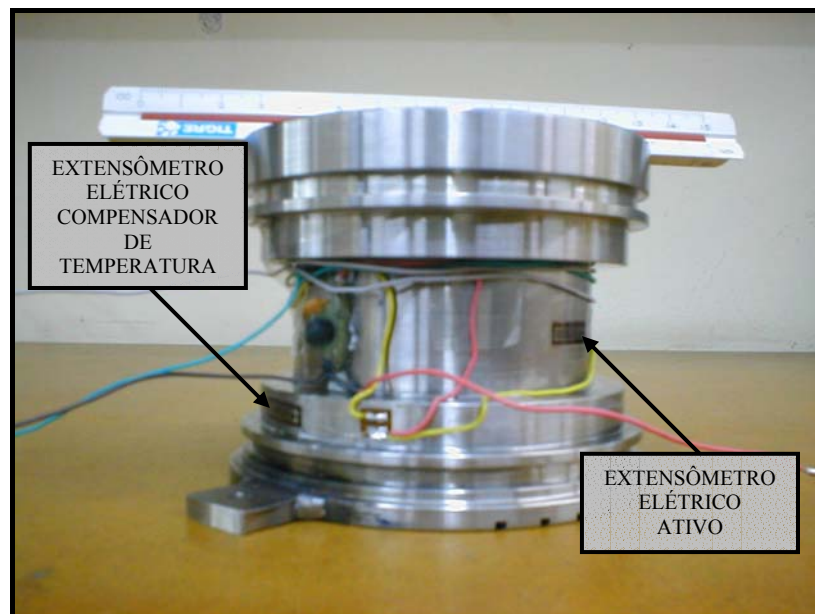


Figura 3.10 Modelo para medição das deformações radiais do anel (Ponte de Wheatstone)

Esta forma de circuito se torna importante por dois motivos básicos: a precisão na medição da tensão lateral é aumentada pela soma das medidas feitas por cada extensômetro elétrico ativo; as mudanças de temperatura nos extensômetros elétricos devido a fatores ambientes ou à passagem de corrente elétrica pelos mesmos podem ser compensadas. A compensação da temperatura é importante para obtenção de resultados estáveis e corretos.

Uma ilustração do anel com o sistema de extensômetros elétricos montado é mostrada na Figura 3.11.



**Figura 3.11: Ilustração do anel modificado para medição de tensão lateral com o esquema de extensômetros elétricos montado**

É importante salientar o cuidado que foi tomado na colagem dos extensômetros elétricos, uma vez que a eficiência de seu funcionamento depende, entre outros fatores, do contato entre os extensômetros elétricos e a superfície que está sendo ensaiada (Perry e Lissner, 1961). De modo que a superfície foi lixada, limpa com uma solução ácida, neutralizada e só então se procedeu à colagem com adesivo epóxi bi-componente KBR-610 da Excel, seguindo as instruções do fabricante em relação a tempo e temperatura de cura.

A célula de medição de tensão lateral desenvolvida foi alimentada com uma fonte simétrica de 5 V para minimizar o efeito do ruído.

A equação 1 expressa a voltagem de saída da ponte em função dos dados de alimentação, características dos extensômetros elétricos e das deformações decorrentes do carregamento.

$$\Delta V_{saída} = V_{alimentação} \left[ \frac{R_1(1 + K_{SG} \times \varepsilon)}{R_2 + R_1(1 + K_{SG} \times \varepsilon)} - \frac{R_4}{R_4 + R_3(1 + K_{SG} \times \varepsilon)} \right] \quad (1)$$

Onde:  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  e  $R_4$  são as resistências dos extensômetros elétricos indicados na Figura 3.4;  $K_{SG}$  é o fator de resistência dos extensômetros elétricos;  $V_{alimentação}$  é a tensão com a qual a ponte é alimentada;  $\varepsilon$  é a média das deformações radiais simuladas na parede do anel;  $\Delta V_{saída}$  é a leitura fornecida pelo circuito.

A formulação (1), correspondente à configuração de ponte com dois extensômetros elétricos ativos e dois passivos (Ponte Completa de Wheatstone), permite calcular a magnitude das tensões elétricas de saída do circuito. Os valores de  $R$ ,  $K$  e  $V_{alimentação}$ , constituem as constantes e as deformações  $\varepsilon$  são as variáveis do problema.

Nesta etapa do projeto, estas deformações foram obtidas a partir de simulações numéricas feitas pelo ANSYS e empregadas no modelo de ponte mencionado anteriormente (Equação 1) para que fosse possível prever a resposta elétrica da célula ( $\Delta V_{saída}$ ) antes da sua construção.

Analisando estas informações sobre as saídas do circuito obtidas numericamente e o curso de leitura do data logger, concluiu-se que seria adequado amplificar este sinal para que fosse aproveitada da melhor forma possível o sistema de aquisição de dados a fim de obter-se maior precisão nas leituras. O circuito de amplificação está esquematizado na Figura 3.12. A taxa de amplificação utilizada foi de 26 vezes.

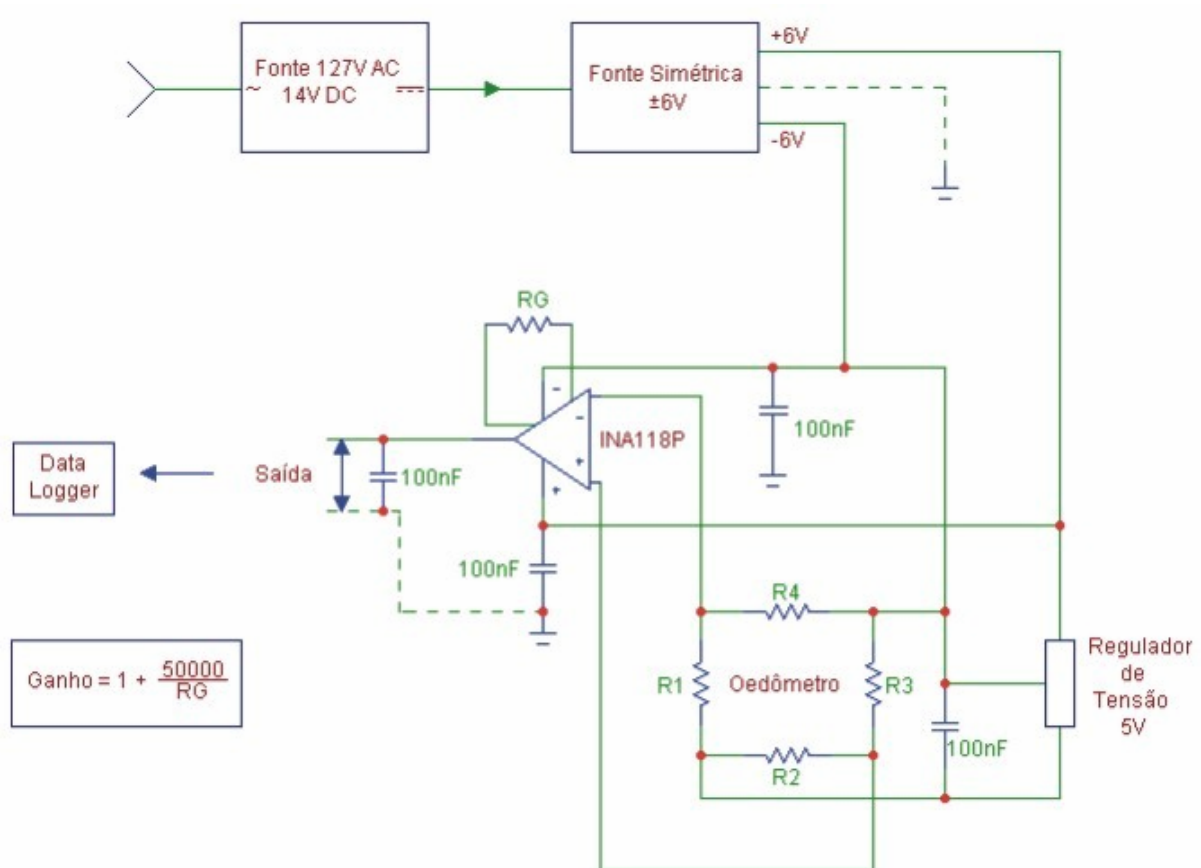


Figura 3.12: Circuito de amplificação da célula de medição de tensão lateral

### 3.3.3 Calibrações

A célula de carga foi calibrada utilizando-se anilhas de pesos conhecidos. Sua curva de calibração foi perfeitamente linear, não apresentando histerese e com um  $R^2$  de 0,9999.

A célula de medição de tensão lateral foi calibrada com água, com a utilização de um equipamento do tipo Budenberg aferido. Para esta calibração foi projetada uma tampa devidamente vedada, a qual possibilitou a aplicação das tensões conhecidas na água que preenchia totalmente o interior do anel. A curva de calibração obtida é apresentada na Figura 3.13.

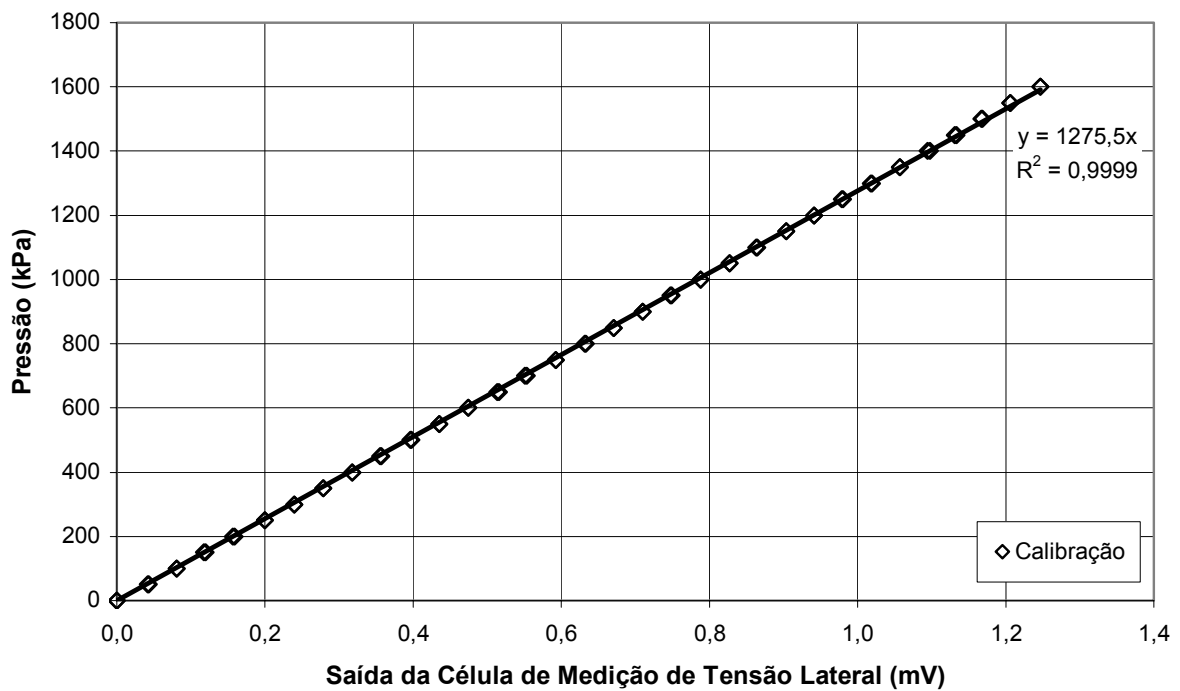


Figura 3.13: Curva de calibração da célula de medição de tensão lateral

Como a situação de calibração não é a mesma de ensaio (Figura 3.14), pois na calibração existe uma tensão exercida na tampa que é transmitida para as paredes do anel que não existe na situação de ensaio, foi necessário criar um modelo para simular esta situação. Da comparação dos dados obtidos na calibração com os resultados da simulação da calibração no ANSYS, conclui-se a extrema importância da necessidade de estabelecer uma relação entre os valores lidos do ensaio e a calibração disponível. Para isto, foi plotado um gráfico com os valores obtidos da calibração e os previstos pelo ANSYS, apresentado na Figura 3.15. Apesar de não ser necessária, a análise feita foi não linear. Uma forma mais simples seria utilizar uma análise linear elástica.



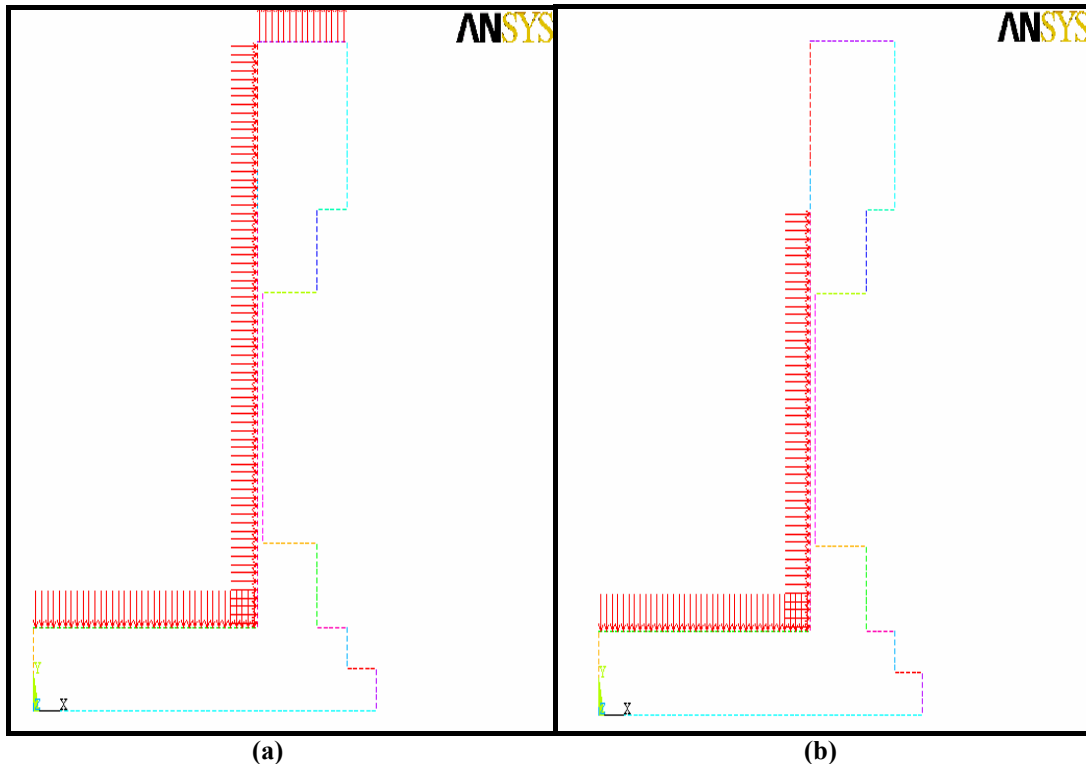


Figura 3.14: Modelo proposto para simulação da(a) calibração e (b) ensaio

A Figura 3.15 evidencia uma coincidência perfeita entre os valores, fato este que permitiu a determinação da relação entre as deformações radiais do anel obtidas das simulações dos ensaios com as obtidas na calibração. A análise dos dados mostrou que as deformações da parede do anel obtidas na situação de ensaio são 1,17 vezes maiores que as obtidas na situação de calibração como mostra a Figura 3.16. Sendo possível, através da aplicação desta relação, corrigir as tensões laterais dos ensaios obtidas através da constante de calibração. Esta correção se faz necessária por que a tensão, por exemplo “y”, obtida através da aplicação da constante de calibração na leitura feita “x”, é na realidade maior que a tensão real “z” (Figura 3.16).

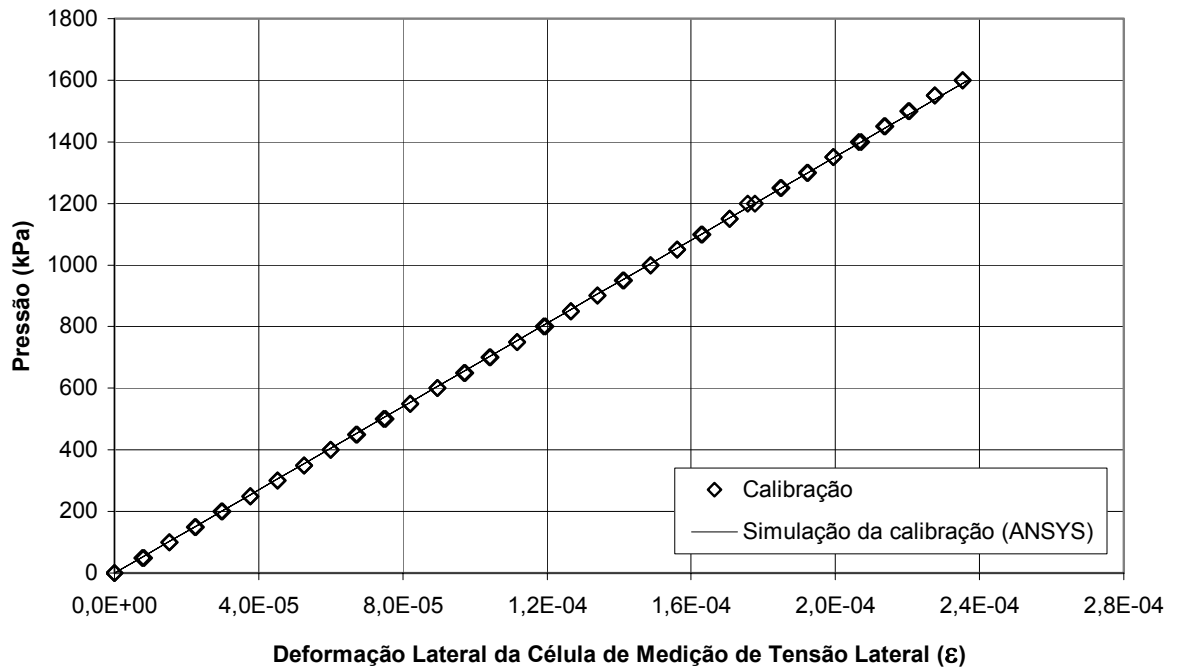


Figura 3.15: Comparação dos dados obtidos na calibração com os previstos pelo ANSYS

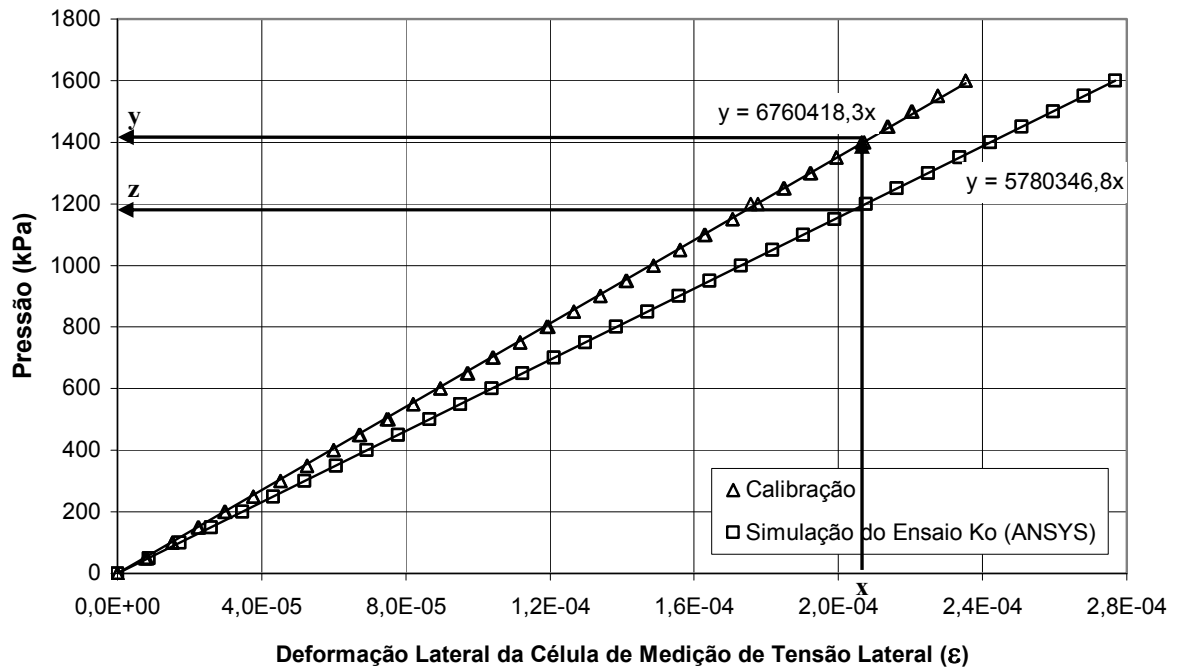


Figura 3.16: Comparação dos dados obtidos pelo ANSYS na situação de calibração e de ensaio

Uma vez concluído o processo de montagem continuou-se com a validação do equipamento mediante ensaios na areia de Osório, cujas propriedades foram apresentadas anteriormente. O Capítulo 4 apresenta os resultados dos ensaios de validação.

### **3.4. Ensaios de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral**

Os ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral foram executados em amostras de areia, areia com 0,5% de fibras com dtex 3,3 de 6 e 12mm de comprimento, e em areia com cimento nos teores de 1%, 3% e 7%. Todos os corpos de prova tinham umidade de 10% e densidade relativa de 50%. Nas amostras de areia com cimento, o tempo de cura foi de 24 horas e as tensões de cura foram de 0 e 500kPa.

Os ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral seguiram os procedimentos básicos descritos abaixo.

Após a amostra ter sido devidamente moldada dentro do anel, coloca-se sobre ela o papel filtro, a pedra porosa e o *top cap*. Durante o posicionamento da pedra porosa e do *top cap* é preciso ter muito cuidado para que fiquem devidamente centralizados de forma a evitar o atrito entre os mesmos e a parede do anel.

Em seguida, o anel é colocado na prensa sobre a célula de carga, ambos cuidadosamente centralizados. A seguir é posicionado o medidor de deslocamento vertical e, então, são ligados o anel, a célula de carga e o medidor de deslocamentos às suas respectivas fontes de alimentação.

Por fim, programa-se o aplicativo *Field Logger* para iniciar a aquisição dos dados. A aquisição foi feita com intervalo de tempo de 1 segundo.

A tensão atingida no ensaio é de 3000kPa, sendo aplicada em nove estágios: 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 500 kPa, 1000 kPa, 1500 kPa, 2000 kPa e 3000 kPa, tanto no carregamento como no descarregamento. O tempo de permanência em cada estágio foi de 15 minutos no carregamento e 5 minutos no descarregamento. Estes tempos foram definidos a partir de um ensaio prévio em uma amostra no maior índice de vazios do material, onde se avaliou a evolução dos deslocamentos verticais com o tempo, para alguns estágios de carga, no material a ser estudado. Foi possível concluir que praticamente a totalidade dos

deslocamentos é atingida em até 15 minutos, para as cargas analisadas, como exemplificado no gráfico da Figura 3.17.

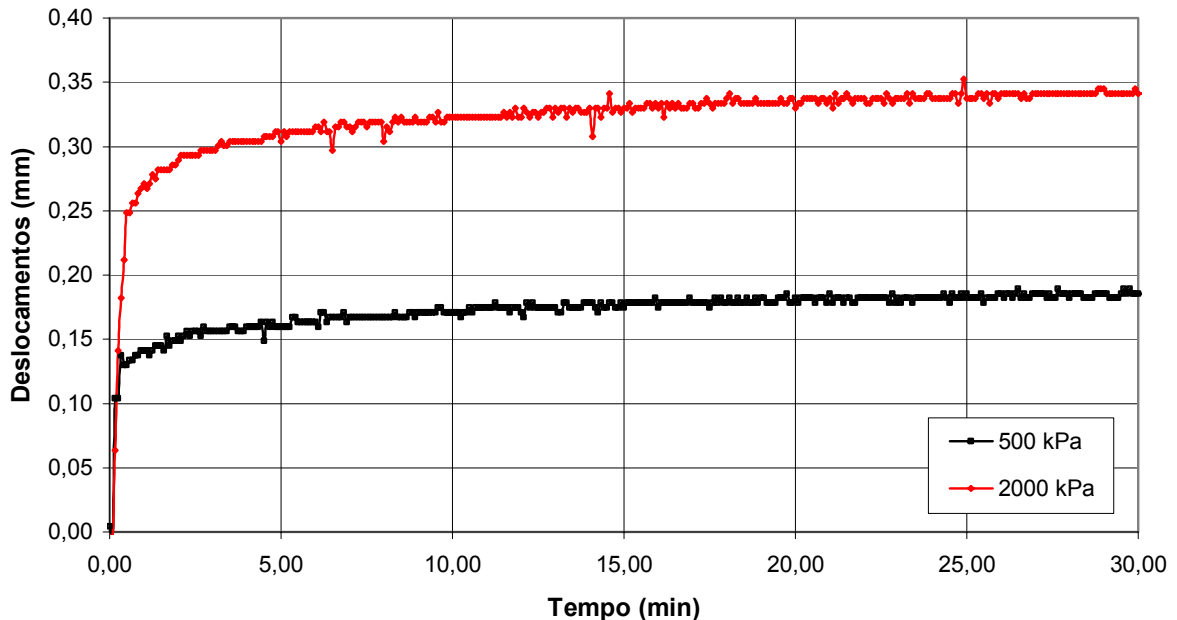


Figura 3.17: Variação dos deslocamentos com o tempo para os carregamentos de 500 e 2000 kPa

Após a amostra ser carregada até 3000 kPa e descarregada a 0 kPa, a aquisição de dados é cessada e o ensaio terminado.

### 3.4.1 Ensaios com Cura sob Tensão

Para os ensaios das amostras cimentadas procedeu-se da seguinte forma:

Amostras curadas sob tensão vertical 0 kPa: após a amostra ter sido devidamente moldada dentro do anel, coloca-se sobre ela o papel filtro, a pedra porosa e o *top cap* com os mesmos cuidados mencionados anteriormente. Em seguida, o anel é colocado na prensa sobre a célula de carga. A seguir é posicionado o medidor de deslocamento vertical e, então, permanece por 24 horas em cura. Após 24 horas, programa-se o aplicativo *Field Logger* para iniciar a aquisição dos dados. Iniciado o ensaio, a amostra é carregada até 3000 kPa e posteriormente descarregada da mesma forma como foi descrita a cima.

Amostras curadas sob tensão vertical 500 kPa: após a amostra ter sido devidamente moldada dentro do anel, coloca-se sobre ela o papel filtro, a pedra porosa e o top cap com os mesmos cuidados mencionados anteriormente. Em seguida, o anel é colocado na prensa sobre a célula de carga. A seguir é posicionado o medidor de deslocamento vertical. Programa-se o aplicativo Field Logger para iniciar a aquisição dos dados e, então, aplica-se a pressão de 500 kPa. O monitoramento desta pressão é feito durante o período de cura (24 horas). Iniciado o ensaio, a amostra é descarregada a 0 kPa, carregada até 3000 kPa e descarregada novamente, nos mesmos estágios de carga descritos a cima.

Amostras carregadas até 500 kPa e curadas sob tensão vertical 0 kPa: após a amostra ter sido devidamente moldada dentro do anel, coloca-se sobre ela o papel filtro, a pedra porosa e o *top cap* com os mesmos cuidados mencionados anteriormente. Em seguida, o anel é colocado na prensa sobre a célula de carga. A seguir é posicionado o medidor de deslocamento vertical. Programa-se o aplicativo *Field Logger* para iniciar a aquisição dos dados e, então, aplica-se a pressão de 500 kPa por um período de 30 minutos e então descarrega-se a 0 kPa, onde permanece durante o período de cura (24 horas). Iniciado o ensaio, a amostra é carregada até 3000 kPa e descarregada a 0 kPa, nos mesmos estágios de carga descritos acima.

