

**DÉBORA PACHECO**

**COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL EM ENROCAMENTO DE  
BASALTO: DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO E REALIZAÇÃO  
DE ENSAIOS**

**Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.**

**Florianópolis-SC**

**2005**

**COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL EM ENROCAMENTO DE  
BASALTO: DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO E REALIZAÇÃO  
DE ENSAIOS**

**DÉBORA PACHECO**

**Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.**

**Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária**

**Orientador: Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.**

**Florianópolis-SC**

**2005**

**COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL EM ENROCAMENTO DE BASALTO:  
DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS**

Esta dissertação foi julgada e aprovada como requisito final para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, em sessão pública realizada em 17/11/2005.

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D. (Orientador)  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Glicério Trichês  
Coordenador do Curso do PPGEC – UFSC

**Comissão Examinadora:**

Prof. Dr. Leto Momm  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Paulo César de Almeida Maia  
Departamento de Engenharia Civil - UENF

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Regina Davison Dias  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Dedico este trabalho  
aos meus pais,  
aos meus irmãos e  
ao Guilherme com amor.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, pela oportunidade que me proporcionaram de alcançar esta etapa.

Aos meus irmãos, e ao Guilherme pela dedicação e companheirismo prestados na elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos, que me estimularam e acreditaram em meu objetivo.

À empresa Tractebel Energia, pela doação de parte do equipamento. Agradeço também a disponibilização de dados técnicos sobre a UHE Machadinho, em especial sobre a barragem.

À empresa Construções e Comércio Camargo Corrêa pelo transporte do material utilizado nos ensaios efetuados no presente trabalho.

À empresa Leme Engenharia Ltda., pelo incentivo e apoio prestados.

Aos professores da comissão examinadora, pelas importantes sugestões.

Aos bolsistas André, Thiago e Vinícius do Laboratório de Mecânica dos Solos e, também, ao bolsista do laboratório de estruturas Felipe pelo auxílio na preparação das amostras, montagem do equipamento e execução dos ensaios.

Ao professor Luis Gómez pelo auxílio na montagem do sistema de aquisição de dados.

Ao professor Paulo César de Almeida Maia por suas sugestões no desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Engenheiro Aires Watzko pela amizade, ensinamentos e constantes incentivos.

Ao Professor Marciano Maccarini, pela orientação, apoio, incentivo e, principalmente, perseverança para o desenvolvimento desta pesquisa.

E a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, apoiaram-me no desenvolvimento deste trabalho, o meu sincero agradecimento.

## SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO</b>	<b>vi</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>xxi</b>
<b>RESUMO</b>	<b>xxii</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xxiii</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 O ENROCAMENTO	2
1.3 OBJETIVO DO TRABALHO	3
1.3.1 Objetivo geral	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	4
1.4.1 Montagem do equipamento de ensaio	5
1.4.2 Definição dos tipos de ensaios	6
1.4.3 Preparação da amostra	7
1.4.4 Realização dos ensaios	8
1.4.5 Análise dos resultados	8
1.5 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA	9
1.6 IMPORTÂNCIA DO TEMA	9
1.7 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	10
<b>CAPÍTULO 2. BARRAGENS</b>	<b>12</b>
2.1 BARRAGENS DE CONCRETO	12
2.2 BARRAGENS DE TERRA	14
2.3 BARRAGEM DE ENROCAMENTO	14
2.3.1 Comportamento típico de barragens de enrocamento com face de concreto	23
2.3.2 Instrumentação de campo	24
<b>CAPÍTULO 3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS ENROCAMENTOS</b>	<b>29</b>
3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO TENSÃO- DEFORMAÇÃO DOS ENROCAMENTOS	29
3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DAS AMOSTRAS GRANULARES	32
3.2.1 Forma das partículas	32