## CAPÍTULO 4

### 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta a análise e discussão dos resultados experimentais simplificados obtidos nesta dissertação, os quais consideram somente as últimas leituras de cada estágio de carga. Os resultados obtidos na íntegra estão apresentados no Anexo A. Inicialmente são apresentados os ensaios de validação do equipamento desenvolvido neste trabalho, seguidos dos ensaios feitos em areia para averiguar a repetibilidade dos resultados. Na seqüência, é avaliada a influência da adição de fibras de diferentes comprimentos e de cimento em variadas quantidades ao solo estudado na trajetória de tensões  $K_0$ , na tensão lateral, nas deformações verticais e nos valores de  $K_0$ . Ao final do capítulo, é apresentado um estudo do efeito da tensão e índice de vazios de cura no comportamento do solo cimentado em ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral.

#### 4.1. Ensaios de Validação do Equipamento

Os ensaios realizados para validação do equipamento construído durante este trabalho buscaram uma semelhança na forma das curvas  $p \times q$  e Tensão Vertical  $\times$  Tensão Lateral obtidas (Figuras 4.3 e 4.4) com as apresentadas por Lambe e Whitman (1979) nas Figuras 4.1 e 4.2. Os ensaios foram executados em duas amostras de areia seca, em duas densidades relativas quaisquer, determinadas posteriormente como sendo de 30% e de 77%, para que fosse possível avaliar a coerência dos dados. Foram avaliadas as trajetórias de carregamento e descarregamento, sendo aplicadas tensões verticais da ordem de 4700 kPa. Estes resultados são mostrados nas Figuras 4.3 e 4.4.

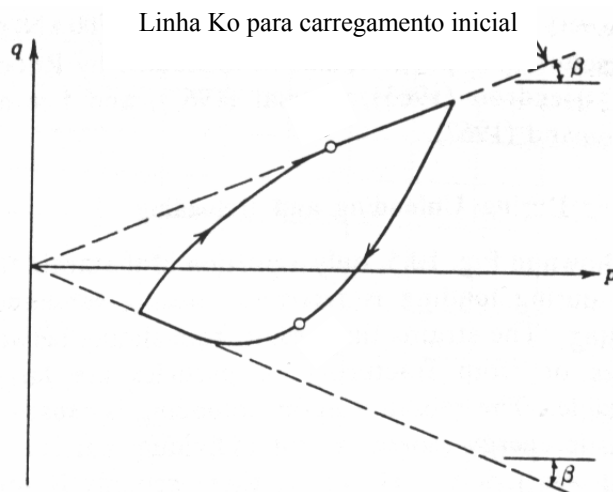


Figura 4.1 – Trajetória de tensões durante compressão confinada cíclica (Lambe e Whitman, 1979)

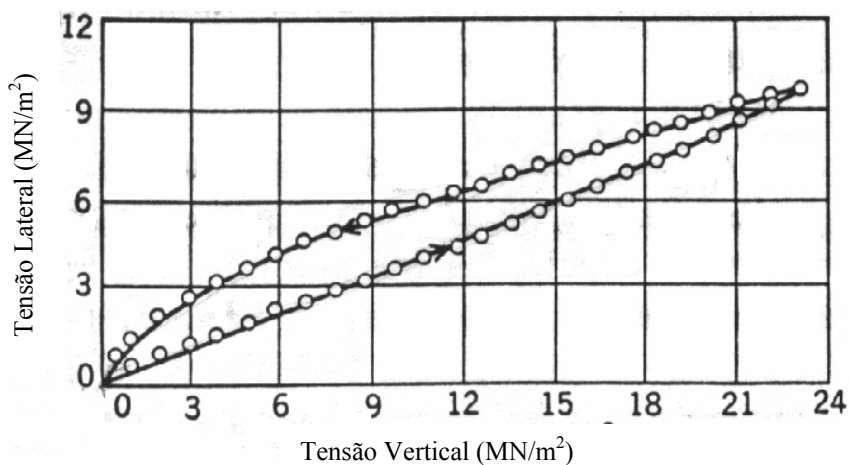


Figura 4.2 – Tensão Lateral durante compressão confinada da areia de Minnesota,  $e_0 = 0,62$ ,  $D_r = 0,34$  (Lambe e Whitman, 1979)

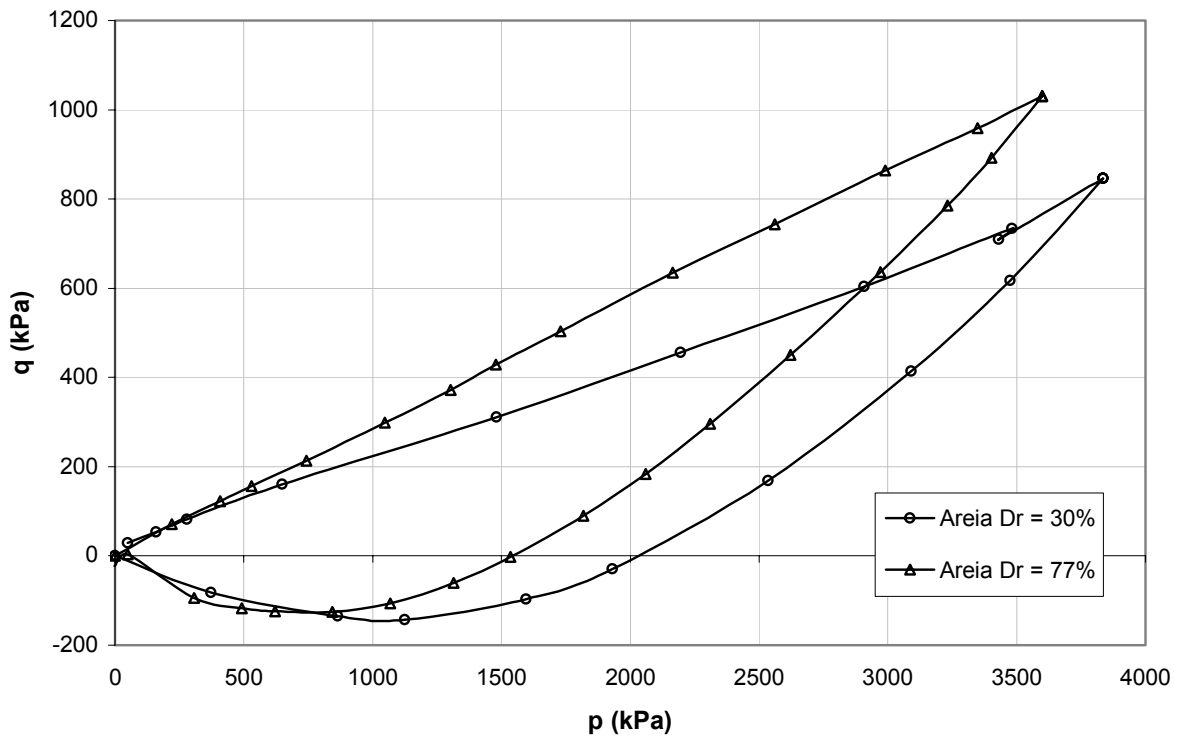


Figura 4.3 – Curva p x q para a areia seca nas densidades relativas de 30% e 77%

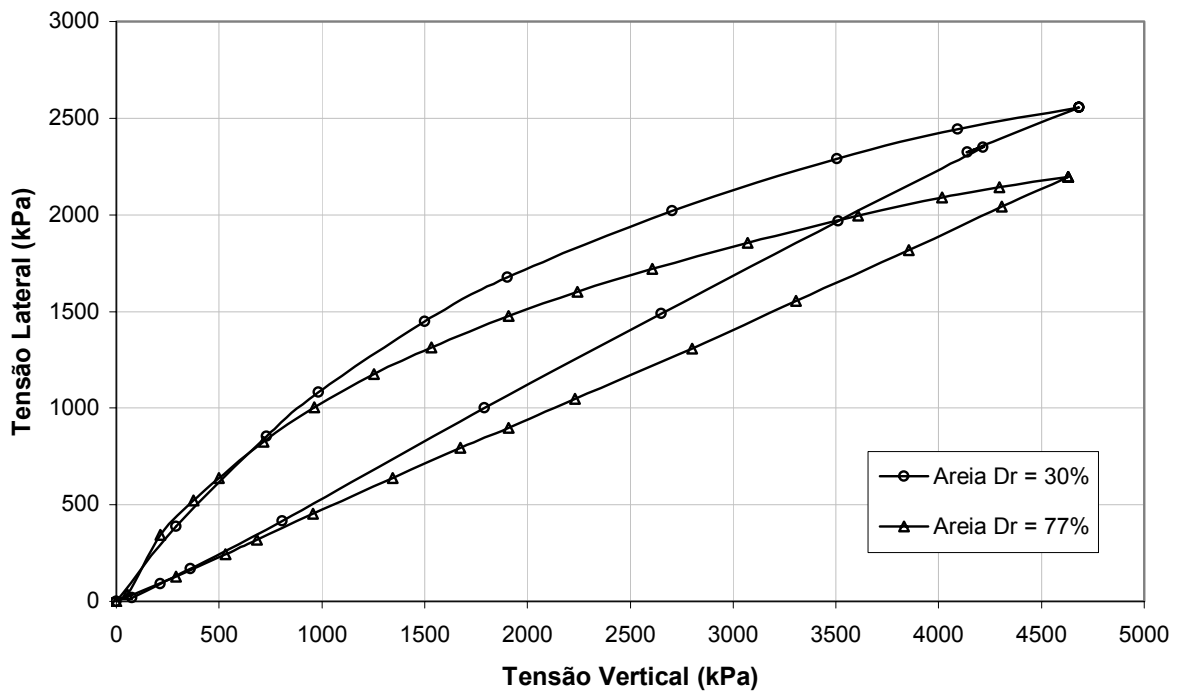


Figura 4.4 – Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia seca nas densidades relativas de 30% e 77%



A partir destes resultados foi possível verificar que a célula de medição de tensão lateral estava funcionando bem, uma vez que as formas das curvas  $p \times q$  e Tensão Vertical  $\times$  Tensão Lateral estão de acordo com as apresentadas por Lambe e Whitman (1979). Em relação às densidades, os resultados mostraram-se coerentes, uma vez que a areia de maior densidade apresentou menores tensões laterais que a areia de menor densidade, o que era esperado.

Quanto à repetibilidade dos resultados, dois ensaios foram feitos na areia com densidade relativa de 50% e teor de umidade de 10%, valores adotados e justificados no Capítulo 3. O nível de tensões atingido nos ensaios foi de 3000 kPa. Os ensaios forneceram os resultados apresentados nas Figuras 4.5 a 4.8.

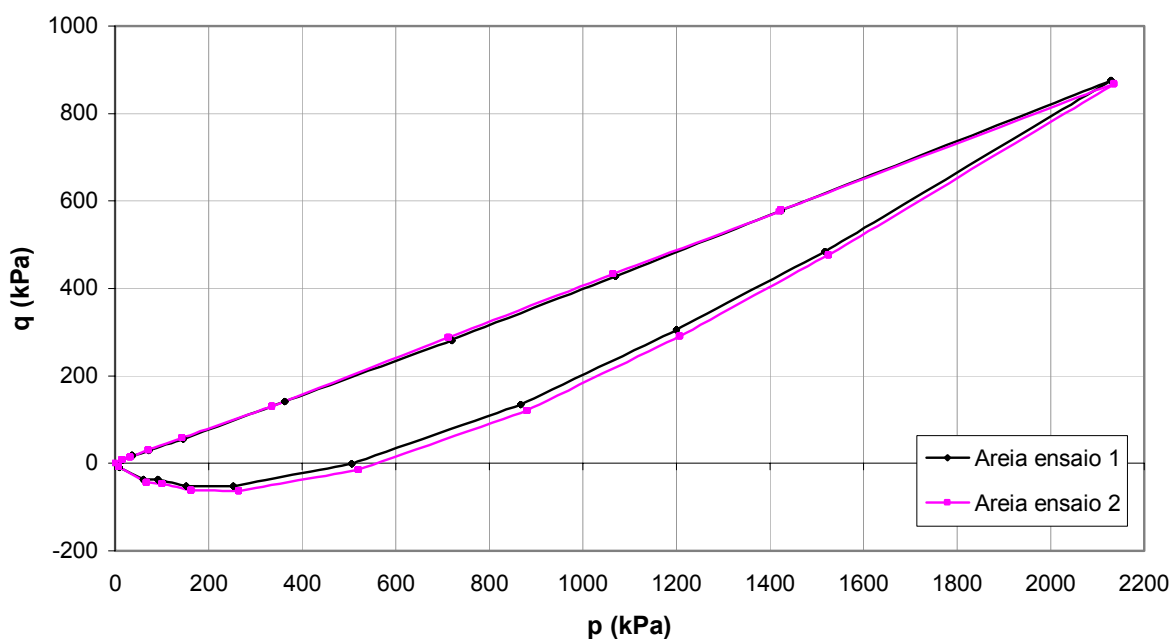


Figura 4.5 – Trajetória de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com  $D_r = 50\%$  e teor de umidade de 10%

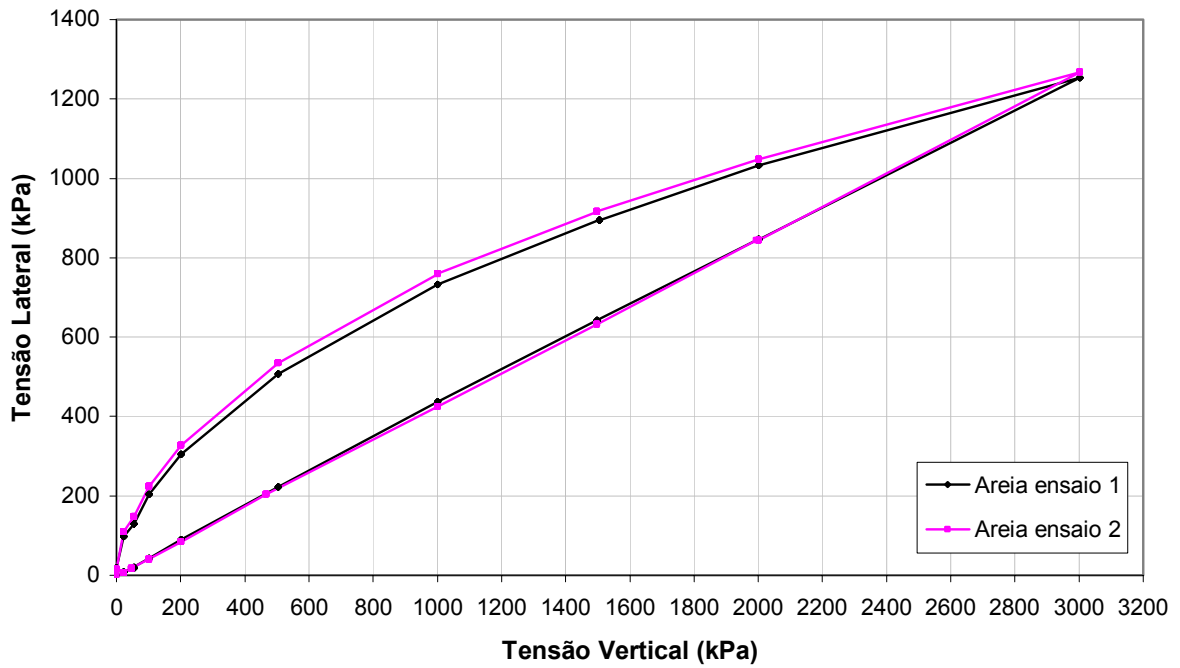


Figura 4.6 – Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia com  $D_r = 50\%$  e teor de umidade de  $10\%$

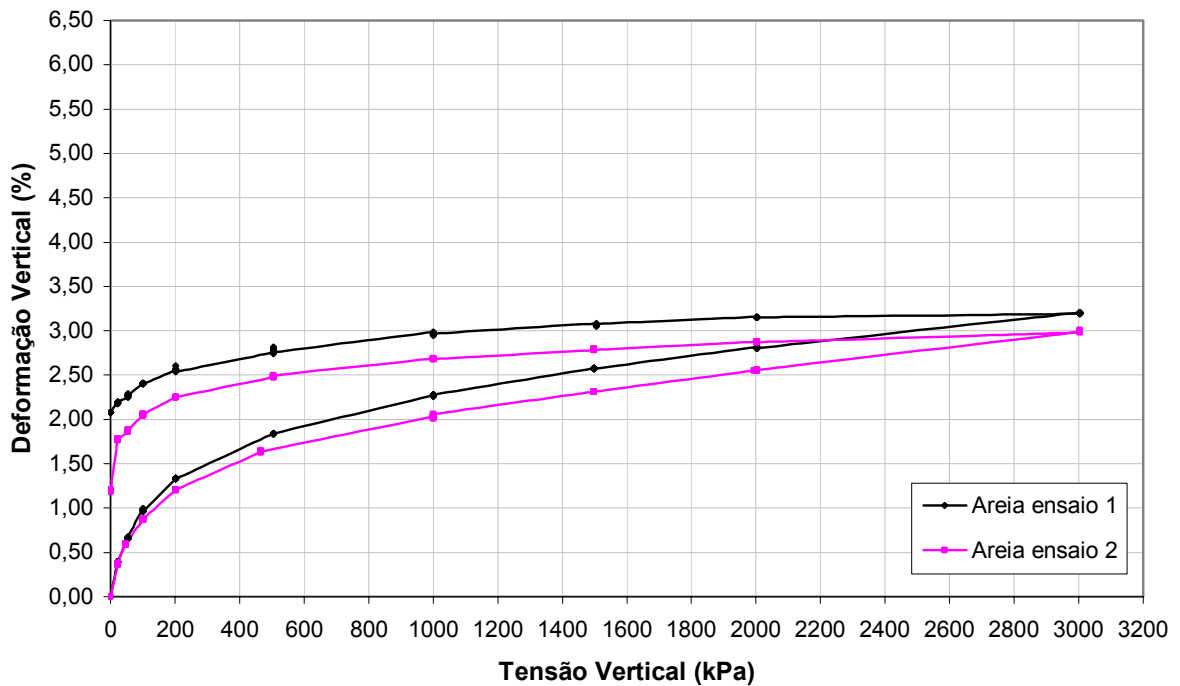


Figura 4.7 – Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia com  $D_r = 50\%$  e teor de umidade de  $10\%$

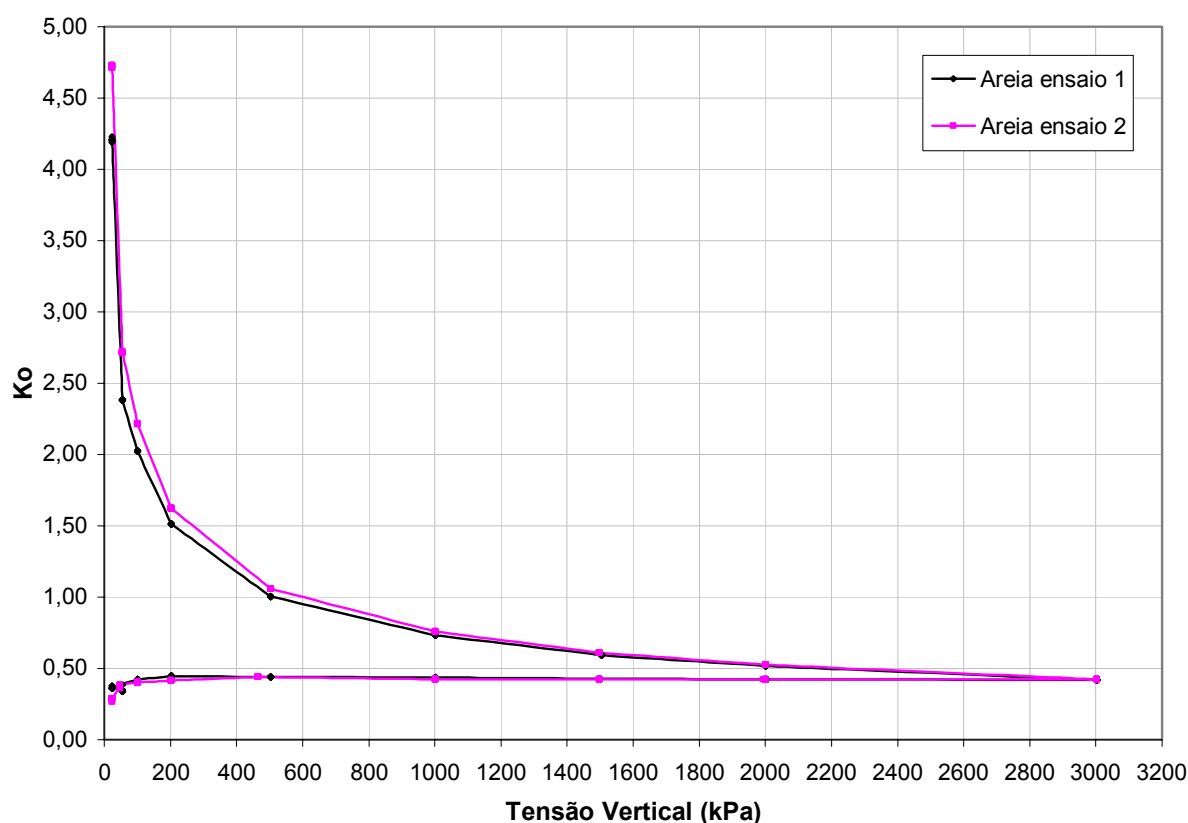


Figura 4.8 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia com  $D_r = 50\%$  e teor de umidade de  $10\%$

As figuras 4.5 a 4.8 evidenciam a boa confiabilidade dos resultados fornecidos pelo equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral desenvolvido nesta pesquisa. Principalmente no que diz respeito à medição das tensões. A medição das deformações verticais apresentou uma variabilidade um pouco maior, mas ainda pode ser considerada aceitável. Acredita-se que esta dispersão relativa às medidas das deformações verticais seja devido, provavelmente, à problemas com a régua resistiva, uma vez que os resultados referentes às medidas das tensões não apresentaram esta variabilidade.

Acredita-se que a diferença apresentada nos valores de  $K_o$  para os carregamentos iniciais seja devida à influência da sucção presente na amostra, já que se sabe que o valor de  $K_o$  é constante para areias. Durante o carregamento a presença de sucção causaria uma redução nos valores da tensão horizontal resultando em valores menores de  $K_o$ . Sendo assim, acredita-se que a sucção existente deve ser baixa e constante, uma vez que sua influência teria sido notada somente nos carregamentos até aproximadamente 100 kPa. Não houve a possibilidade de realizar medidas de sucção nas amostras ensaiadas nem ensaios para estimativa destes valores.

## 4.2. Ensaio de Compressão Confinada com Medição de Tensão Lateral

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral em trajetórias de carregamento e descarregamento realizados sobre amostras de solo, solo reforçado com fibras de polipropileno e solo artificialmente cimentado. O estudo abrange aspectos relacionados com a influência da variação dos comprimentos das fibras, dos teores de cimento e da tensão e índice de vazios de cura.

### 4.2.1 Influência da Inclusão de Fibras e do Comprimento das Fibras

Foram realizados ensaios em amostras de solo compactado com densidade relativa de 50% e teor de umidade de 10% e do mesmo reforçado com 0,5% de fibras de 6 e 12 mm de comprimento.

#### 4.2.1.1 Trajetória de Tensões ( $p \times q$ )

A Figura 4.9 apresenta as trajetórias de tensões seguidas nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral para o solo compactado e para o solo reforçado com fibras de 6 e 12 mm de comprimento, respectivamente.

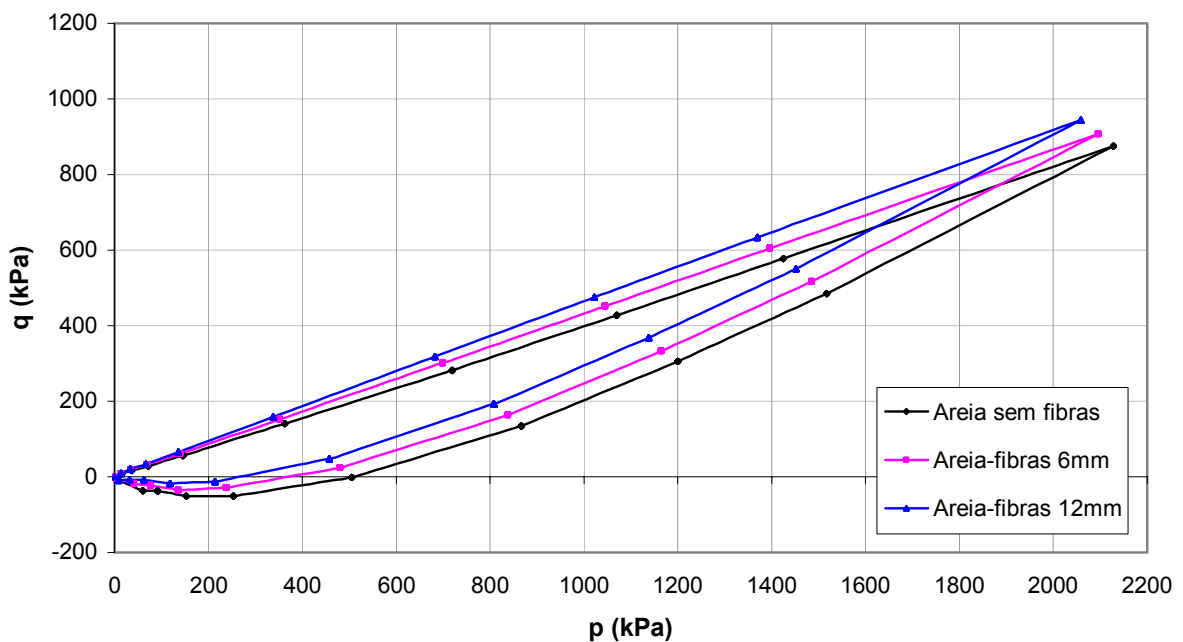


Figura 4.9 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento

Nota-se que a inclusão de fibras aumenta os valores de  $q$  e diminui os valores de  $p$ . Observa-se também que a influência da presença das fibras torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões.

A variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior o comprimento.

#### 4.2.1.2 Tensão Lateral

A Figura 4.10 apresenta a variação da tensão lateral com a tensão vertical nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral para o solo compactado e para o solo reforçado com fibras de 6 e 12 mm de comprimento, respectivamente.

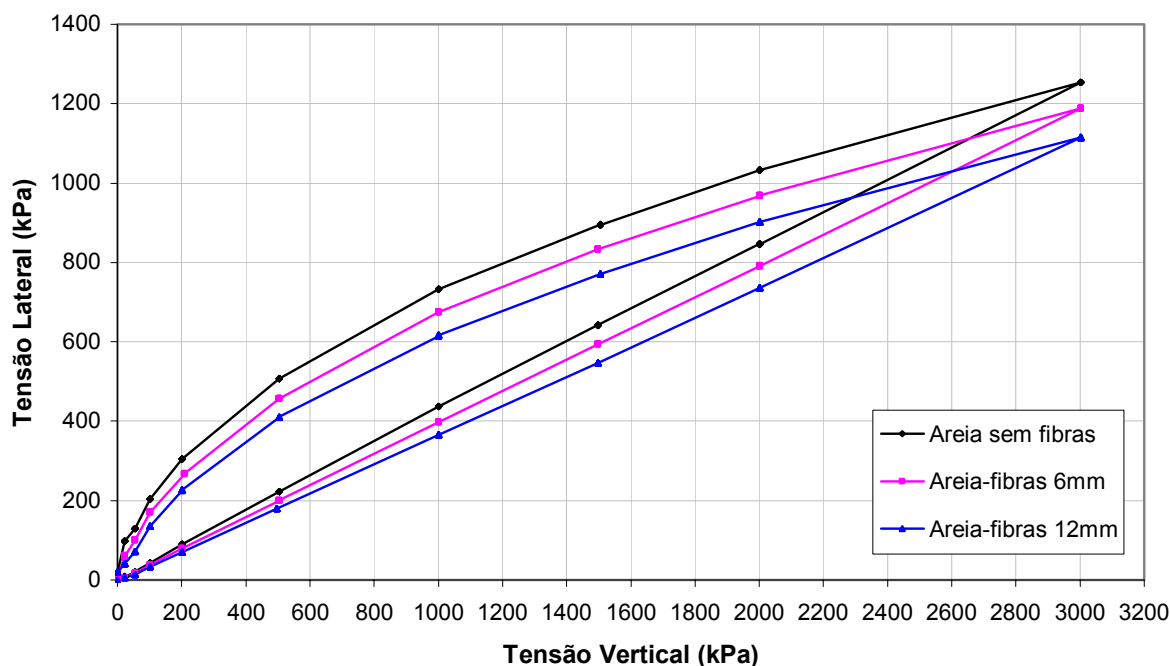


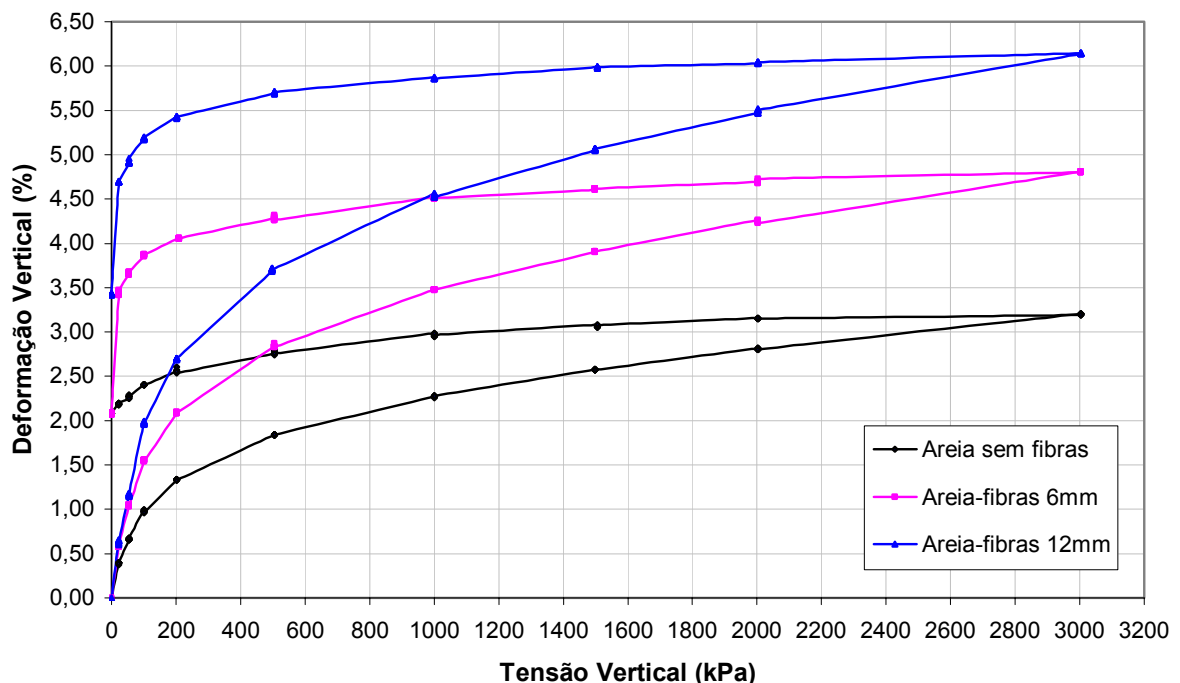
Figura 4.10 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento

Observa-se uma diminuição da tensão lateral com a inclusão de fibras. Novamente, fica evidente da análise das curvas apresentadas acima que a influência da presença das fibras tornar-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais.

A variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a tensão lateral, sendo que a tensão lateral diminui com o aumento comprimento das fibras. As reduções na tensão lateral foram de 5,3% para a areia reforçada com fibras de 6mm e de 11% para a areia reforçada com fibras de 12mm em relação aos valores obtidos para a areia sem reforço para a máxima tensão atingida nos ensaios.

#### 4.2.1.3 Curva Tensão Vertical – Deformação Vertical

O comportamento tensão-deformação do solo compactado e do solo reforçado com fibras de 6 e 12 mm de comprimento nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral é mostrado na Figura 4.11.



**Figura 4.11 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento**

Nesta Figura pode-se observar que a inclusão de fibras modifica o comportamento tensão-deformação no carregamento principalmente nas tensões iniciais e praticamente mantém a forma da curva da areia sem fibras no descarregamento, onde a fibra não mais atuaria.

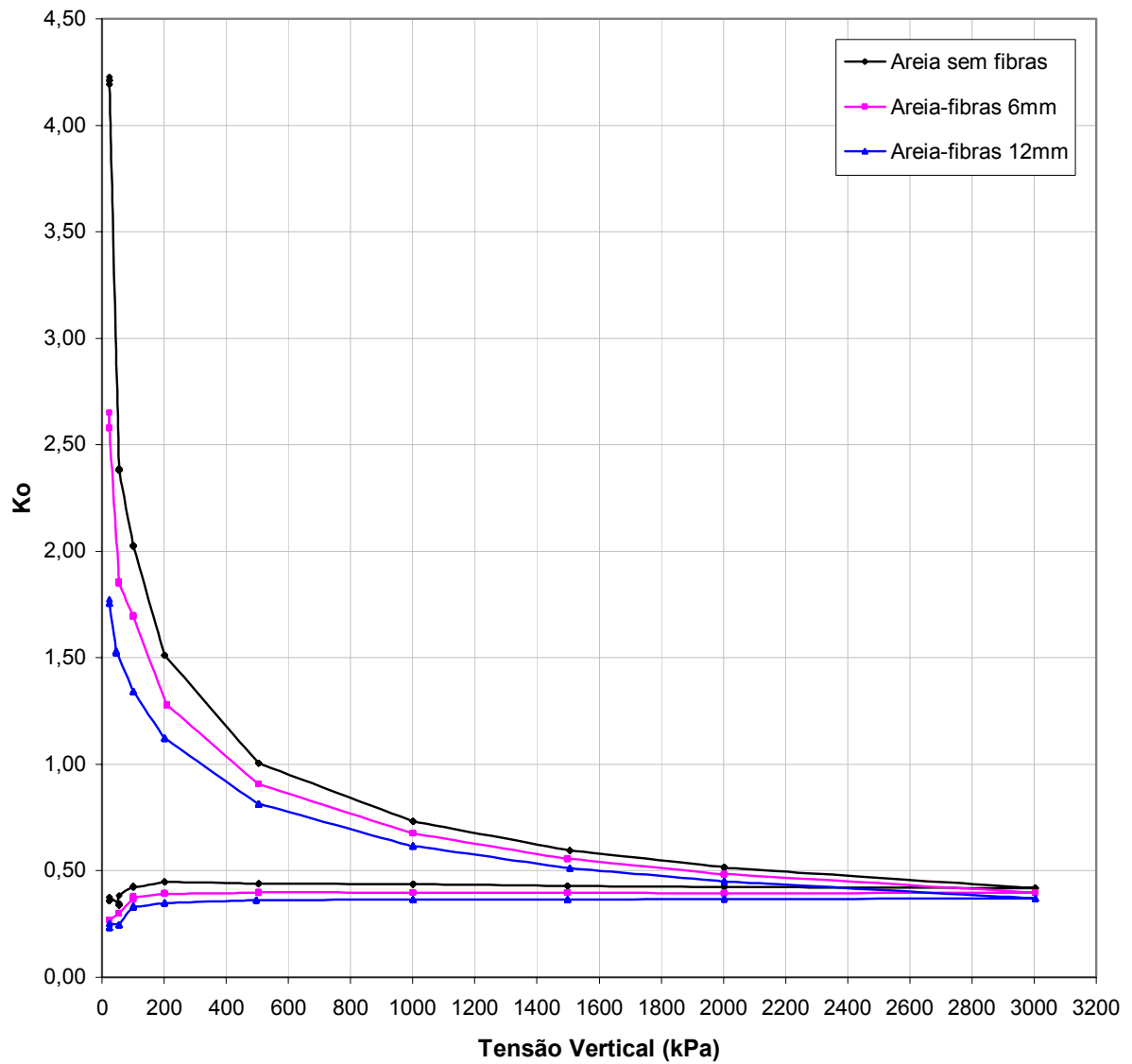
O grande aumento inicial das deformações do solo reforçado com fibras em relação ao não reforçado se deve provavelmente à expansão que ocorre nos materiais com fibras provocada pelo relaxamento após terem sido submetidos a grandes tensões durante o processo de moldagem, conforme relatado por Vendruscolo (2003). Desta forma, o que se mediu como sendo uma deformação de compressão seria na verdade uma recuperação da expansão do material. Sendo assim, provavelmente as fibras não tenham sido mobilizadas com o nível de tensão aplicado neste trabalho. Segundo Heineck (2002), para a areia de Osório sob compressão isotrópica, as fibras precisam de tensões maiores que aproximadamente 5000 kPa para começarem a agir.

#### **4.2.1.4 Valores de $K_o$**

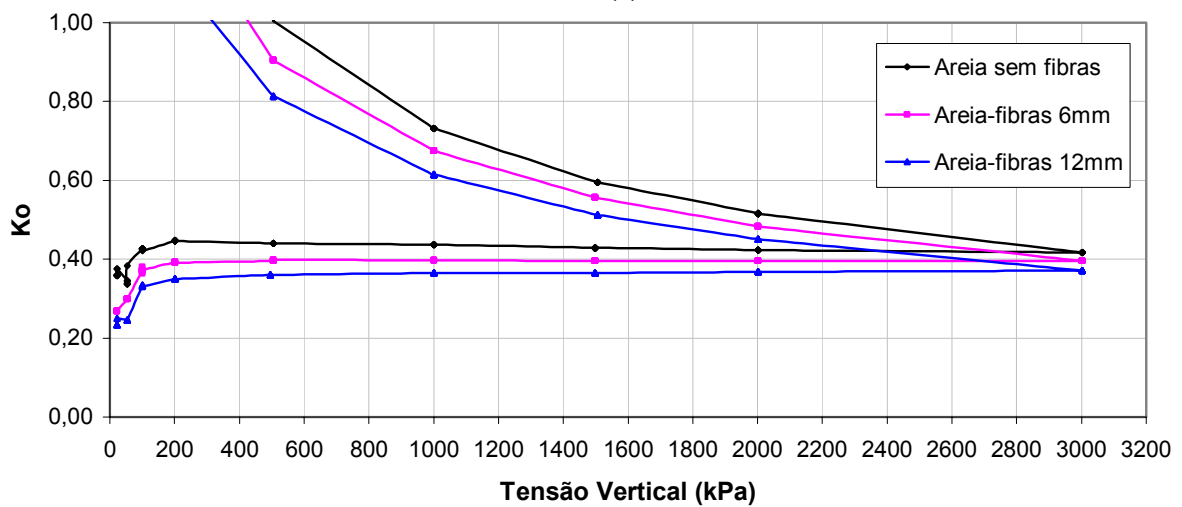
A Figura 4.12 (a) e (b) apresenta a variação de  $K_o$  com a tensão vertical, no carregamento e descarregamento, nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral para o solo compactado e para o solo reforçado com fibras de 6 e 12 mm de comprimento, respectivamente.

Observa-se uma diminuição nos valores de  $K_o$  com a inclusão de fibras para todos os níveis de tensão, tanto no carregamento quanto no descarregamento. Nota-se, desconsiderando-se as leituras iniciais, que o valor de  $K_o$  se mantém praticamente constante no carregamento e cresce no descarregamento, sendo aproximadamente de 0,43 para a areia sem reforço, de 0,40 para areia reforçada com fibras de 6mm e de 0,37 para a areia reforçada com fibras de 12mm no carregamento.

Os valores de  $K_o$  diminuem com o aumento do comprimento das fibras. Os valores no carregamento apresentaram uma redução média de 7% para a areia reforçada com fibras de 6mm e de 14% para a areia reforçada com fibras de 12mm em relação a areia sem reforço.



(a)



(b)

**Figura 4.12 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 e 12mm de comprimento: (a) escala normal; (b) ampliação para  $K_o$  entre 0 e 1**



## 4.2.2 Influência da Adição de Cimento e do Teor de Cimento

Foram realizados ensaios em amostras de solo compactado com densidade relativa de 50% e teor de umidade de 10% e do mesmo cimentado com 1%, 3% e 7% de cimento. As amostras foram deixadas curar por 24 horas.

### 4.2.2.1 Trajetória de Tensões ( $p \times q$ )

Na Figura 4.13 estão apresentadas as trajetórias de tensões seguidas nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral para o solo compactado e para o solo cimentado com 1%, 3% e 7% de cimento.

É possível observar que a adição de cimento muda a trajetória de tensões em relação ao solo não cimentado para todos os níveis de cimentação estudados no carregamento. No descarregamento a mudança torna-se mais significativa à medida que o teor de cimento aumenta.

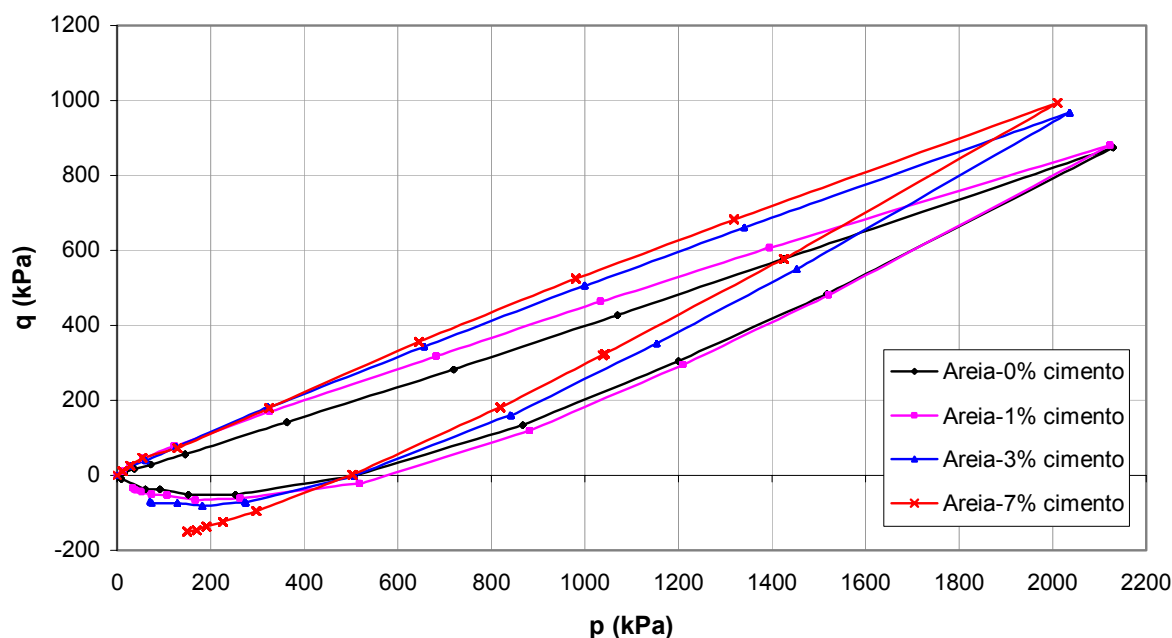


Figura 4.13 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento

Percebe-se que a relação  $p \times q$  das amostras cimentadas no carregamento apresenta um formato ligeiramente curvo (não linear), diferentemente da areia não cimentada que apresenta uma trajetória reta (linear). Observa-se, ainda, que a trajetória da amostra cimentada a 1%, coincide com a trajetória da areia não cimentada no último estágio de carregamento. Isto não é observado para as amostras com 3% e 7% de cimento, mas não significa que não possa acontecer para tensões mais altas que as aplicadas neste estudo.

Outro aspecto relevante é o que diz respeito ao ponto final do descarregamento. As amostras cimentadas não voltam à origem como a não cimentada, sendo que a distância deste ponto à origem cresce com o aumento da cimentação.

#### 4.2.2.2 Tensão Lateral

A variação da tensão lateral com a tensão vertical durante o ensaio de compressão confinada com medição de tensão lateral é mostrada na Figura 4.14 para as amostras de areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento.

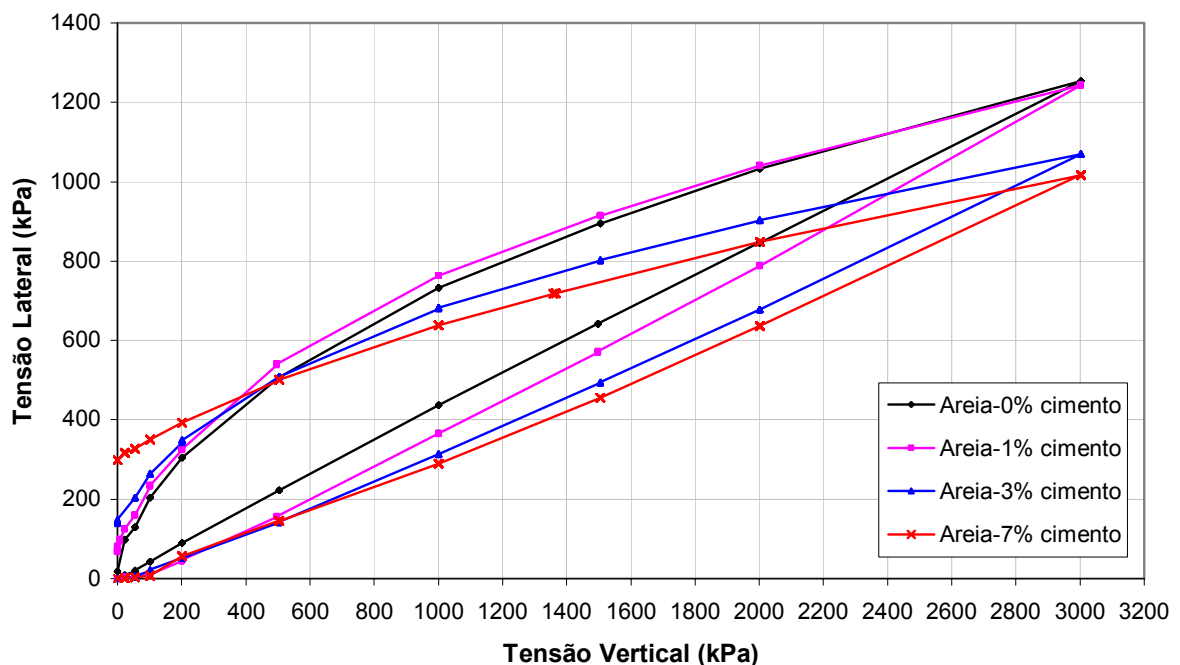


Figura 4.14 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento

De modo geral, há uma redução na tensão lateral, durante o carregamento, devida à inclusão de cimento, com exceção da amostra de areia com 1% de cimento que no último ponto da curva de carregamento apresenta praticamente o mesmo valor da tensão lateral que a areia não cimentada. Os valores das reduções na tensão lateral foram de 14,7% para a areia com 3% de cimento e de 18,9% para a areia com 7% de cimento em relação aos valores obtidos para a areia não cimentada para a máxima tensão atingida nos ensaios.

A relação entre a tensão lateral e a vertical é constante (linear) para a areia durante o carregamento e não linear no descarregamento, voltando à origem. O mesmo não ocorre quando há presença de cimentação, onde esta relação apresenta um formato ligeiramente curvo no carregamento e no descarregamento, mostrando uma não linearidade, e há a presença de tensão lateral residual. Este mesmo comportamento não linear no carregamento foi relatado por Zhu (1993) e Zhu et al. (1995) e é resultado da quebra da cimentação entre as partículas do solo. A tensão lateral residual presente nas amostras cimentadas aumenta com a quantidade de cimento, como mostra mais claramente a Figura 4.15. Os valores para as tensões laterais residuais encontrados foram de 0 kPa para a areia com 0% de cimento, 67 kPa para a areia com 1% de cimento, 140 kPa para a areia com 3% de cimento e 300 kPa para a areia com 7% de cimento.

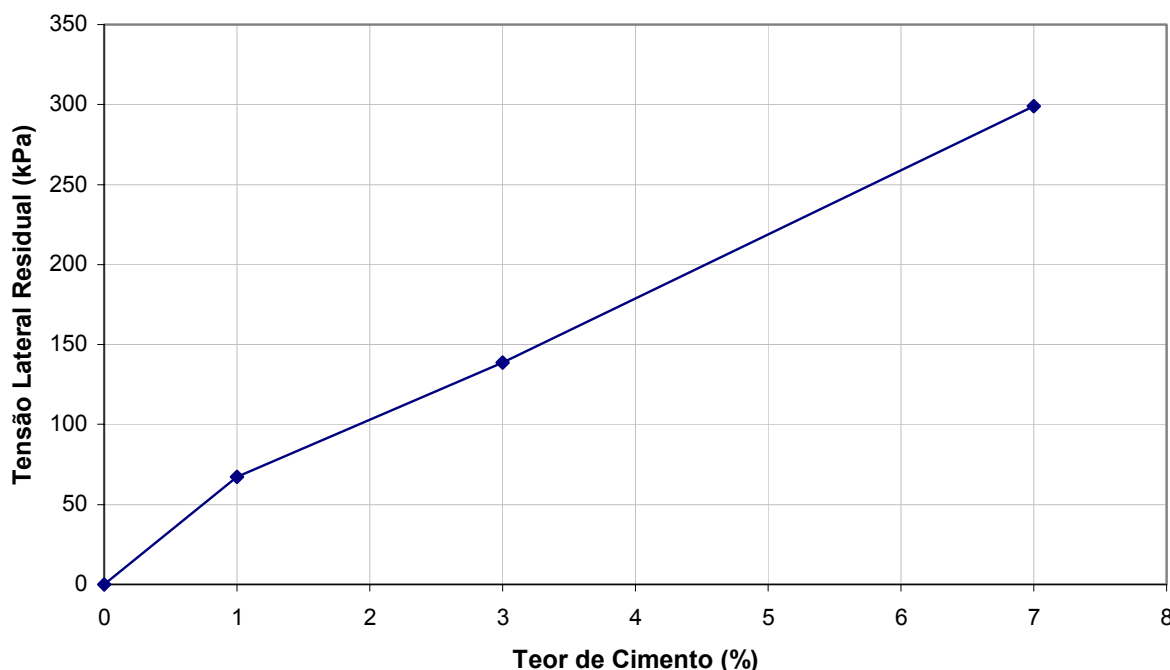


Figura 4.15 – Variação da Tensão Lateral Residual com o Teor de Cimento

### 4.2.2.3 Curva Tensão Vertical – Deformação Vertical

O comportamento tensão-deformação dos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral sobre amostras de areia compactada e da mesma cimentada a teores de 1, 3 e 7% de cimento é apresentado na Figura 4.16.

Esta figura mostra que embora haja um aumento significativo da rigidez para as amostras com 3% e 7% de cimento, para a areia cimentada a 1% não houve praticamente nenhuma alteração no comportamento tensão-deformação em relação à areia não cimentada.

Os módulos de compressão confinada (D) das amostras para 1% de deformação foram calculados a partir da Figura 4.16. Os valores encontrados são mostrados na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1 – Módulos de Compressão Confinada (D) a 1% de deformação para as amostras com 0, 1, 3 e 7% de cimento**

<b>Amostra</b>	<b>D</b>
Areia-0% cimento	10000 kPa
Areia-1% cimento	12000 kPa
Areia-3% cimento	36000 kPa
Areia-7% cimento	60000 kPa

Para as amostras com 3% e 7% de cimento, a redução das deformações em relação aos valores obtidos para 0% de cimento assume uma parcela cada vez maior com o aumento do teor de cimento. A partir de 1500 kPa, no carregamento, a parcela de redução passa a ser constante de 0,58% para a areia com 3% de cimento e de 1,00% para a areia com 7% de cimento em relação a areia não cimentada.

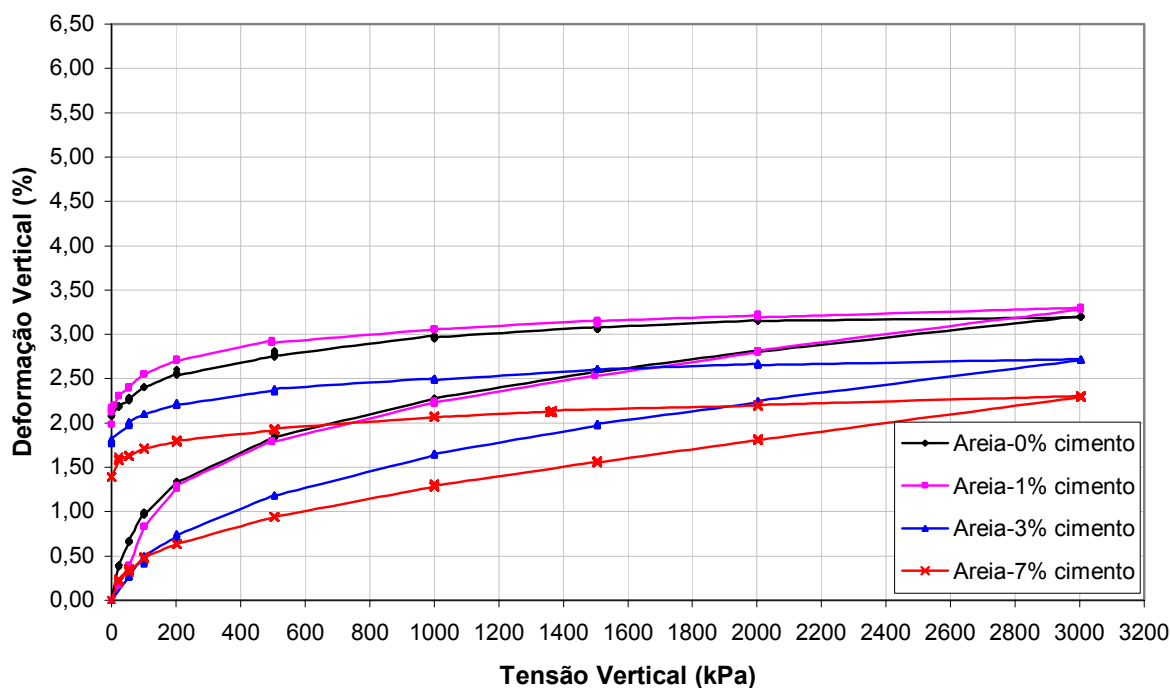


Figura 4.16 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento

#### 4.2.2.4 Valores de $K_0$

A variação de  $K_0$  com a tensão vertical durante as fases de carregamento e descarregamento dos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral nas amostras de areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento é mostrada nas Figuras 4.17 (a) e (b).

Não levando em consideração os resultados iniciais, pode ser observado que os valores de  $K_0$  diminuem com a inclusão de cimento e não se apresentam constantes como para o material não cimentado. No descarregamento os valores de  $K_0$  aumentam para todas as amostras. Este comportamento também foi observado por Zhu (1993) e Zhu et al. (1995).

Nota-se, mais uma vez, a tendência na amostra de 1% de cimento de alcançar o valor referente ao do material não cimentado ao final do carregamento.