3.2.2	Análise granulométrica	33
3.2.3	Limites de densidade das amostras de laboratório.	35
3.2.4	Quebra das partículas	36
3.2.5	Grau de fraturamento ( $B_g$ )	37
3.2.6	Colapso de enrocamento	37
3.2.7	Fluência	43
<b>CAPÍTULO 4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b>		<b>44</b>
4.1	EDÔMETRO DE GRANDES DIMENSÕES	46
4.1.1	Universidade Nacional do México (UNAM) - México	47
4.1.2	<i>Istituto Sperimentali Modeli Estrutturali (ISMES)</i> - Itália	49
4.1.3	Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) - Portugal	50
4.1.4	<i>Imperial College</i> – Grã-Bretanha	52
4.1.5	<i>Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement (Cemagref)</i> – França	52
4.1.6	Eletrosul - Brasil	54
4.1.7	Laboratório de Furnas – Brasil	56
4.2	APLICAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL	61
<b>CAPÍTULO 5. MATERIAL DE ESTUDO</b>		<b>64</b>
5.1	LOCAL DE EXTRAÇÃO DA AMOSTRA	64
5.1.1	Geologia	69
5.2	ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DA BARRAGEM DE MACHADINHO	70
5.2.1	Controle de qualidade da obra	73
5.2.2	Caracterização do material de campo	74
<b>CAPÍTULO 6. PROGRAMA DOS ENSAIOS</b>		<b>79</b>
6.1	DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO (EDÔMETRO DE GRANDES DIMENSÕES)	79
6.1.1	Apresentação do equipamento	80
6.1.2	Prensa de testes	82
6.1.3	Carrinho de deslocamento das amostras	83
6.1.4	Pedestal de concreto armado de alta resistência	85
6.2	AMOSTRAS DE ENROCAMENTO	85
6.2.1	Preparação das amostras – britagem e peneiramento	87
6.2.2	Preparação das amostras – compactação	91
6.2.3	Caracterização do material a ser ensaiado	94
6.3	CARREGAMENTO APLICADO	97
6.4	ENSAIOS PRELIMINARES	98
6.4.1	Medida da tensão radial – Verificação da montagem dos extensômetros	98
6.4.2	Ensaio exploratório com brita	103
6.5	ENSAIOS COM BASALTO	104
<b>CAPÍTULO 7. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS</b>		<b>107</b>
7.1	CURVAS GRANULOMÉTRICAS OBTIDAS ANTES E DEPOIS DE CADA ENSAIO	107
7.2	ABSORÇÃO	108
7.3	COEFICIENTE DE FORMA	109

7.4 RESISTÊNCIA À ABRASÃO	110
7.5 DENSIDADES ESPECÍFICAS	110
7.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL	111
7.6.1 Resultados do Ensaio 1	113
7.6.2 Resultados do Ensaio 2	124
7.6.3 Resultados do Ensaio 3	134
7.6.4 Resultados do Ensaio 4	144
<b>CAPÍTULO 8. ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>155</b>
8.1 EQUIPAMENTO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL	155
8.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL	156
<b>CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b>	<b>175</b>
9.1 CONCLUSÕES	175
9.2 SUGESTÕES	178
<b>REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>179</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

### Abreviações

ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
Cemagref	<i>Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement</i>
CFE	<i>Comisión Federal de Electricidad (México)</i>
DEINFRA	Departamento Estadual de Infra-estrutura do Estado de Santa Catarina
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
ISMES	<i>Istituto Sperimentali Modeli Estrutturali</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
N.A	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
UHE	Usina Hidrelétrica
UNAM	<i>Universidad Autónoma de Méjico (Instituto de Ingeniería)</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

### Símbolos

$a_1, a_2, \dots, a_n$	Porcentagens das frações retidas nas peneiras de 1 a n antes do ensaio.
$a_1', a_2', \dots, a_n'$	Porcentagens das frações retidas nas peneiras de 1 a n depois do ensaio.

$B_g$	Grau de fraturamento das partículas do material ensaiado (Marsal, 1973a)
$C$	Comprimento
$c$	Convenção de nomenclatura que indica a fase de carregamento durante o ensaio
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$C_f$	Coefficiente de forma (Marsal, 1973a)
$CI$	Convenção de nomenclatura que indica ensaio com inundação em um determinado estágio de carregamento
$D$	Diâmetro mínimo da amostra
$d$	Convenção de nomenclatura que indica a fase de descarregamento durante o ensaio
$D_i$	Dimensão média de uma partícula $i$ (Marsal, 1969)
$D_m$	Diâmetro médio da partícula
$D_{max}$	Diâmetro máximo da partícula
$D_{mix}^a$	Dimensão mínima da amostra
$D_{max}^c$	Diâmetro máximo da partícula do campo
$D_n$	Diâmetro nominal
$e, e_i$ e $e_f$	Índice de vazios, índice de vazios inicial e índice de vazios final, respectivamente
$E$	Módulo de Young
$E$	Enrocamento
$\varepsilon_n$	Deformação ( $n$ assume os valores de 1 a 3 para as direções $x, y$ e $z$ respectivamente)
$\varepsilon_c$	Deformação circunferencial média da câmara de compressão unidimensional