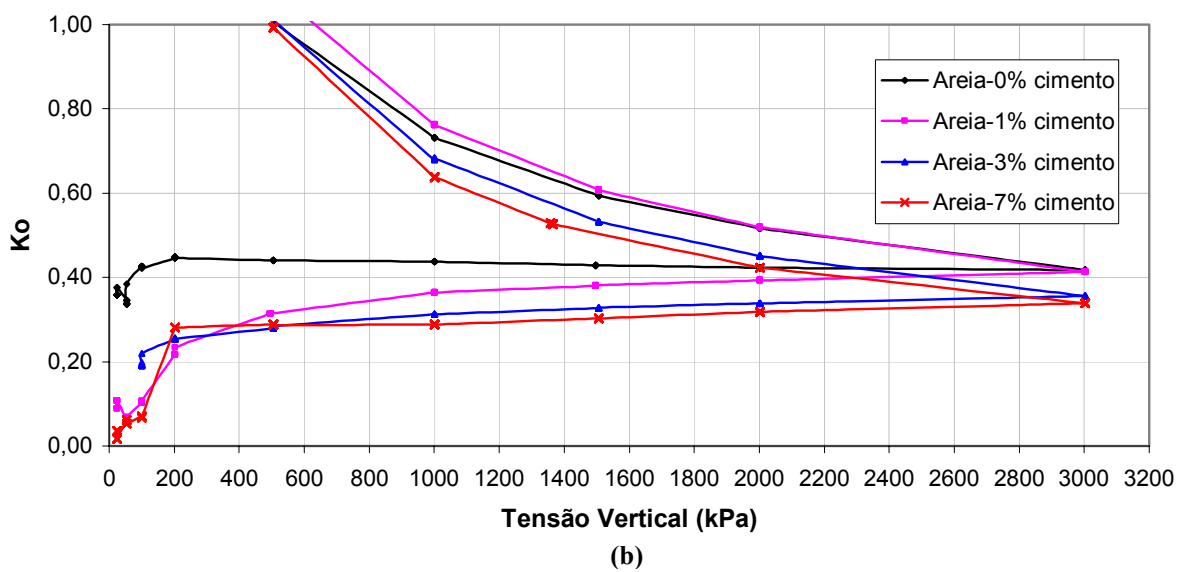
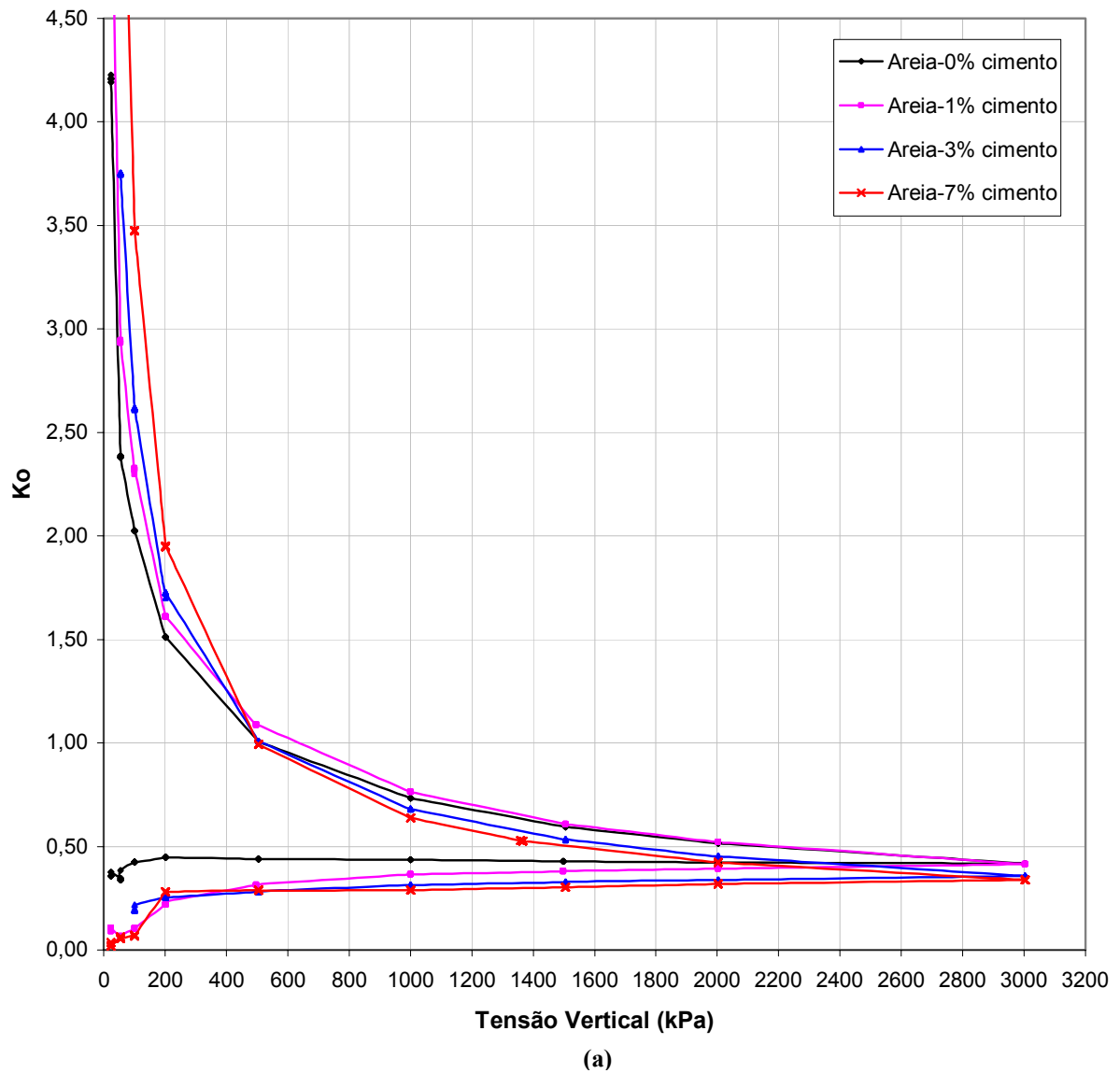


Figura 4.17 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 1%, 3% e 7% de cimento: (a) escala normal; (b) ampliação para  $K_o$  entre 0 e 1

### 4.2.3 Influência da Tensão e do Índice de Vazios de Cura

Foram realizados ensaios em amostras de solo compactado com densidade relativa de 50% e teor de umidade de 10% e do mesmo cimentado com 3% de cimento. As amostras cimentadas foram deixadas curar por 24 horas em três situações diferentes representadas nos gráficos pela sigla TC=X-Y-Z, onde TC significa tensões na cimentação, X é a tensão inicial, Y é a tensão de pré-tensionamento e Z é a tensão de cura: a primeira foi curada sob tensão vertical de 0 kPa, esta condição é representada nos gráficos pela sigla TC=0-0-0; a segunda foi levada a uma tensão vertical de 500 kPa e depois deixada curar a 0 kPa, nos gráficos esta condição é representada pela sigla TC=0-500-0; e a última foi curada a uma tensão de 500 kPa e é representada pela sigla TC=0-500-500.

#### 4.2.3.1 Trajetória de Tensões (p x q)

Na Figura 4.18 estão apresentadas as trajetórias de tensões seguidas nos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral para o solo compactado e para o solo cimentado com 3% de cimento nas diferentes condições de cura mencionadas acima.

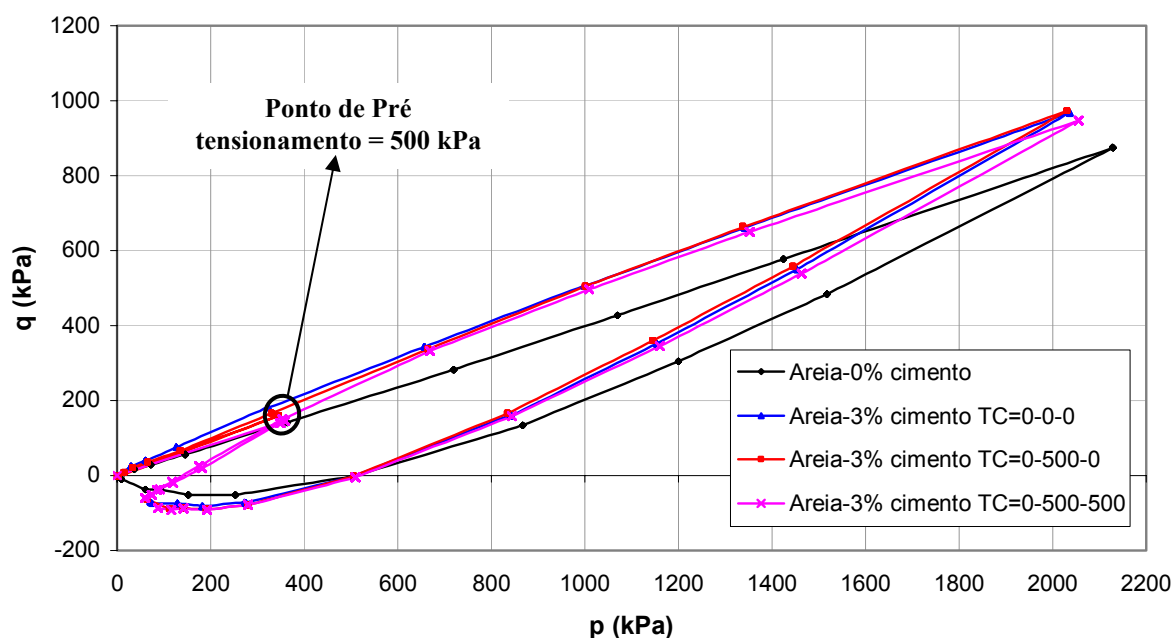


Figura 4.18 – Trajetórias de Tensões (p x q) para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa

Pode-se observar que a alteração das condições de cura não apresentou mudanças significativas na trajetória de tensões do material cimentado curado sob 0 kPa e manteve as diferenças em relação ao material não cimentado.

#### 4.2.3.2 Tensão Lateral

A variação da tensão lateral com a tensão vertical durante o ensaio de compressão confinada com medição de tensão lateral é mostrada na Figura 4.19 para as amostras de areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento nas diferentes condições de cura mencionadas anteriormente.

Em termos da variação da tensão lateral com a tensão vertical novamente não foi observada nenhuma modificação significativa nas curvas dos materiais cimentados curados sob diferentes condições, sendo que as curvas são muito parecidas e apresentam tensões laterais residuais com valores também muito próximos.

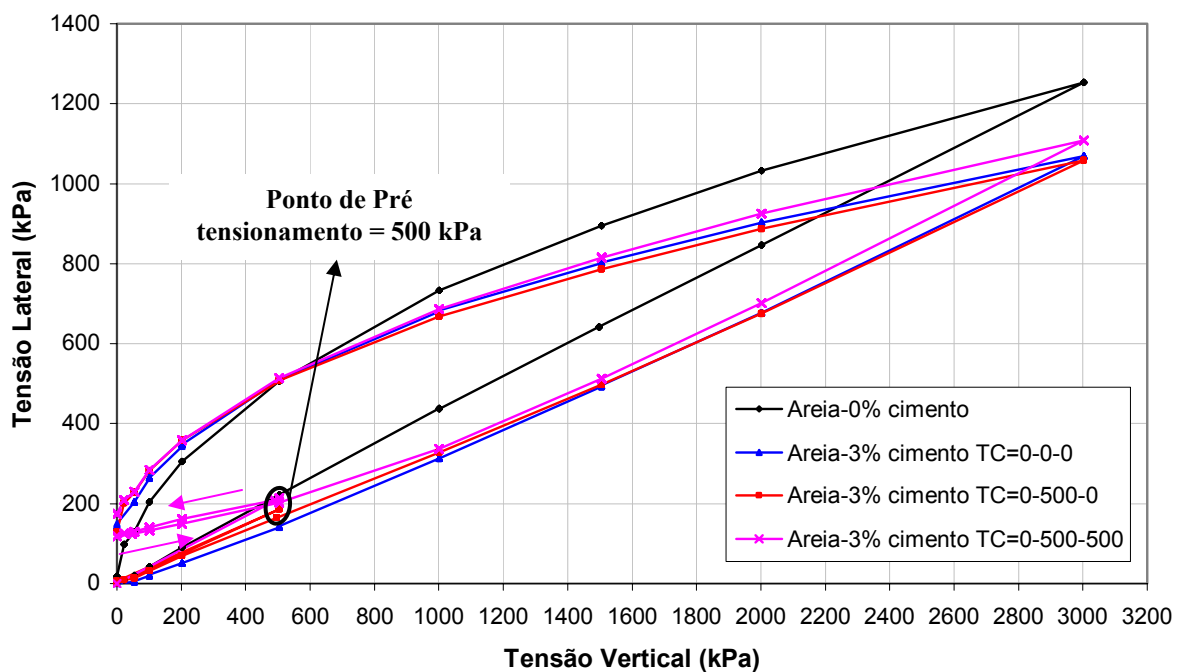


Figura 4.19 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa



### 4.2.3.3 Curva Tensão Vertical– Deformação Vertical

O comportamento tensão-deformação dos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral sobre amostras de areia compactada e da mesma cimentada com 3% de cimento nas diferentes condições de cura mencionadas anteriormente é apresentado nas Figuras 4.20 e 4.21.

A Figura 4.20 mostra a evolução das deformações durante todo o ensaio, podendo-se observar a deformação vertical causada pela aplicação da tensão de 500 kPa na amostra Areia-3% cimento TC=0-500-0. O índice de vazios desta amostra passou de 0,75 para 0,72 após a aplicação desta tensão.

Os módulos de compressão confinada (D) das amostras para 1% de deformação foram calculados a partir da Figura 4.21, onde foram removidas as deformações devidas ao pré-tensionamento para as amostras Areia-3% cimento TC=0-500-0 e Areia-3% cimento TC=0-500-500 correspondentes a 1,5% e 1,9%. Os valores encontrados são mostrados na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 – Módulos de Compressão Confinada (D) a 1% de deformação das Amostras**

<b>Amostra</b>	<b>D</b>
Areia-0% cimento	10000 kPa
Areia-3% cimento TC=0-0-0	36000 kPa
Areia-3% cimento TC=0-500-0	150000 kPa
Areia-3% cimento TC=0-500-500	215000 kPa

Através da comparação dos módulos de compressão confinada (D) dos materiais foi possível comprovar o aumento da rigidez inicial tanto com a adição de cimento quanto com a mudança do índice de vazios e da tensão de cura dos materiais. Sendo que a mudança no índice de vazios inicial de 0,75 para 0,72 conferiu um considerável aumento na rigidez inicial do material, mas a aplicação de uma tensão de cura de 500 kPa permitiu um ganho ainda maior de rigidez inicial.

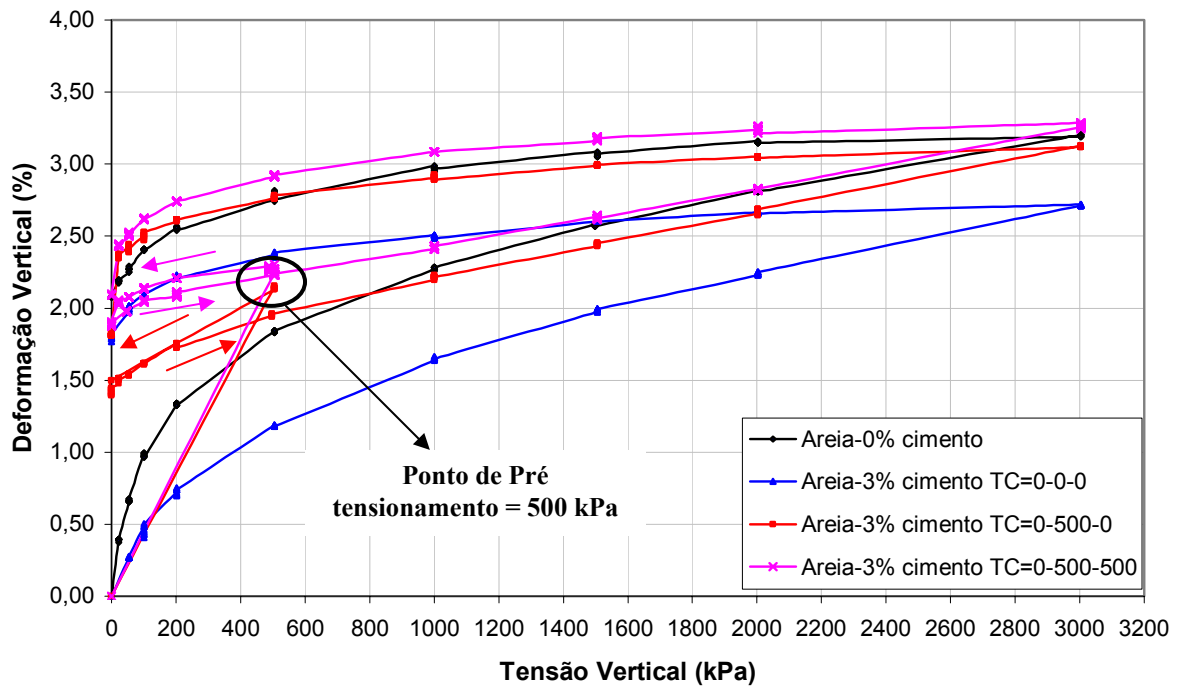


Figura 4.20 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa

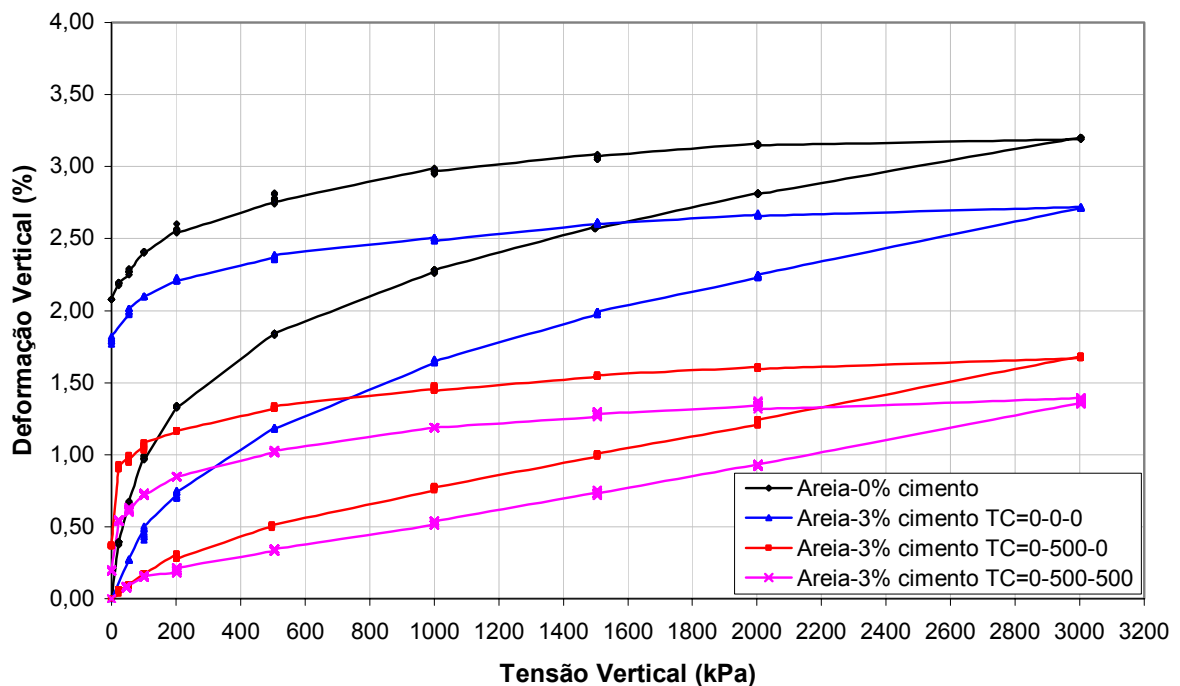


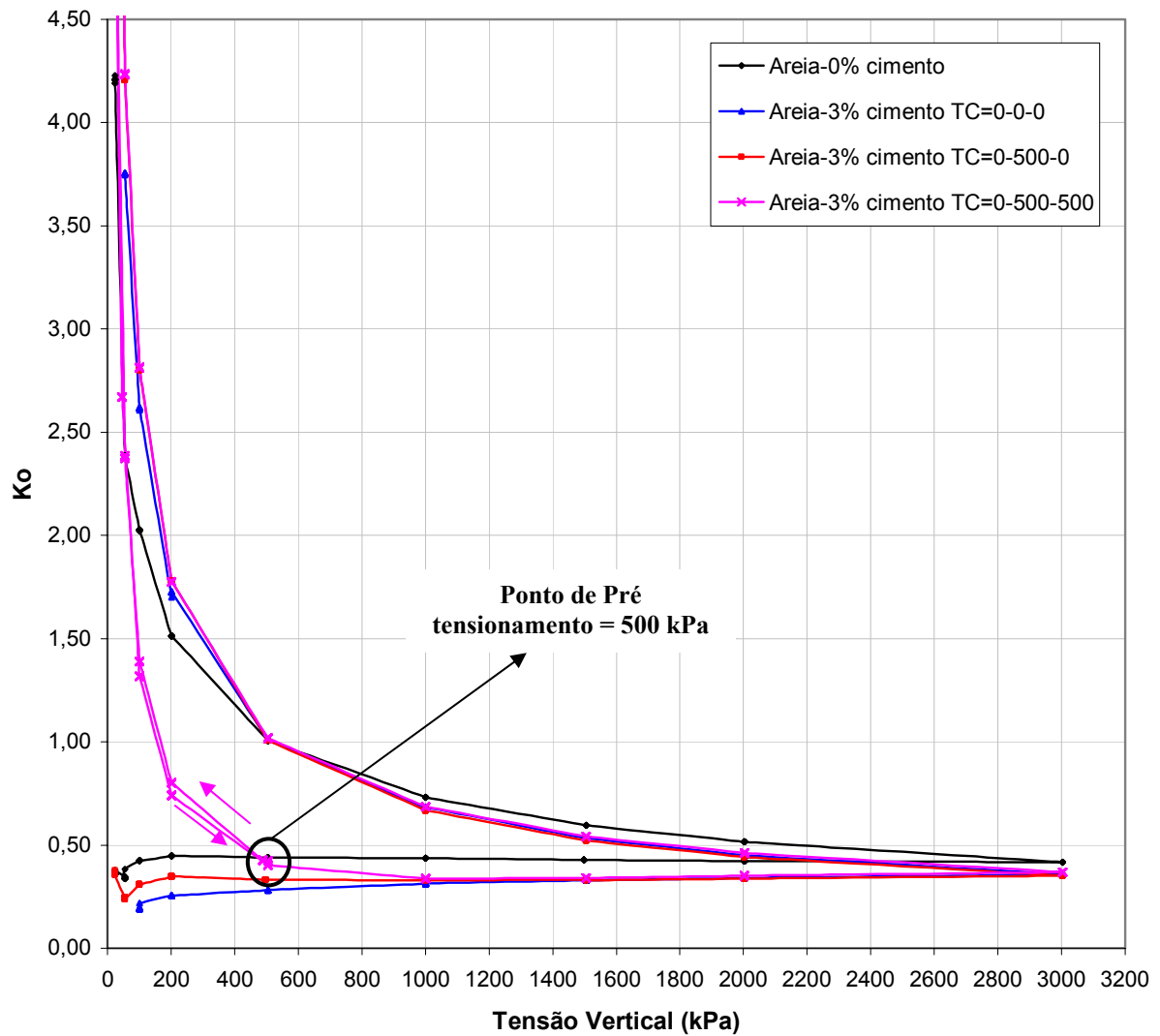
Figura 4.21 – Comportamento Tensão - Deformação com a remoção das deformações devidas ao pré-tensionamento para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0 kPa, 500 kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa

#### 4.2.3.4 Valores de $K_o$

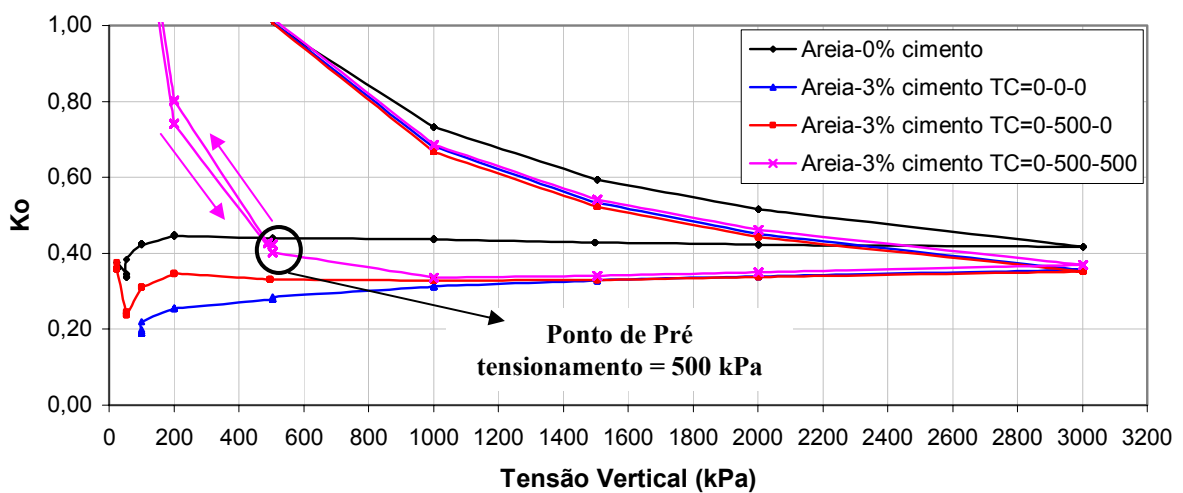
A variação de  $K_o$  com a tensão vertical durante as fases de carregamento e descarregamento dos ensaios de compressão confinada com medição de tensão lateral nas amostras de areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento nas diferentes condições de cura mencionadas anteriormente é mostrada nas Figuras 4.22 (a) e (b).

A presença de cimento, bem como a alteração das condições de cura das amostras causaram uma redução dos valores de  $K_o$  no carregamento em relação aos obtidos para o material não cimentado.

Nota-se que embora os valores de  $K_o$  do material cimentado se apresentem diferentes nos carregamentos iniciais devido às diferentes condições de cura, estes tendem aos mesmos valores, tanto após 500 kPa no carregamento quanto no descarregamento.



(a)



(b)

Figura 4.22 – Variação de  $K_0$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento, curada sob 0kPa, 500kPa e 0 kPa anteriormente levada até 500 kPa: (a) escala normal; (b) ampliação para  $K_0$  entre 0 e 1

## CAPÍTULO 5

### 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A partir dos ensaios realizados nesta pesquisa em misturas solo-fibra e solo-cimento e das análises dos resultados fornecidos pelos mesmos, algumas considerações mais relevantes foram estabelecidas. Algumas delas já foram, de alguma forma, citadas no decorrer do trabalho. Neste capítulo serão apresentadas estas conclusões, bem como algumas sugestões para a continuidade da pesquisa.

#### 5.1. Conclusões

Os resultados obtidos nesta pesquisa permitem afirmar que o equipamento de compressão confinada com medição de tensão lateral desenvolvido funciona satisfatoriamente, apresentando dados coerentes e confiáveis.

A inclusão de fibras aumenta os valores de  $q$  e diminui os valores de  $p$  em relação ao material não reforçado e sua influência torna-se cada vez mais significativa com o aumento das tensões. A variação do comprimento das fibras também tem efeito sobre a trajetória de tensões, sendo maior a influência quanto maior o comprimento.

A tensão lateral diminui com a inclusão de fibras, sendo esta redução cada vez mais significativa com o aumento das tensões verticais e com o aumento do comprimento das fibras.

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 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.

A adição de cimento muda a trajetória de tensões no carregamento em relação ao solo não cimentado para todos os níveis de cimentação estudados. No descarregamento a mudança torna-se mais significativa à medida que o teor de cimento aumenta. As amostras cimentadas não voltam à origem como a não cimentada, sendo que a distância deste ponto à origem cresce com o aumento da cimentação. A trajetória das amostras cimentadas no carregamento é não linear, diferente da areia não cimentada que apresenta uma trajetória linear.

De modo geral, há uma redução na tensão lateral, durante o carregamento, devida à inclusão de cimento. A relação entre a tensão lateral e a vertical é constante (linear) para a areia durante o carregamento e não linear no descarregamento, voltando à origem. O mesmo não ocorre quando há presença de cimentação, onde a não linearidade apresenta-se no carregamento e no descarregamento e há a presença de tensões laterais residuais nas amostras cimentadas, as quais aumentam com a quantidade de cimento.

Houve um aumento significativo da rigidez para as amostras com 3% e 7% de cimento e praticamente nenhuma alteração no comportamento tensão-deformação da areia cimentada a 1% em relação à areia não cimentada. A redução das deformações assume uma parcela cada vez maior com o aumento da tensão vertical (para tensões até aproximadamente 500 kPa) e com o aumento do teor de cimento, tanto no carregamento quanto no descarregamento.

O valores de  $K_0$  diminuem com a inclusão de cimento e não apresentam-se constantes como para o material não cimentado. No descarregamento os valores de  $K_0$  aumentam.

A alteração das condições de cura não causou mudanças significativas em relação a trajetória de tensões do material cimentado curado sob 0 kPa, nem em relação aos valores de tensões laterais e tensões laterais residuais.

A rigidez inicial foi aumentada tanto com a adição de cimento quanto com a mudança do índice de vazios e da tensão de cura dos materiais, sendo que a mudança no índice de vazios inicial conferiu um aumento na rigidez inicial do material menor que o causado pela tensão de cura de 500 kPa.

A presença de cimento bem como a alteração das condições de cura das amostras causaram uma redução dos valores de  $K_0$  no carregamento em relação aos obtidos para o

material não cimentado, sendo que nos materiais cimentados tendem aos mesmos valores, tanto ao final do carregamento quanto no descarregamento.

## **5.2. Sugestões para Trabalhos Futuros**

As seguintes sugestões são feitas para os estudos futuros:

- a) Verificar o efeito da influência da variação da porcentagem de fibras no comportamento sob compressão confinada com medição de tensão lateral;
- b) Avaliar a influência do tipo de fibra;
- c) Avaliar a influência da densidade relativa no comportamento do solo reforçado e cimentado;
- d) Estudar o efeito de diferentes tensões de cura;
- e) Estudar a influência da variação do índice de vazios de cura;
- f) Estudar o comportamento destes materiais sob compressão confinada com medição de tensão lateral para um nível de tensões maiores;
- g) Estudar o comportamento destes materiais sob altas pressões para outras trajetórias de tensões como compressão isotrópica.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDELHAMID, M. S.; KRIZEK, R. J. At rest lateral earth pressure of a consolidating clay. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 102 (GT7), p. 721-738, 1976.
- ANSYS/ED<sup>TM</sup>. Version Test Drive 5.4: ANSYS Inc., 1998. 1 CD-ROM.
- AIREY, D. W.; FAHEY, M. Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Geotechnique**, London, v.41, n. 1, p. 101-121, 1991.
- ASTM D 2487/93. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487**. Philadelphia, 1993, 11p
- 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.
- ANDRAWES, K. Z.; EL-SOHBAY, M. A. Factors affecting coefficient of earth pressure  $K_0$ . **ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 99 (SM7), p. 527-539, 1973.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995, 18p.
- BARBOSA-CRUZ, E. R.; TATSUOKA, F. Effects of stress state during curing on stress-strain behavior. In: SYMP. ON PRE-FAILURE DEFORMATION CHARACTERISTICS OF GEOMATERIALS. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p. 509-516, 1999.
- BARTON, Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, Athens, 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.1, p.367-374, 1993.



- BISHOP, A. W.; ELDIN, A. K. G. The effect of stress history on the relation between  $\phi$  and porosity of sand. **Proceedings** of 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 1, p. 100-105, 1953.
- BOYCE, J. R.; BROWN, S. F. Measurement of elastic strain in granular material. **Geotechnique**, v. 26, n. 4, p. 637-640, 1976.
- BRESSANI, L.A. Experimental studies of an artificially bonded soil. London. 459p. Tese (Ph.D.) – University of London, 1990.
- BROOKER, E. W.; IRELAND, H. O. Earth pressures at rest related to stress history. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 2, p. 1-15, 1965.
- 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.
- CALHOUN, D. E.; TRIANDAFILIDIS, G. E. Dynamic Oedometer study of lateral yield effects. **Proceedings** of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, v. 1, p. 65-72, 1969.
- CAMPANELLA, R.; VAID, Y. P. A simple Ko triaxial cell. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 9, n. 3, p. 249-260, 1972.
- CASAGRANDE, M.D.T. Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2001.
- CASAGRANDE, M.D.T.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/AABGE, v. 25, n. 3, p. 247-255, 2002.
- CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N. Estudo do comportamento de um solo residual arenosiltoso reforçado com fibras de polipropileno. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

- CHANG, T.; WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.
- CLAYTON, C. R. I.; HIGHT, D. W.; HOPPER, R. J. Progressive destructuring of Bothkemar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. **Geotechnique**. 42, 219-239, 1992.
- CLAYTON, C. R. I.; SERRATRICE, J. F. The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks – general report. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v. 3, p. 1839-1877, 1997.
- CLOUGH, W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- CONSOLI, N. C.; ULBRICH, L. A.; PRIETTO, P. D. M. Engineering behavior of random distributed fiber-reinforced cement soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, p.481-486, 1997.
- 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, ASCE, 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.; ROTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cement soils. **Geotechnique**, London, v. 50, n.1, p.99-105, 2000.
- CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M; CARRARO, J. A. H.; HEINECK, K. S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 127, n. 9, p.774-782, 2001.
- CONSOLI, N. C.; MONTARDO, J.; PRIETTO, P. D. M.; PASA, G. Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, ASCE, v. 128, n. 6, p.462-472, 2002.

- 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**, Reston – Virginia – USA, v. 129, n. 1, p. 96-101, 2003a.
- CONSOLI, N. C.; CASAGRANDE, M. D. T.; THOMÉ, A.; PRIETTO, P. D. M. Plate load test on fiber-reinforced soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston – Virginia - USA, v. 129, n. 10, p. 951-955, 2003b.
- CONSOLI, N. C.; MONTARDO, J.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M. Effect of material properties on the behavior of sand-cement-fiber composites. **Ground Improvement**, v. 8, n. 2, p. 77-90, 2004.
- COOP, M. R. The mechanics of uncemented carbonate sands. **Geotechnique**, London, v. 40, n. 4, p. 607-626, 1990.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Geotechnique**, London, v. 43, n. 1, p.53-67, 1993.
- COOP, M. R.; WILLSON, S. M. On the Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston – Virginia - USA, v. 129, n. 11, p. 1010-1019, 2003.
- 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 influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, v. 1, p. 447-455, 1993.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Geotechnique**, v. 47, p. 481-508, 1997.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Geotechnique**, v. 49, p. 741-760, 1999.

- 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, 12., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 3v, v.1, p.251-260, 2002.
- DONATO, M. Comportamento mecânico de concreto compactado com rolo reforçado com fibras de polipropileno. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.
- DONATO, M.; FOPPA, D.; CONSOLI, N. C.; CERATTI, J. A. P. Fibras de polipropileno como reforço para materiais geotécnicos. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v. 27, n. 2, 2004.
- EDIL, T. B.; DHOWIAN, A. W. At rest lateral pressure of peat soils. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107 (GT2), p. 201-217, 1981.
- EL RUWAYIH, A. A. The design manufacture and performance of a lateral strain device. **Geotechnique**, v. 26, n. 1, p. 215-216. 1976.
- 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.
- FEDA, J. Ko coefficient of sand in triaxial apparatus. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 4, p. 519-524, 1984.
- FERNANDEZ, A. L.; SANTAMARINA, J. C. Effect of cementation on the small-strain parameters of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, p. 191-199, 2001.
- FEUERHARMEL, M. R. Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno., Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2000.
- FREITAG, D. R. Soil randomly reinforced with fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 112, n. 8, p. 823-826, 1986.
- FUKAGAWA, R.; OHTA, H. Effect of some factors on Ko-value of sand. **Soils and Foundations**, v. 28, n. 3, p. 93-106, 1988.

- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 3v., v. 1, p. 485-494, 1993.
- GRAY, D. H.; OHASHI, H. Mechanics of fibre-reinforcement in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v. 109, n. 3, p. 335-353, 1983.
- GRAY, D. H.; AL-REFEAI, T. Behavior of fabric versus fibre-reinforced sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v. 112, n. 8, p. 804-826, 1986.
- GRAY, D. H.; MAHER, M. H. Admixture stabilization of sands with random fibers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., Rio de Janeiro, 1989. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v. 2, p. 1363-1366, 1989.
- 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.
- HEINECK, K. S. Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras impermeáveis horizontais. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2002.
- 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, São Paulo, 2002. **Anais...**São Paulo: ABMS, 3v., v. 1, p. 403-408, 2002.
- HIGGINS, R.A. **Properties of engineering materials**. London: E. Arnold, 2ed., 495p, 1994.
- HIGHT, D. W.; JARDINE, R. J. Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v. 1, p. 533-552, 1993.
- 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.

- HOMEM, T. R. Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, p. 553-560, 1993.
- HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 124, n. 6, p. 492-499, 1998.
- ILLSTON, J. M. **Construction materials; their nature and behavior**. 2ed. London: E & FN Spon, 518p, 1994.
- ISMAIL, M.A.; JOER, H.A.; SIM, W.H.; RANDOLPH, M.F. Effect of cement type on shear behavior of cement calcareous soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.128, n.6, p.520-529, 2002.
- JEWELL, R. A.; WROTH, C. P. Direct shear tests on reinforced sand. **Geotechnique**, London, v. 37, n. 1, p. 53-68, 1987.
- JOHNSTON, C. D. Fiber-reinforced cement and concrete. In: V. M. MALHORTA. **Advances in concrete technology**. 2ed.Ottawa: V. M. Malhorta, p. 603-673, 1994.
- KANIRAJ, S. R.; HAVANAGI, V.G. Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 127, n. 7, p. 574-584, 2001.
- KAVVADAS, M. J., ANAGNOSTOPOULOS, A. G.; KALTEZIOTIS, N. A framework for the mechanical behavior of cemented Corinth marl. **Proceedings** of the 1st International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks, Athens, p. 577-583, 1993.
- KAVVADAS, M. J.; ANAGNOSTOPOULOS, A. G. A framework for the mechanical behavior of structure soils. In: 2<sup>nd</sup> INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD

SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p. 591-601, 1998.

KOCHI, Y.;TATSUOKA, F. Some factors affecting  $K_0$  – values measured in triaxial cell. **Soil and Foundations**, v. 24, n. 3, p. 52-68, 1984.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behavior of a calcarenite in triaxial compression. **Geotechnique**, v. 45, p. 633-648, 1995.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York, Ed. John Wiley & Sons, 1979.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.

LI, L.; MITCHELL, R. Effects of reinforcing elements on the behavior of weakly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.2 5, n. 2, p. 389-395, 1988.

LO, S. C. R.; CHU, J. Measurements of  $K_0$  by triaxial strain path testing. **Soils and Foundations**, v. 31, n. 2, p. 181-187, 1991.

MAHER, M. H.; GRAY, D. H. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, 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**, ASTM, v. 16, p. 330-338, 1993.

MAHER, M.H.; HO, Y.C. Mechanical properties of kaolinite / fiber soil composite. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.120, n.8, p.1381-1393, 1994.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $K_0$  - OCR relationship in soil. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 108 (GT6), p. 851-872, 1982.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behavior of sand. **Geotechnique**, 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...** 1988, v. 3, p. 1735-1738, 1988.

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.

MITCHELL, J. K.; SOLYMAR, Z. V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 11, p. 1559-1576, 1984.

MITCHELL, J. K. Practical problems from surprising soil behavior. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 112, n. 3, p. 259-289, 1986.

MONTARDO, J. P. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 1999.

MONTARDO, J. P.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: efeito das propriedades dos materiais constituintes. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v. 24, n. 3, 2001.

MOREL, J. C.; GOURC, J. P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. **Geosynthetics International**, v. 4, n. 5, p. 481-508, 1997.

MURFF, J. D. Pile capacity in calcareous sands: state of the art. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 113, n. 5, p. 490-507, 1987.

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.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botocatu visando seu emprego na pavimentação. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1991.



- O'ROURKE, T. D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 114, n. 10, p. 1126-1147, 1988.
- OFER, Z. Laboratory instrument for measuring lateral soil pressure and swelling pressure. **Geotechnical Testing Journal**, v. 4, n. 4, p. 177-182, 1981.
- PALMEIRA, E. M. Evolução dos Geossintéticos no Brasil. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS, 2. **Geossintéticos 95...** Palestras Especiais, p. 5-15, 1995.
- PERRY, C. C.; LISSNER, H. R. Strain gage instrumentation. In: **Shock and Vibration Handbook**, ed. McGraw – Hill Book Company, v. 1, p. 1-43, 1961.
- PRIETTO, P. D. M. Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- PRIETTO, P. D. M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, São Paulo: ABMS/ABGE, v. 20, n. 3, p. 145-166, 1997.
- 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.
- ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M. Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília, ABMS, 3 v., v. 2, p. 1125-1132, 1998.
- ROTTA, G. V. Cimentação introduzida sob tensão: Compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C.; GEHLING, W. Y. Y. Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v. 24, n. 1, p. 23-41, 2001.

- ROTTA, G. V.; CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Geotechnique**, v. 53, n. 5, p. 493-501, 2003.
- ROTTA, G. V., FOPPA, D.; CONSOLI, N. C. Modelo matemático para previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica. **Solos e Rochas**, v. 27, n. 1, p. 37-56, 2004.
- 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.
- SCHAEFER, V. R.; SHARP, K. D.; DRUMHELLER, C.; ABRAMSON, L. W. Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997. **Geotechnical Special Publication**. ASCE, n. 69. Cap.2.11: Fiber reinforcement soils, p. 273-291, 1997.
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cement sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 127, n. 10, p. 857-868, 2001.
- 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.
- 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.
- SPECHT, L. P. Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2000.

- 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**, v. 25, n. 1, 2002.
- SPINELLI, L. F. Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. Dissertação (mestre em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.
- 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.
- STOKOE, K. H.; SANTAMARINA, J. C. Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. GeoEng 2000. **Technomic Publishing Co.**, Pennsylvania, USA, p. 1490-1536, 2000.
- TATSUOKA, F.; JARDINE, R. J.; PRESTI, D. L.; BENEDETTO, H. D.; TOKADA, T. Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: 14<sup>th</sup> INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Hamburgo. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v. 4, p. 2129-2164, 1999.
- 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. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de São Carlos/ USP, 1999.
- THOMANN, G. T.; HRYCIW, R. D. Laboratory measurement of small strain shear modulus under Ko conditions. **Geotechnical Testing Journal**, v. 13, n. 2, p. 97-105, 1990.
- TSUCHIDA, T.; KIKUCHI, Y. Ko Consolidation of undisturbed clays by means of triaxial cell. **Soils and Foundations**, v. 31, n. 3, p. 127-137, 1991.
- ULBRICH, L.A. Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

- VARGAS, M. Some engineering properties of residual clays soils occurring in southern Brazil. In: 3<sup>rd</sup> INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich. **Proceedings...** v. 1, p. 67-71, 1953.
- VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. In: 1<sup>st</sup> INT. CONF. GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** v. 3, p. 231-263, 1985.
- VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quartely Journal of Engineering Geology**, London, v. 21, p. 69-84, 1988.
- VAUGHAN, P. R. Engineering behavior of weak rocks: some answers and some questions – special lecture. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HERD SOILS – SOFT ROCKS, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, v. 3, p. 1741-1765, 1997.
- VENDRUSCOLO, M. A. Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- VIDAL, H. The principle of reinforced earth. **Highway Research Record**. Washington, D.C., NCR-HRB, n. 282, p. 1-16, 1969.
- YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behavior of soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK, SOFT, FRACTURED AND WEATHERED ROCK, Tokyo, 1981. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981-82. 3v, v. 1, p. 87-92, 1981.
- ZHU, F. An experimental study of at rest lateral stress in cemented sands. M. Eng. Thesis, Memorial University of Newfoundland, St. John's, 1993.
- ZHU, F.; CLARK, J. I.; PAULIN, M. J. Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, p. 195-203, 1995.
- ZORNBERG, J. G. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fiber-reinforced soil. **Geotechnique**, London, v. 52, n. 8, p. 593-604, 2002.

**ANEXO A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE  
COMPRESSÃO CONFINADA COM MEDIÇÃO DE TENSÃO  
LATERAL NA ÍNTEGRA**

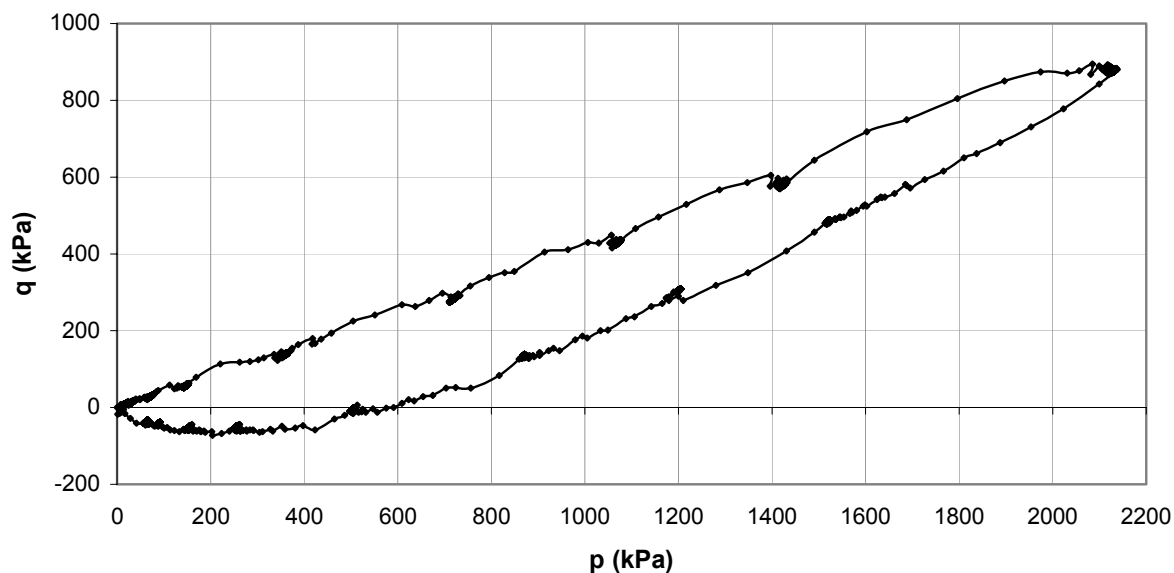


Figura A.1 – Trajetória de Tensões ( $p$  x  $q$ ) para a areia ensaio 1

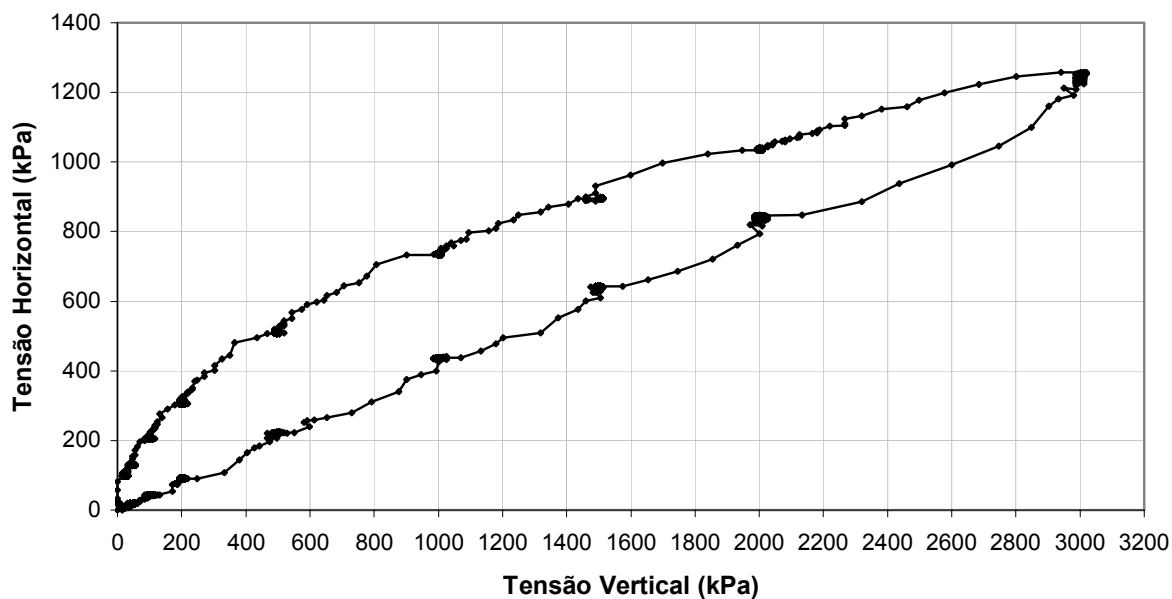


Figura A.2 – Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia ensaio 1

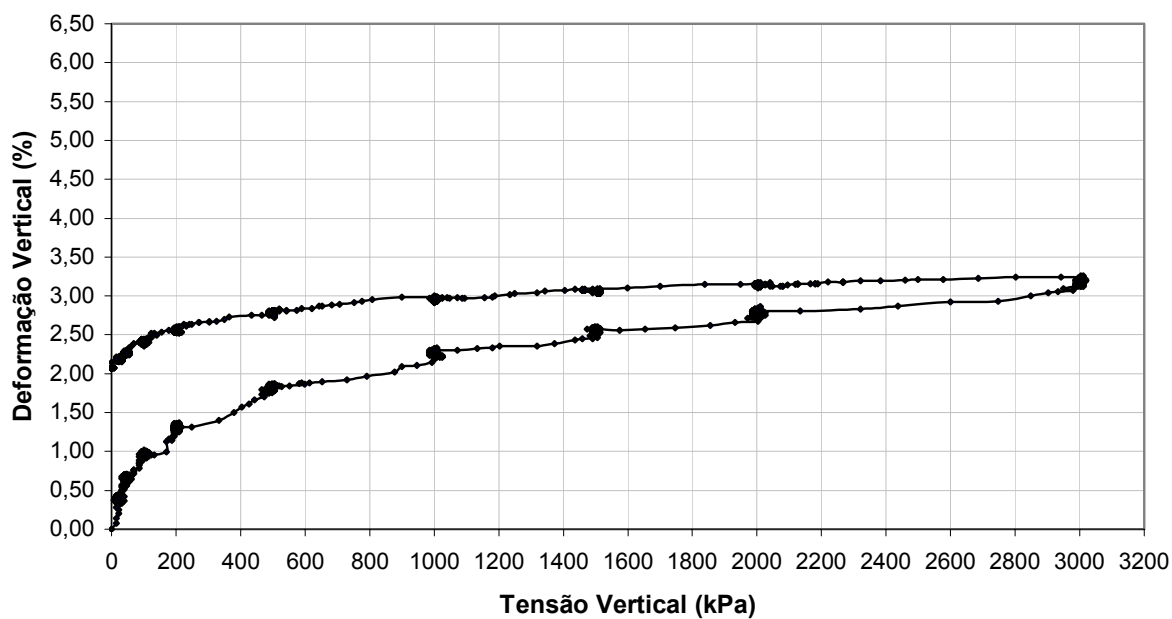


Figura A.3 – Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia ensaio 1

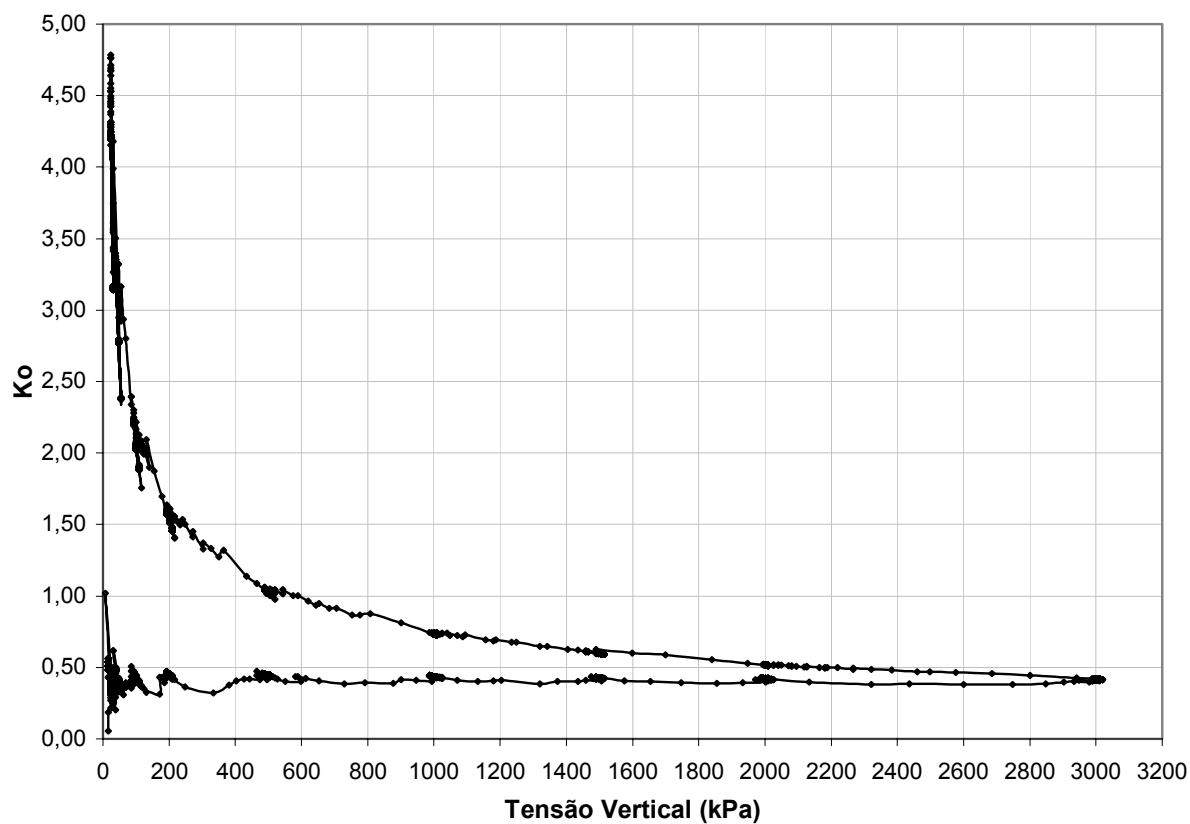


Figura A.4 – Variação de  $K_0$  com a Tensão Vertical para a areia ensaio 1

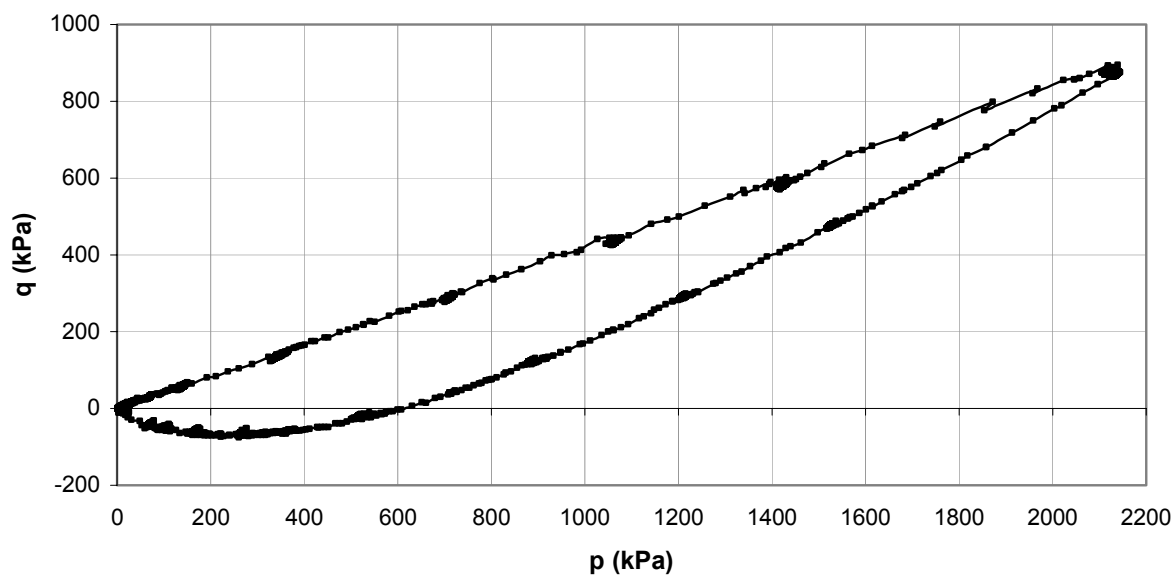


Figura A.5 – Trajetória de Tensões (p x q) para a areia ensaio 2

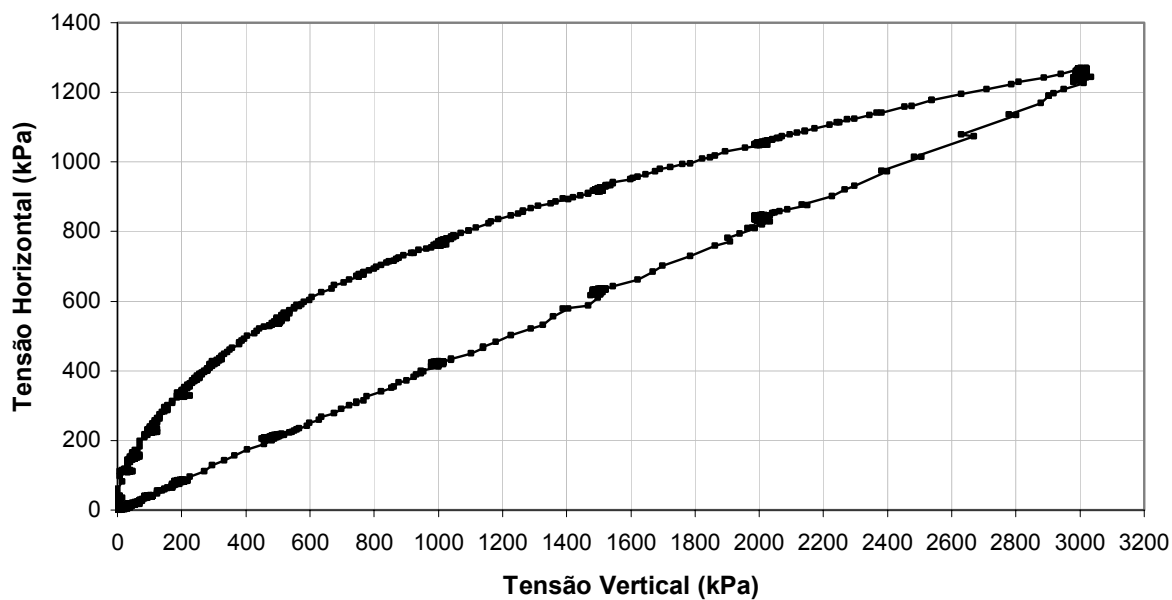


Figura A.6 – Curva Tensão Vertical x Tensão Lateral para a areia ensaio



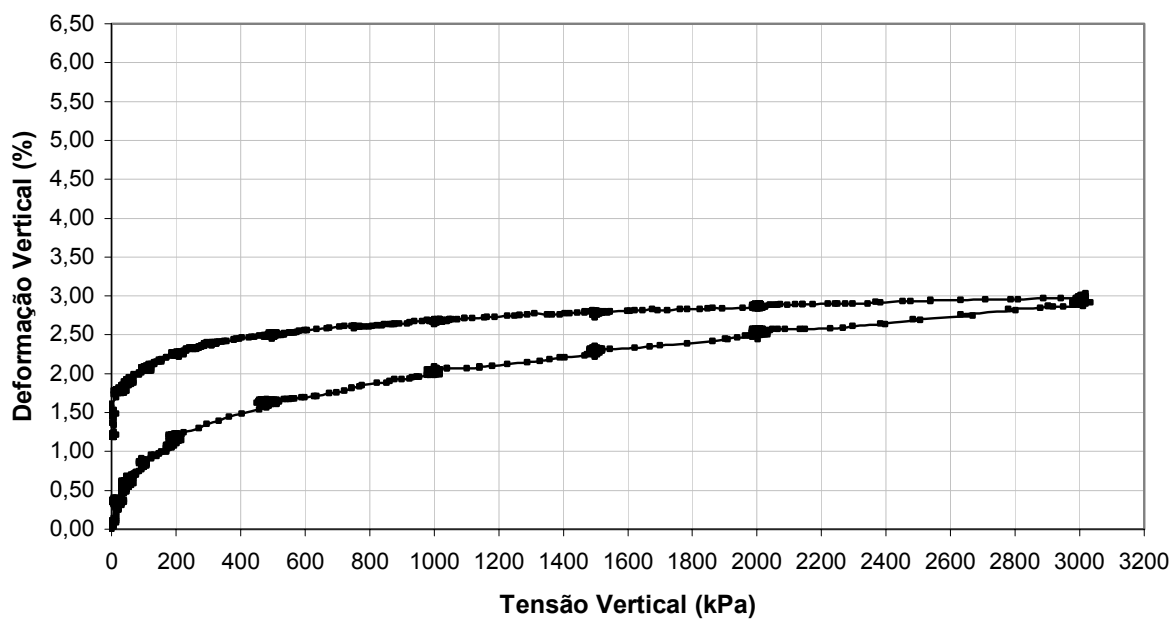


Figura A.7 – Curva Tensão Vertical x Deformação Vertical para a areia ensaio 2

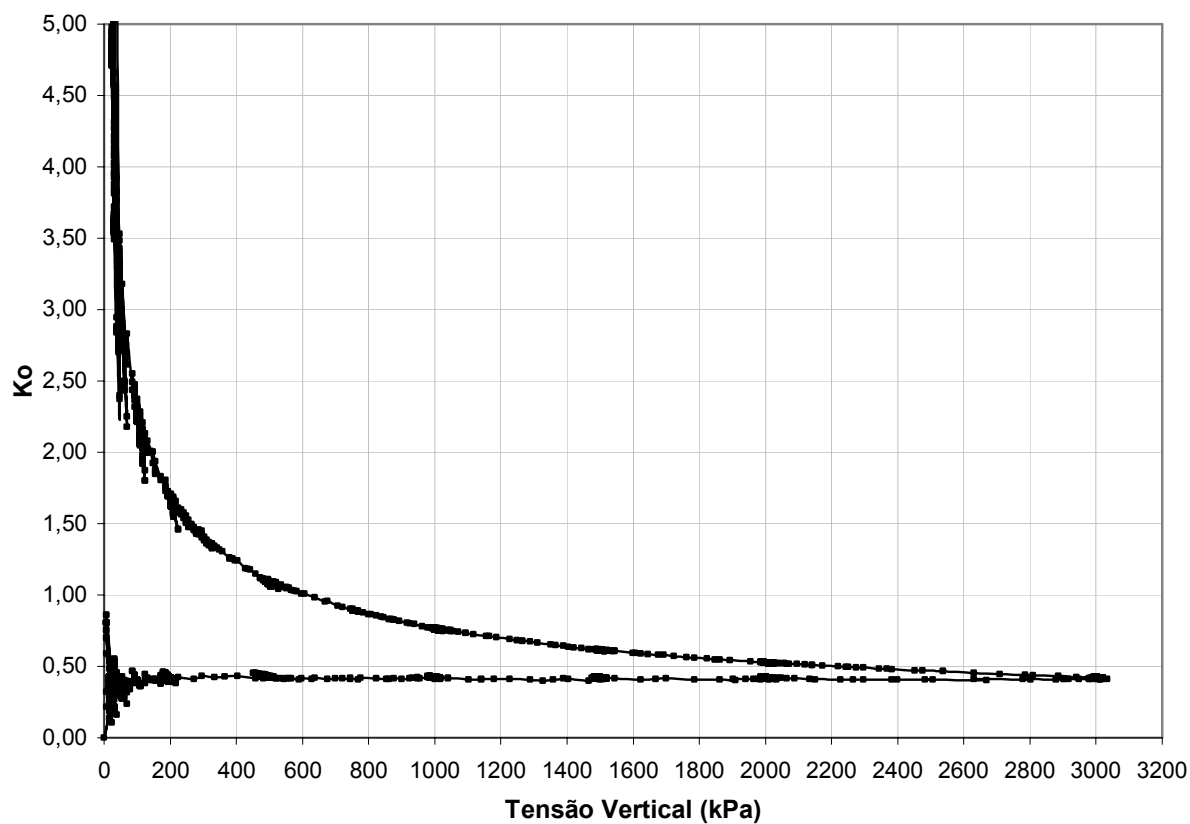
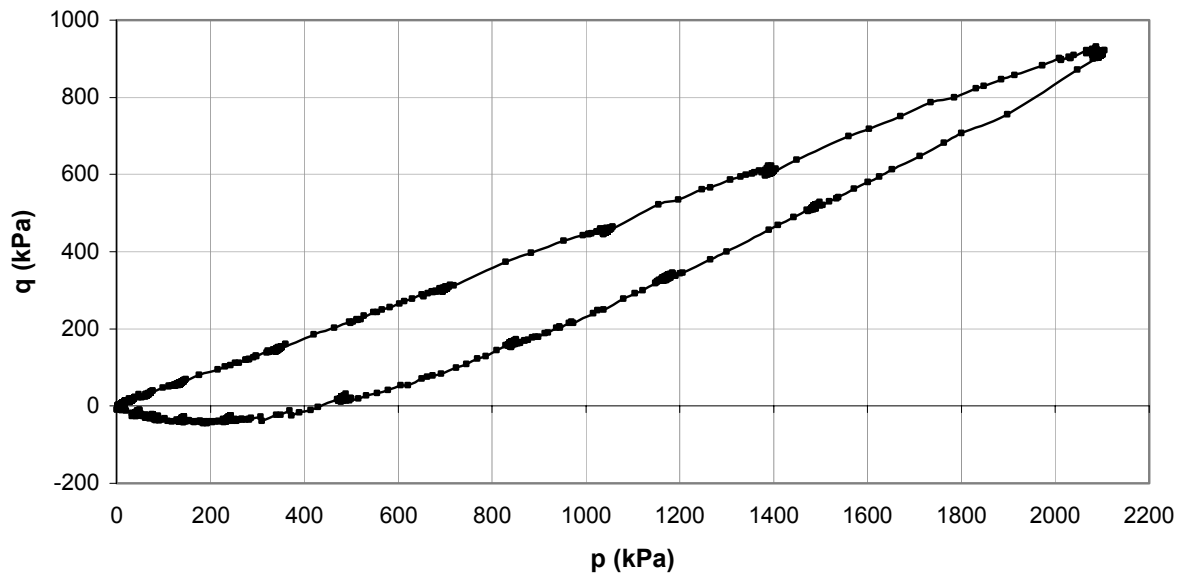
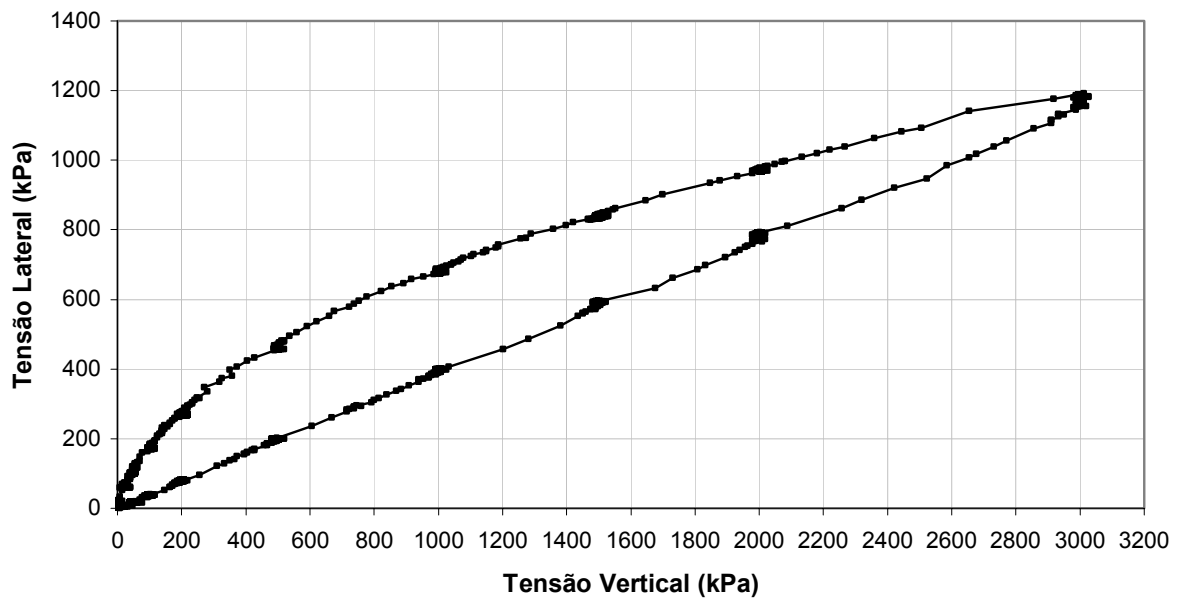


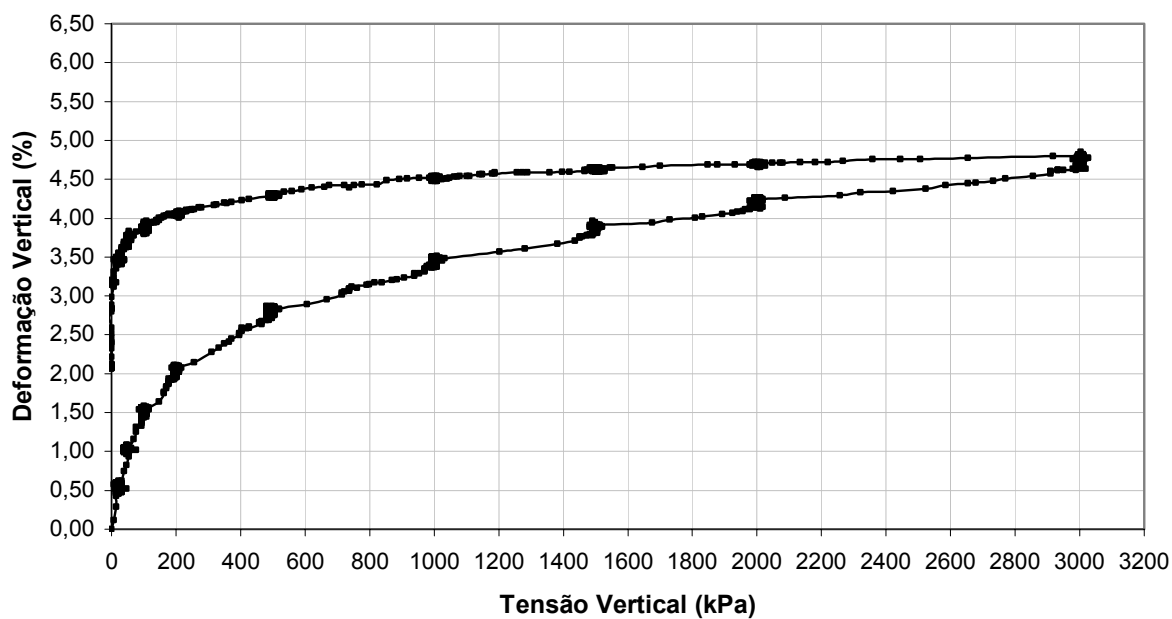
Figura A.8 – Variação de  $K_0$  com a Tensão Vertical para a areia ensaio 2



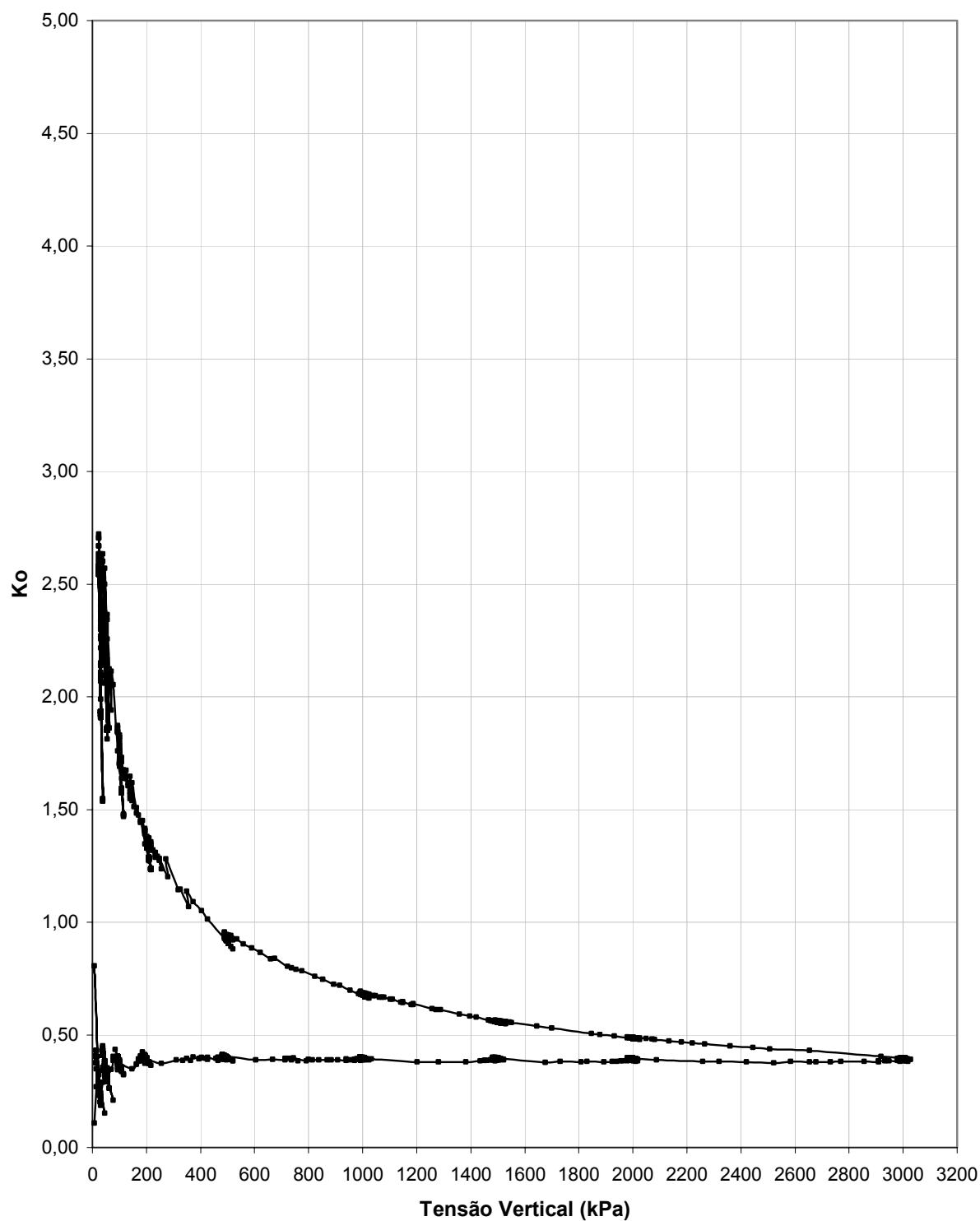
**Figura A.9 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento**



**Figura A.10 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento**



**Figura A.11 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6mm de comprimento**



**Figura A.12 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 6 mm de comprimento**

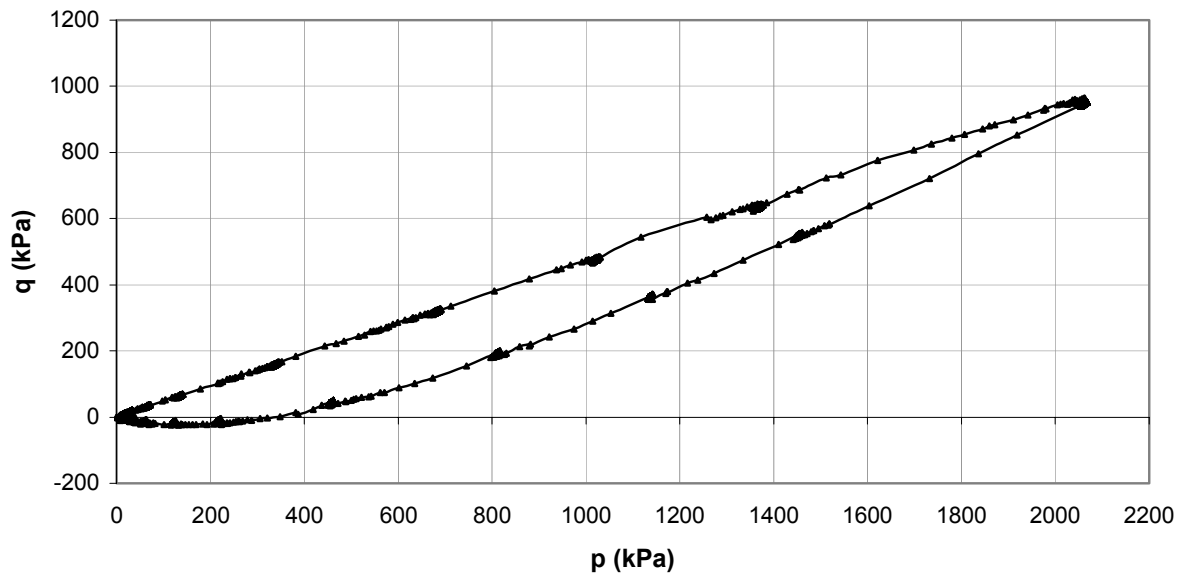


Figura A.13 – Trajetórias de Tensões (p x q) para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento

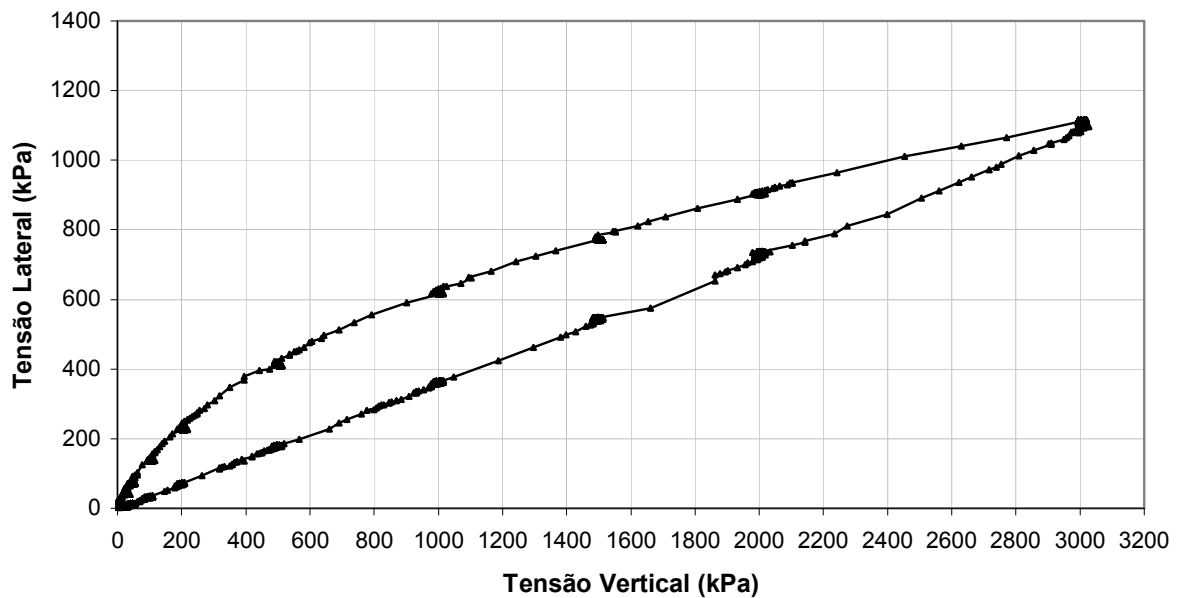
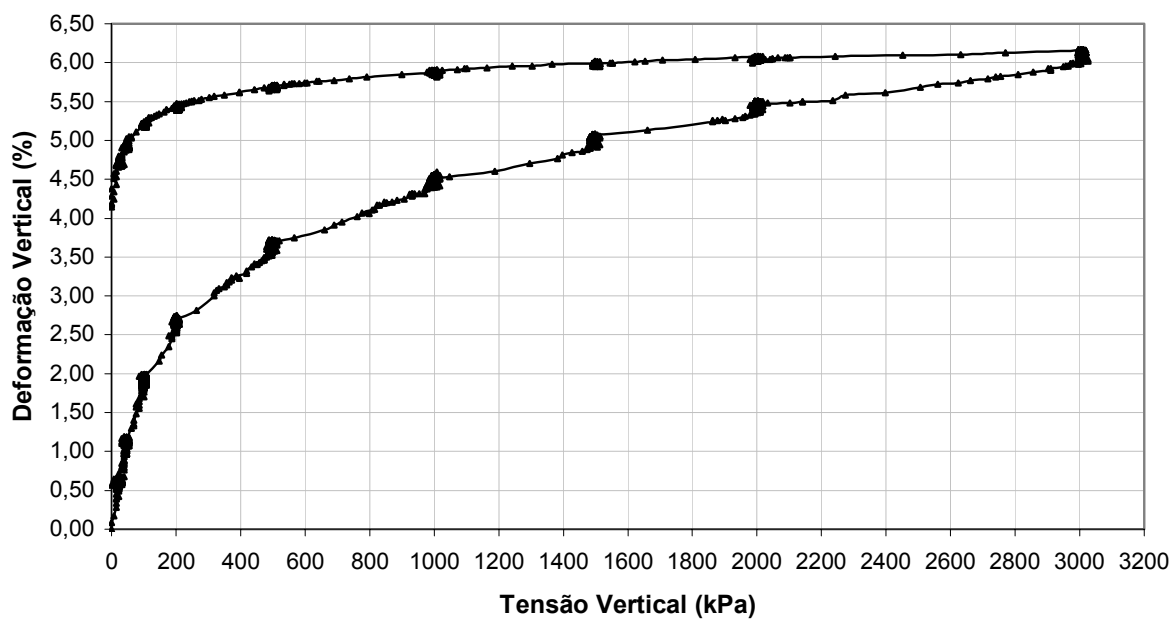
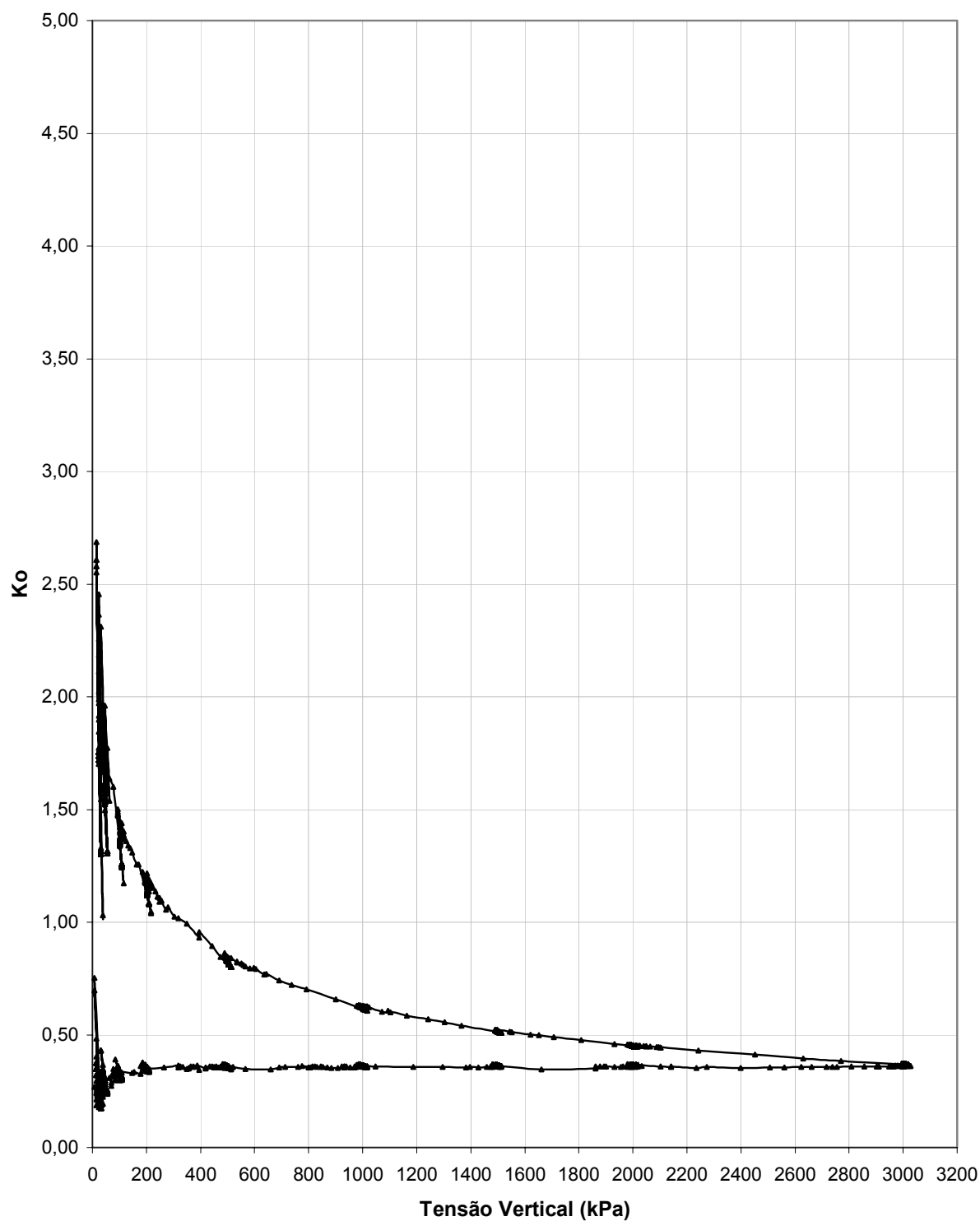


Figura A.14 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento



**Figura A.15 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12mm de comprimento**



**Figura A.16 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia reforçada com fibras de 12 mm de comprimento**

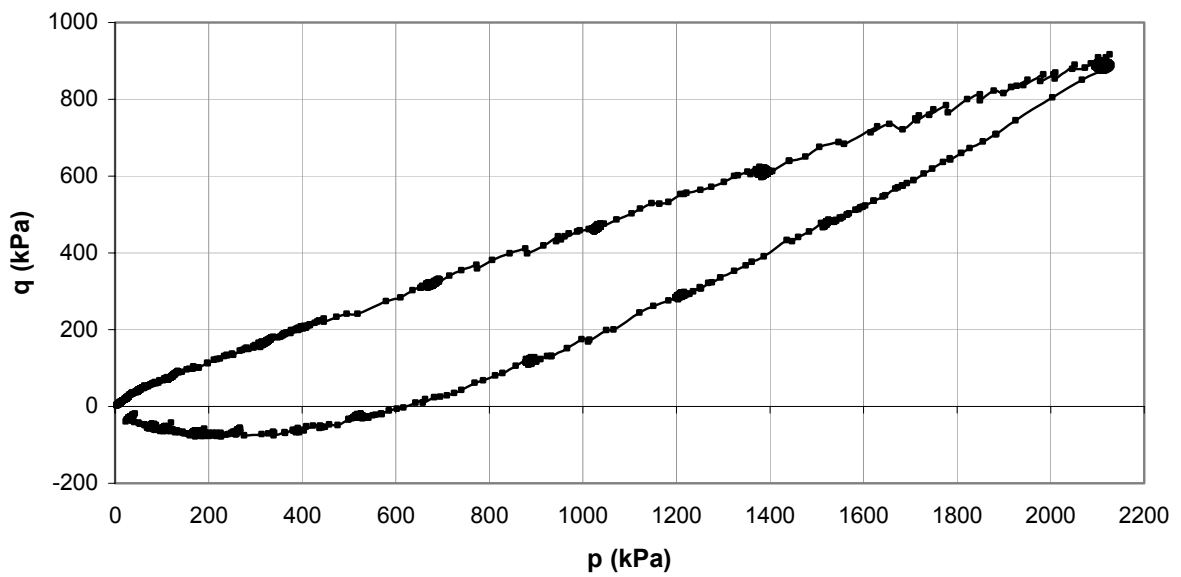


Figura A.17 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 1% de cimento

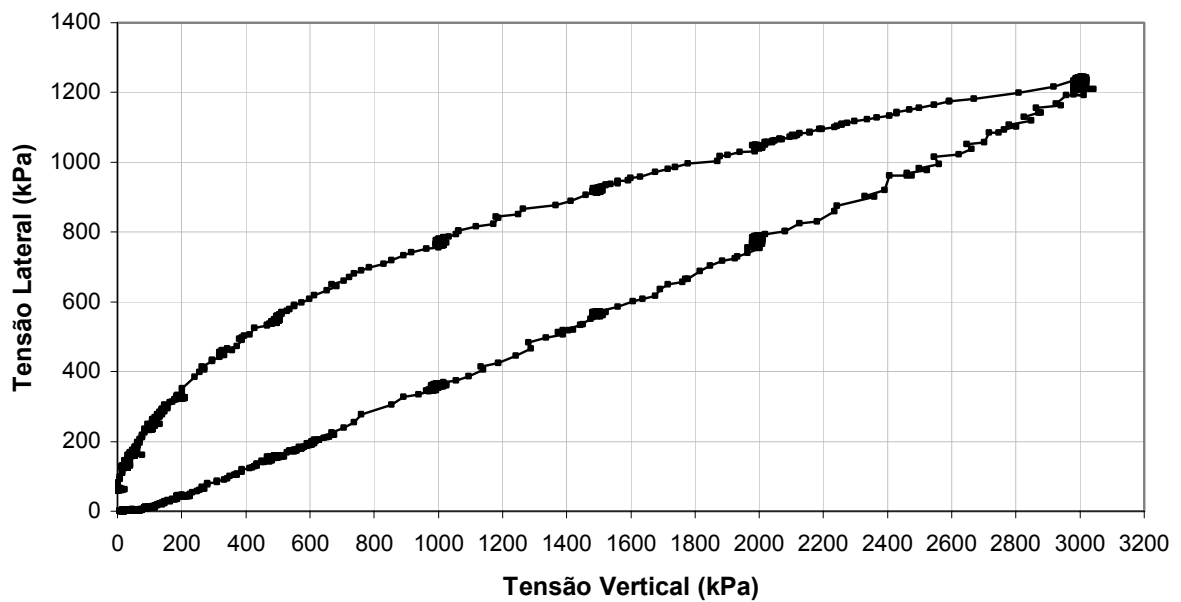


Figura A.18 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 1% cimento



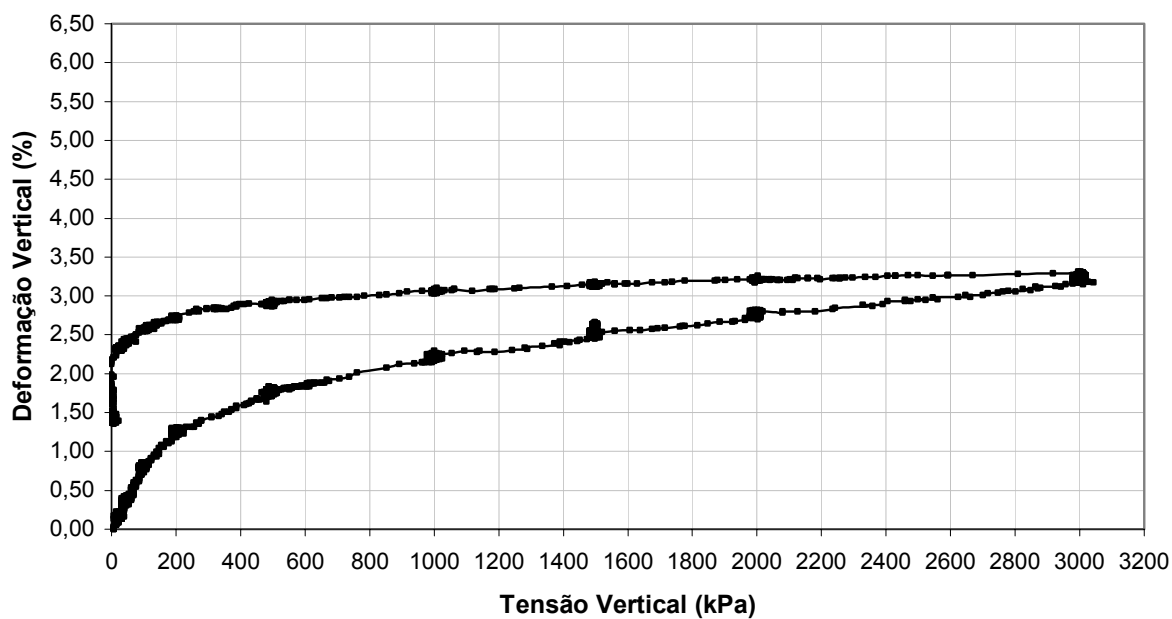


Figura A.19 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 1% de cimento

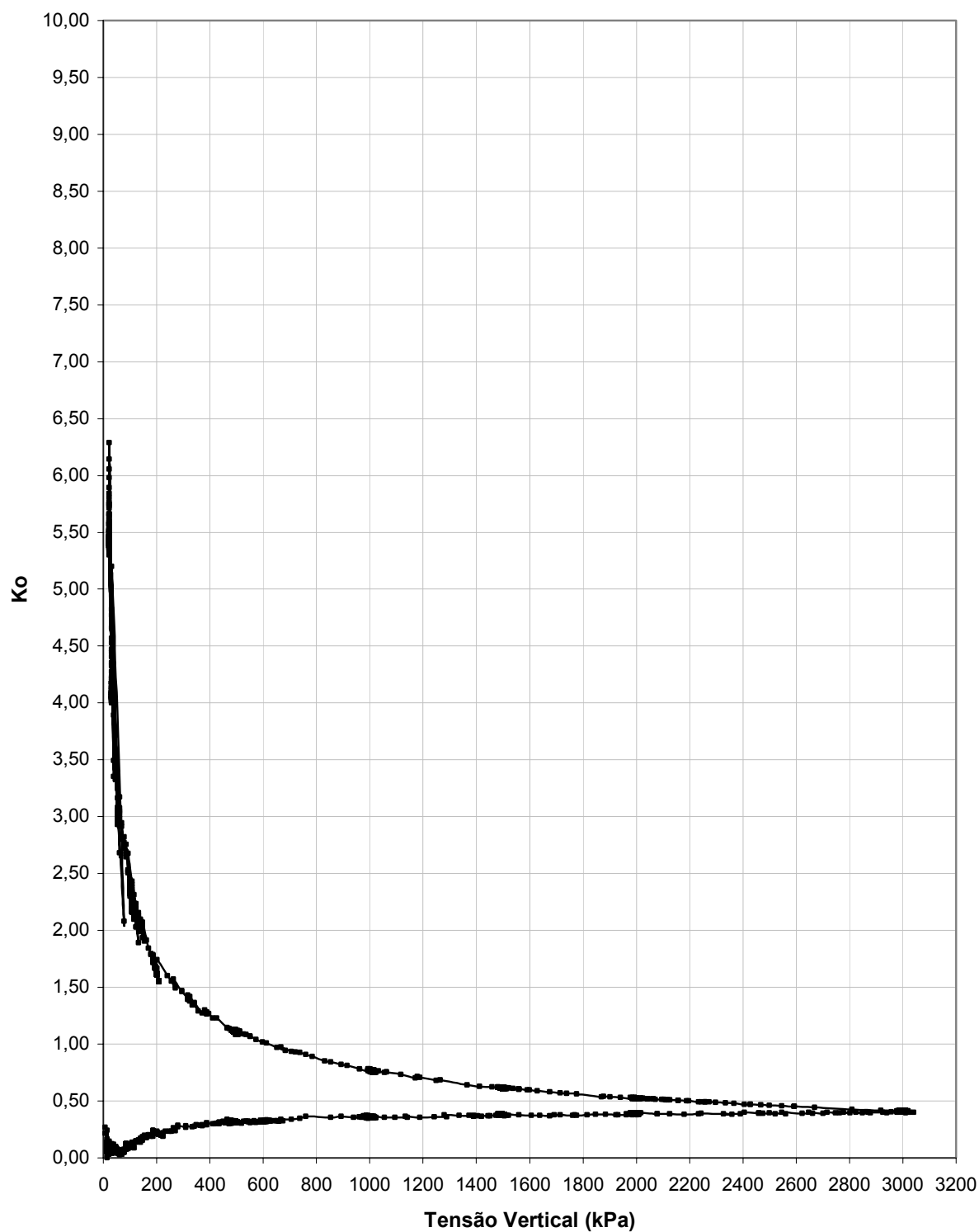


Figura A.20 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia com 1% de cimento

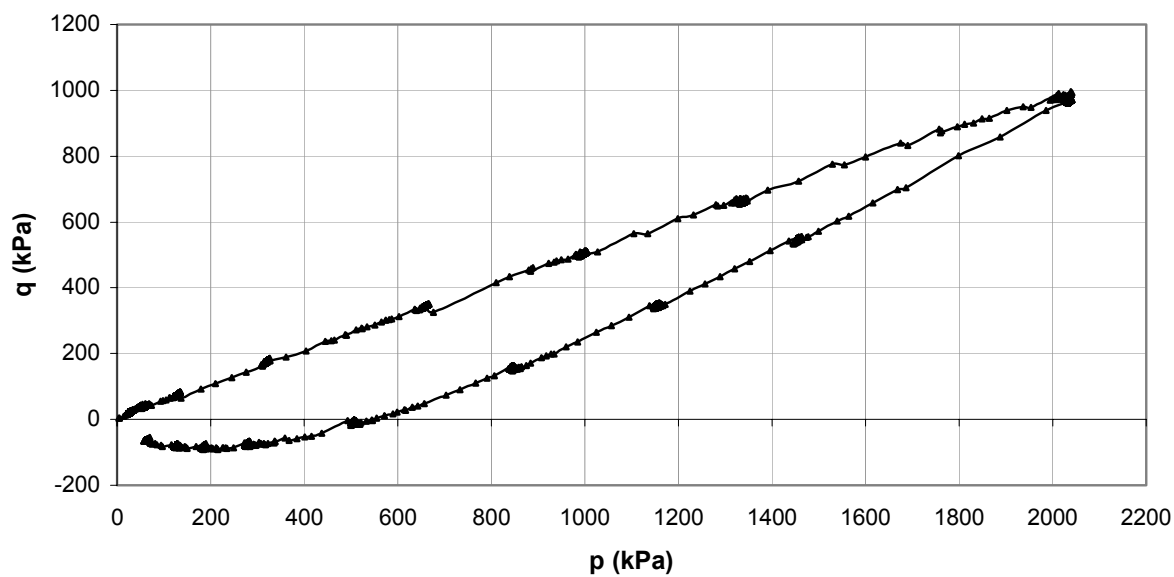


Figura A.21 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento

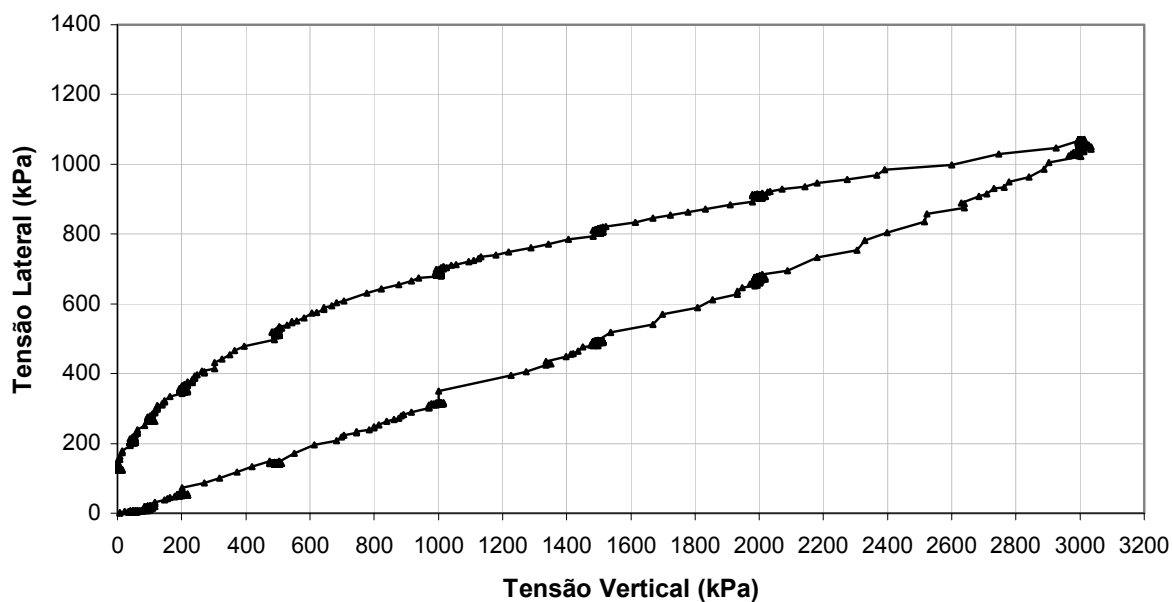


Figura A.22 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 3% cimento

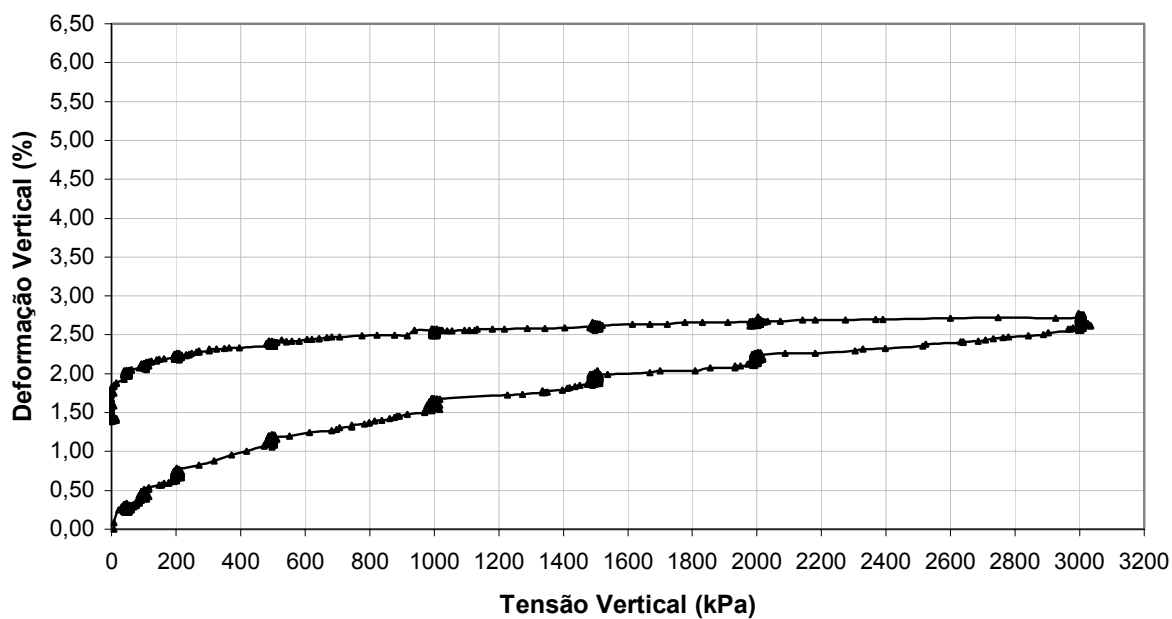


Figura A.23 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 3% de cimento

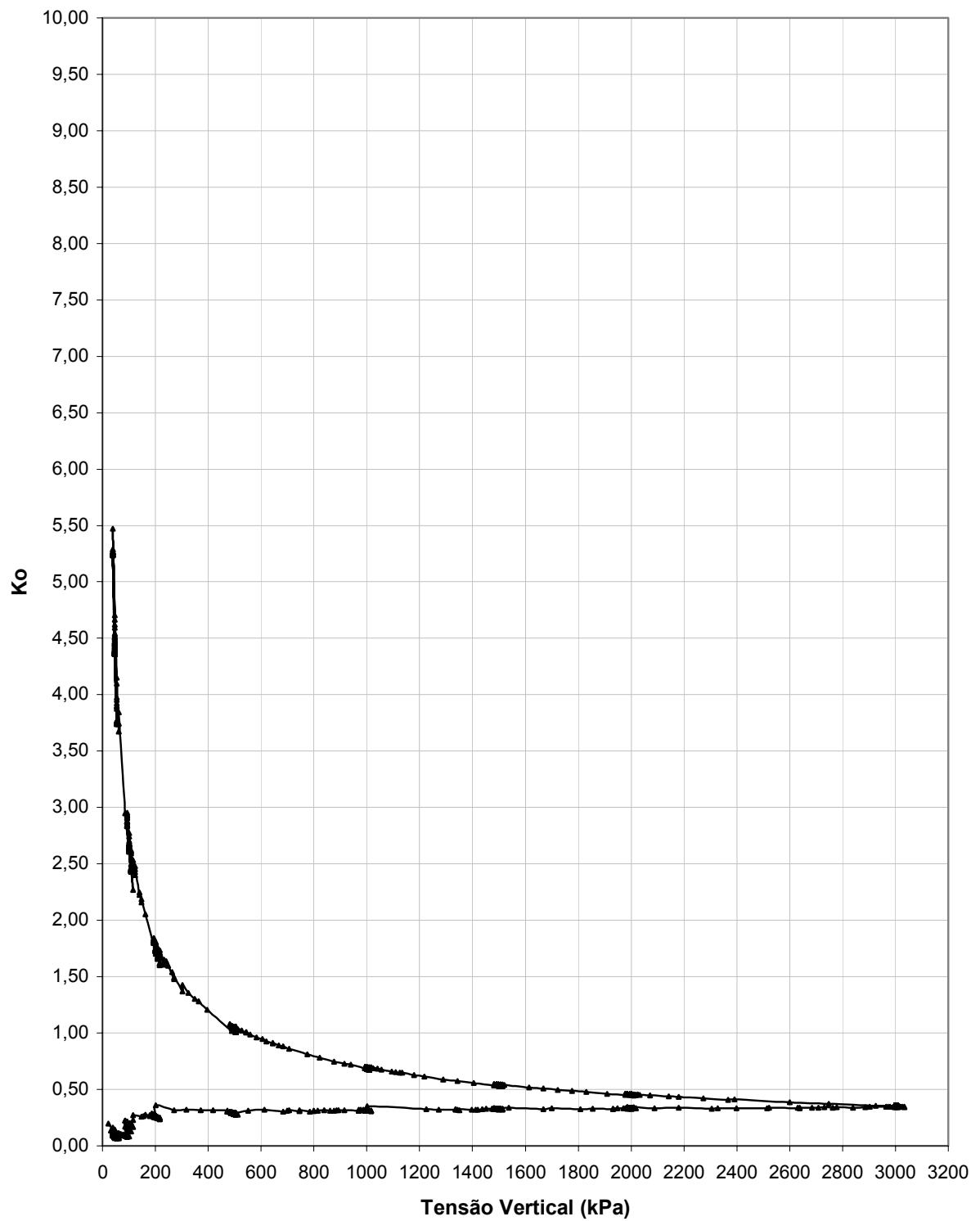


Figura A.24 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia com 3% de cimento

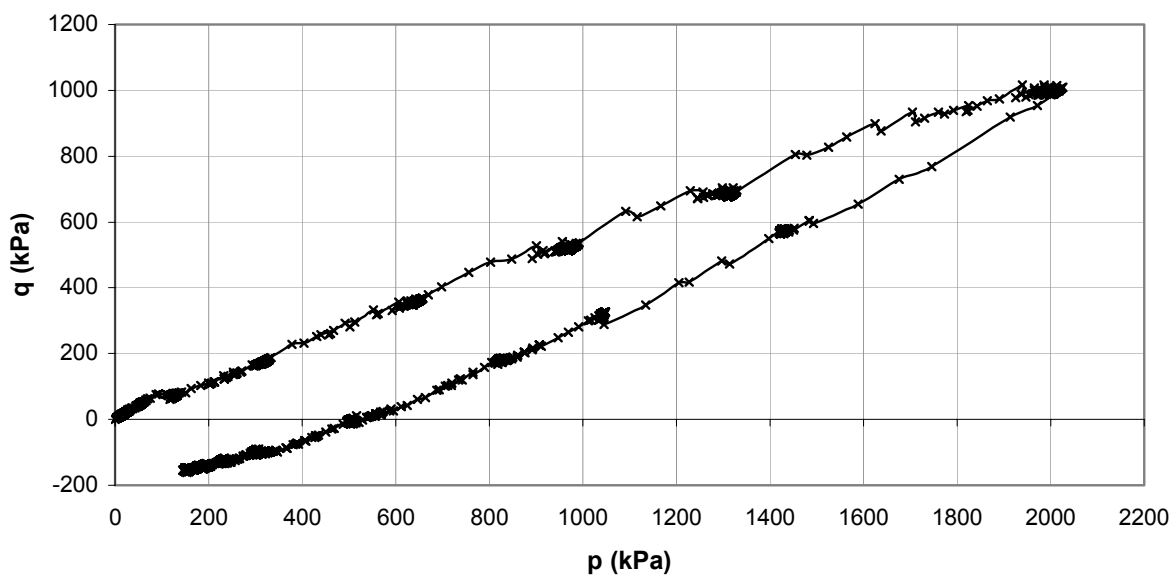


Figura A.25 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 7% de cimento

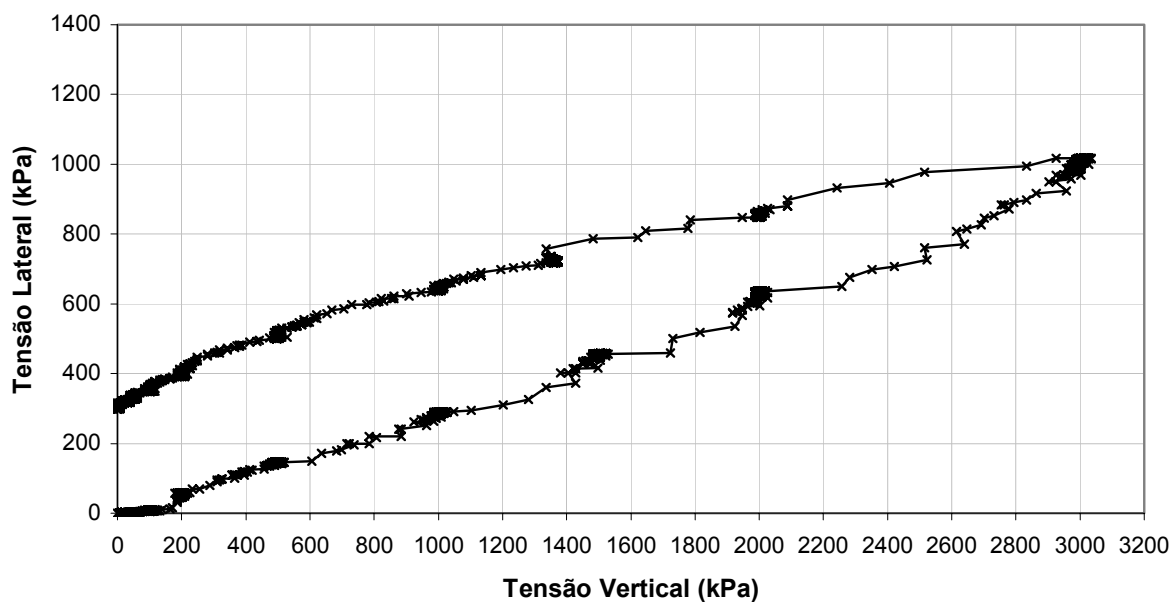


Figura A.26 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia com 7% cimento

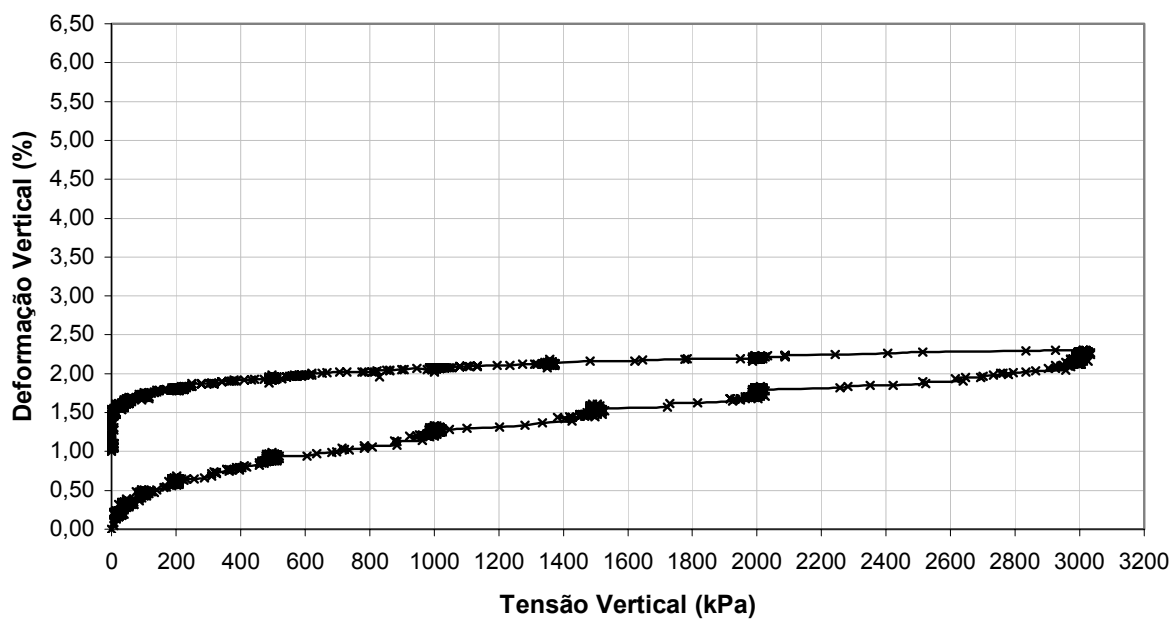


Figura A.27 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia com 7% de cimento

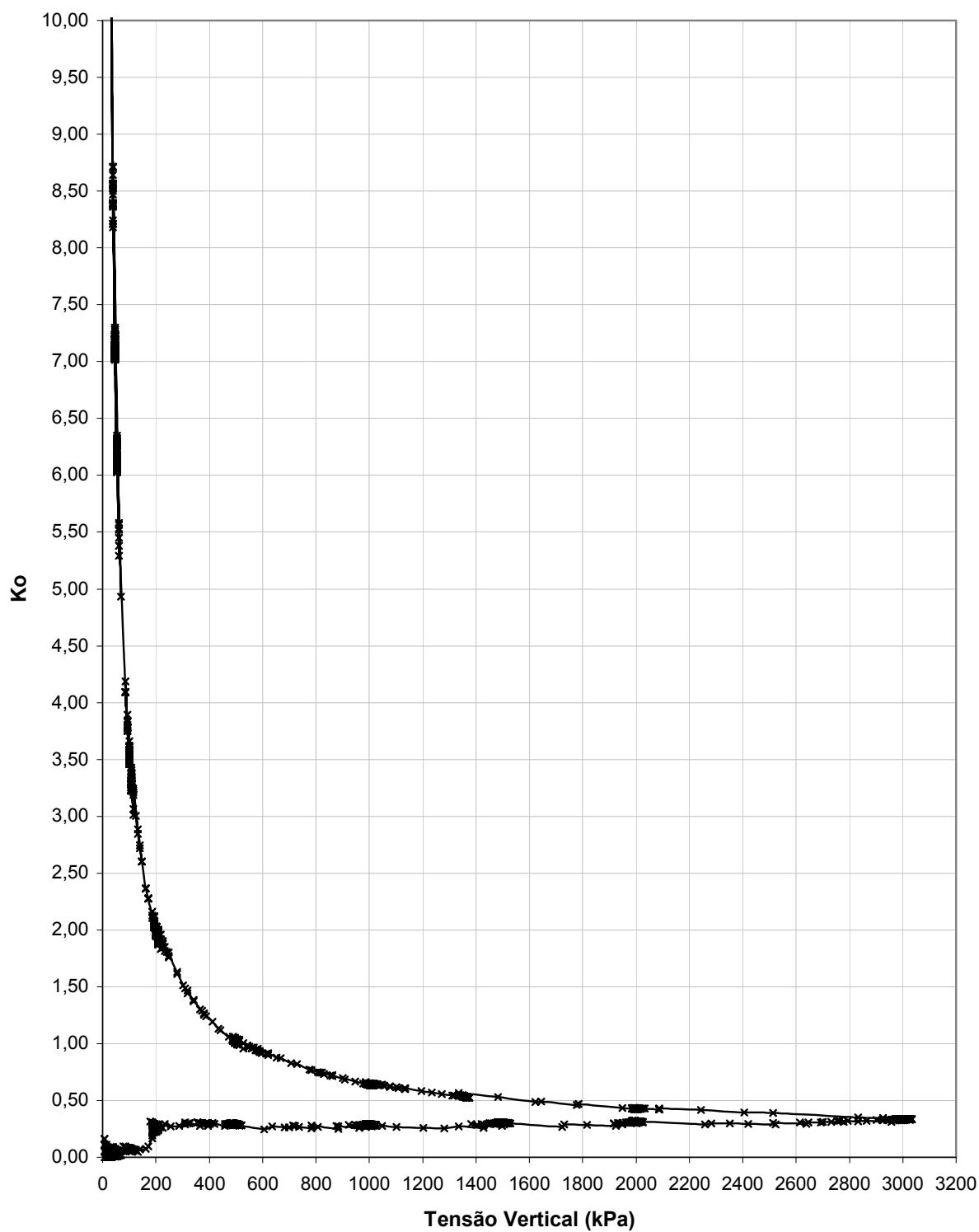


Figura A.28 – Variação de  $K_0$  com a Tensão Vertical para a areia com 7% de cimento



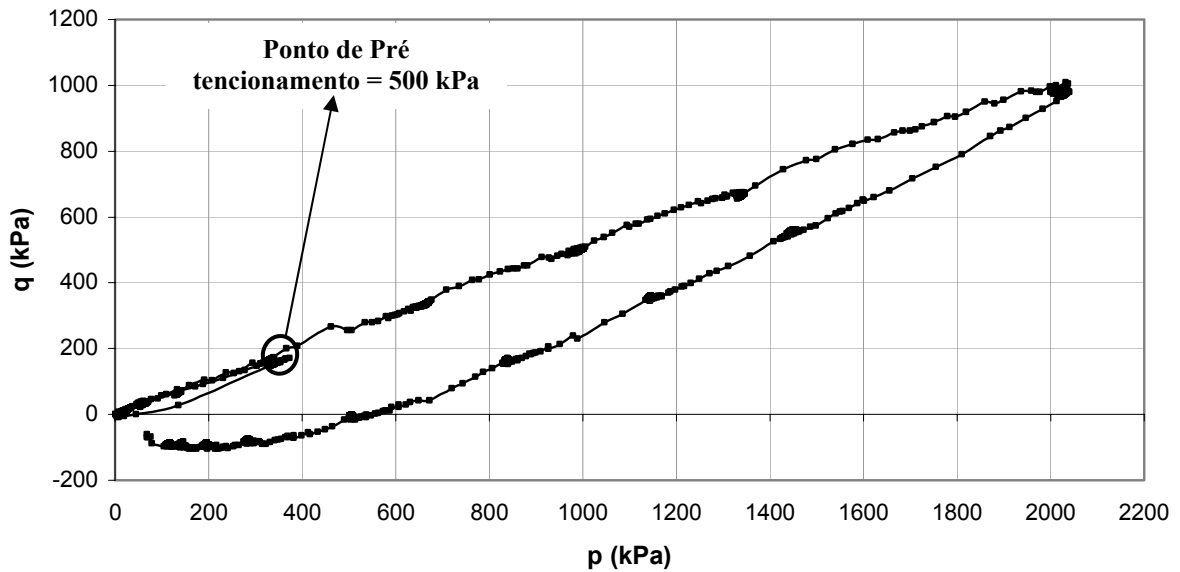


Figura A.29 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa

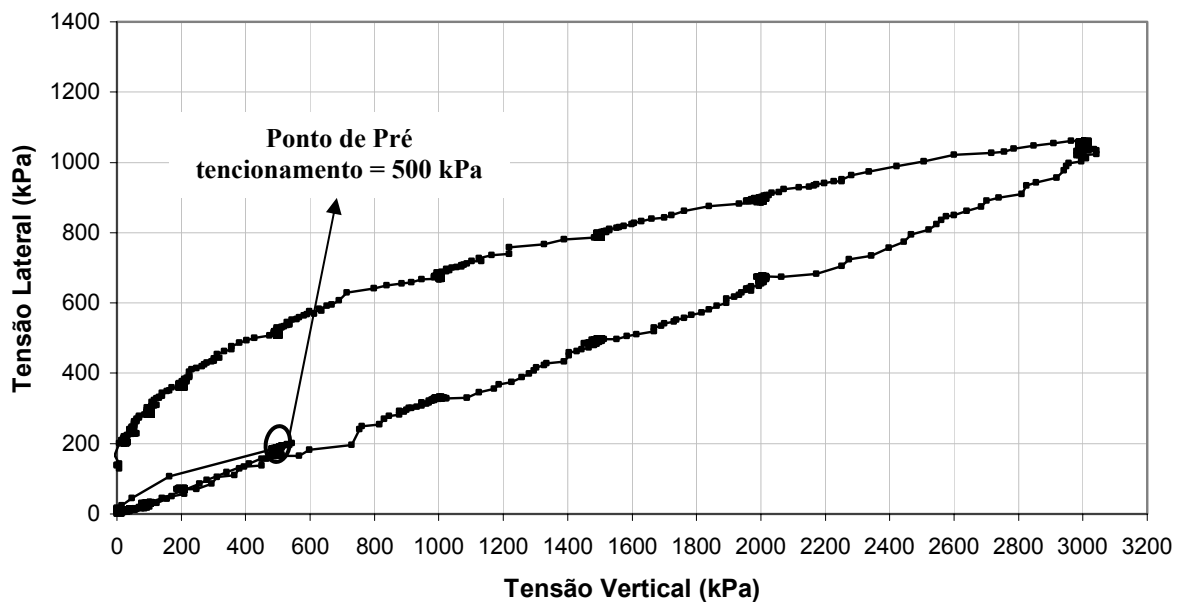


Figura A.30 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa

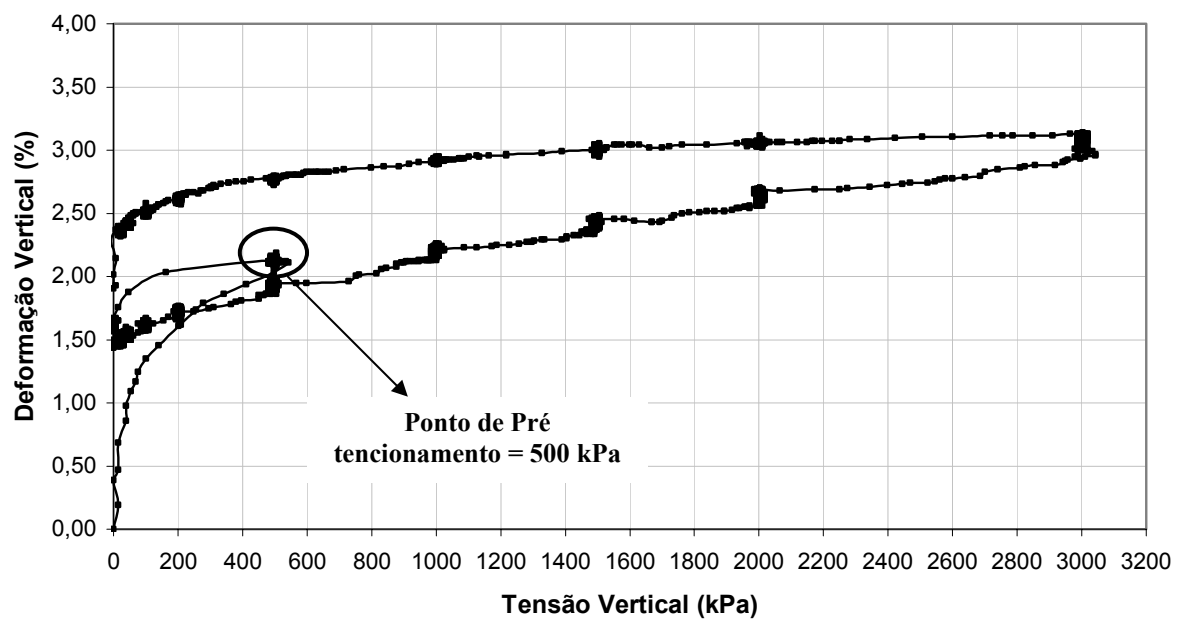
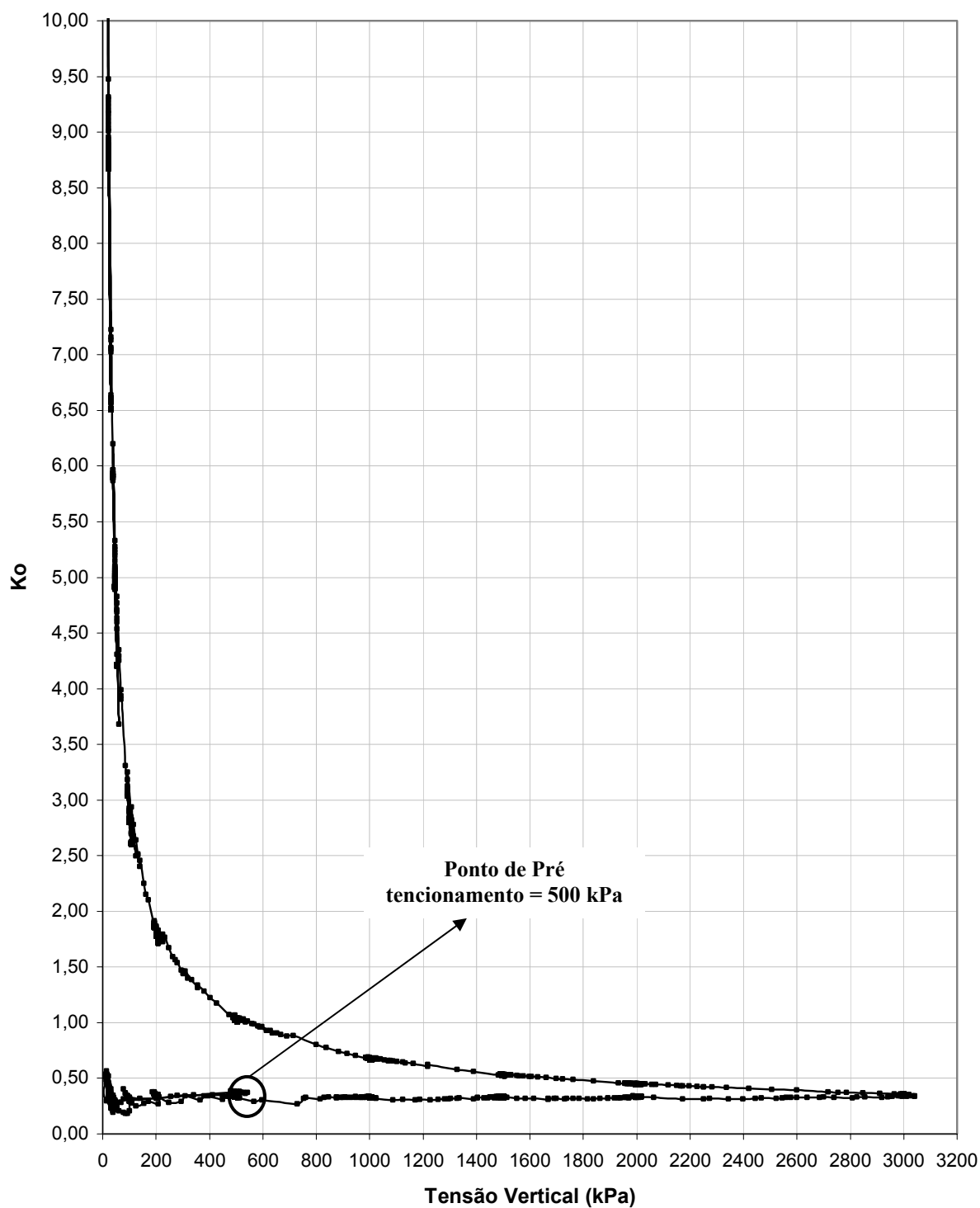


Figura A.31 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa



**Figura A.32 – Variação de  $K_o$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 0kPa anteriormente levada até 500 kPa**

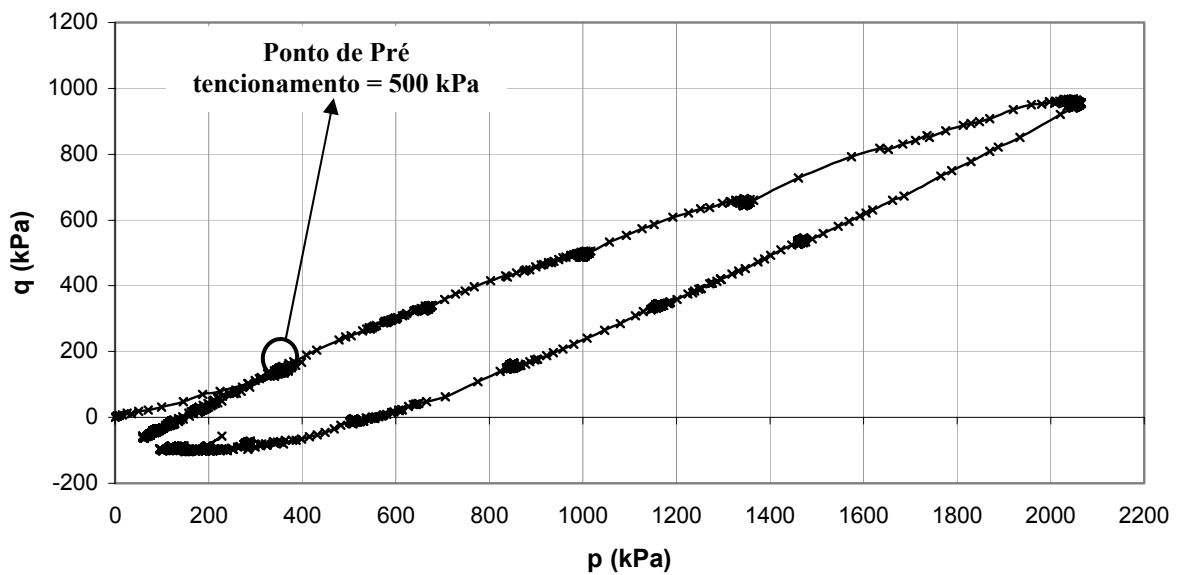


Figura A.33 – Trajetórias de Tensões ( $p \times q$ ) para a areia com 3% de cimento curada sob 500 kPa

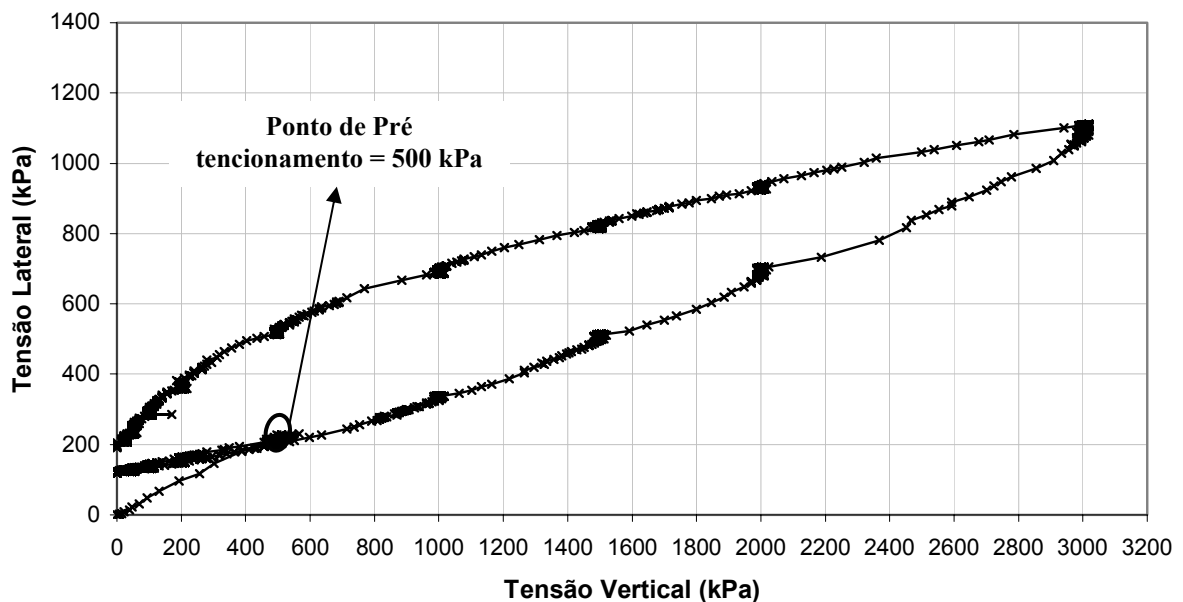


Figura A.34 – Variação da Tensão Lateral com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500 kPa

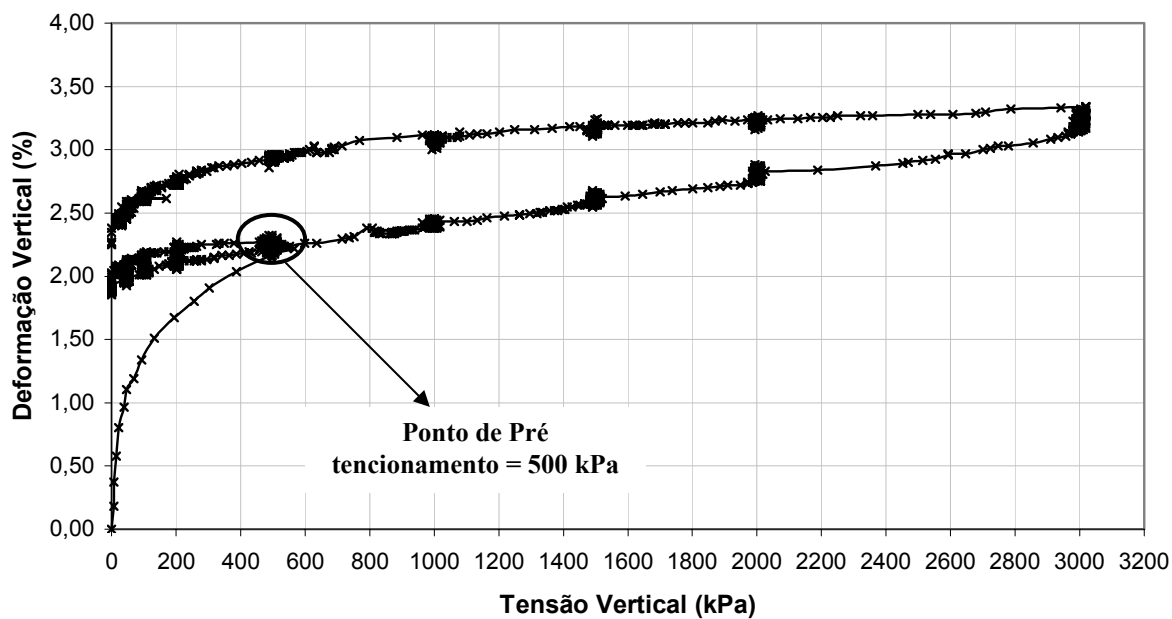


Figura A.35 – Comportamento Tensão - Deformação para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500 kPa

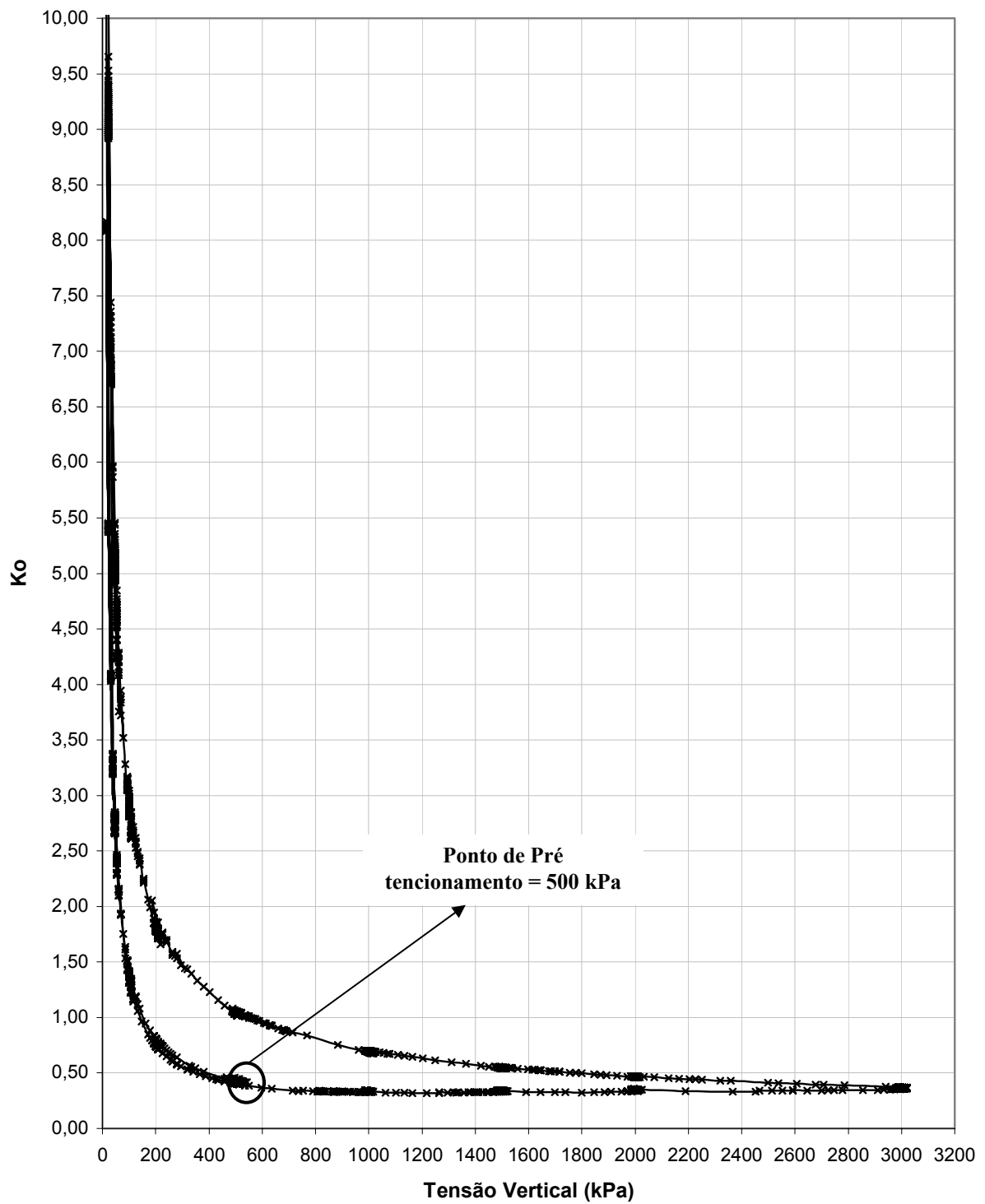


Figura A.36 – Variação de  $K_0$  com a Tensão Vertical para a areia compactada e areia cimentada com 3% de cimento curada sob 500kPa