$e_s$	Espessura da câmara de compressão unidimensional
$\varepsilon'_c$	Deformação circunferencial externa da câmara de compressão unidimensional
F	Filtro de areia natural ou artificial
$\gamma_{ap}$	Densidade aparente seca das partículas
$\gamma_s$	Densidade específica real seca dos grãos ou partículas
$\gamma_{sss}$	Densidade saturada com superfície seca das partículas
$\gamma_{dg}$	Peso específico aparente dos grãos
H	Altura da amostra
K	coeficiente de permeabilidade
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso determinado na câmara de compressão unidimensional
M	Convenção de nomenclatura que indica compactação com adição de água (molhagem)
m	Convenção de nomenclatura que indica a fase de inundação da amostra durante o ensaio
$M_v$	Módulo de deformação volumétrica
$M_{sec}$	Módulo de deformabilidade secante
$\mu$	coeficiente de atrito
$\nu$	Coefficiente de Poisson
p	Média das tensões efetivas
$p_i$	Peso de uma partícula (Marsal, 1973)
$P_a$	Resistência média de uma partícula rochosa (Marsal, 1969)

r	Convenção de nomenclatura que indica a fase de recarregamento durante o ensaio
$r, r_i$ e $r_e$	raio, raio interno e raio externo respectivamente.
S	Convenção de nomenclatura que indica compactação sem adição de água
SI	Convenção de nomenclatura que indica ensaio sem inundação durante um estágio especificado (sem o estudo do colapso)
$\sigma'_1$	Tensão efetiva principal maior
$\sigma'_2$	Tensão efetiva principal intermediária
$\sigma'_3$	Tensão efetiva principal menor
$\sigma_a$	Tensão axial
$\sigma_c$	Tensão circunferencial
$\sigma_i$	Tensão interior atuante na câmara de compressão unidimensional (Lamé <i>apud</i> Fumagalli, 1969)
$\sigma_r$	Tensão radial de confinamento
T	Material de transição
t	Tempo
U	Coeficiente de desuniformidade

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Organograma dos ensaios realizados nesta pesquisa.	7
Figura 2-1 – Seção típica da barragem tipo gravidade.	12
Figura 2-2 – Seção típica da barragem tipo arco.	13
Figura 2-3 – Seção típica e planta de barragem tipo contraforte.	13
Figura 2-4 – Barragem de enrocamento com núcleo de argila.	14
Figura 2-5 – Barragem de enrocamento com face de concreto.	14
Figura 2-6 – Faixas granulométricas dos enrocamentos (Neves, 1993 e Dapena, 1994 <i>apud</i> Neves, 2002).	16
Figura 2-7 – Zoneamento típico das barragens de enrocamento com face de concreto (adaptada, Cooke 1997).	18
Figura 2-8 – Foz do Areia – altura 160 m.	20
Figura 2-9 – Segredo – altura 145 m.	20
Figura 2-10 – Itá – altura 126 m.	21
Figura 2-11 – Machadinho – altura 126 m.	21
Figura 2-12 – Xingó – altura 140 m.	22
Figura 2-13 – Itapebi – altura 106 m.	22
Figura 2-14 – Seção instrumentada da barragem de Machadinho/SC.	25
Figura 2-15 – Instalação de uma das placas do medidor magnético de recalque.	26
Figura 2-16 – Esquema de disposição das placas do medidor magnético.	26
Figura 2-17 – Esquema de disposição da Caixa Sueca.	26
Figura 2-18 – Instalação de uma Caixa Sueca.	27
Figura 2-19 – Esquema de disposição de uma haste.	27
Figura 2-20 – Instalação de uma haste (à esquerda) e disposição do cabo guia (à direita).	28
Figura 3-1 – Curvas tensão <i>versus</i> Deformação em ensaios de compressão unidimensional (Maia, 2001).	31
Figura 3-2 – Sentido do fluxo de ar para a secagem da amostra (Silva, 1996 <i>apud</i> Neves, 2002).	39
Figura 3-3 – Curvas tensão <i>versus</i> Deformação dos enrocamentos densos com o efeito da inundação e submersão do material ensaiado (Maia, 2001).	42

Figura 3-4 – Curvas de deformação <i>versus</i> tensão em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972 <i>apud</i> Maia, 2001).	42
Figura 4-1 – Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo para cada estágio de carregamento (Marsal, 1973).	48
Figura 4-2 – Detalhe da câmara de compressão unidimensional (Pinto, 1982 <i>apud</i> Maia et al., 2001).	51
Figura 4-3 – Esquema da célula de compressão (Anthiniac, 1999).	53
Figura 4-4 – Preparação do ensaio de compressão unidimensional.	55
Figura 4-5 – Execução do ensaio de compressão unidimensional.	55
Figura 4-6 – Câmara de compressão unidimensional de grandes dimensões instalada em FURNAS (Maia <i>et al.</i> , 2001).	57
Figura 5-1 – Locação da UHE Machadinho.	65
Figura 5-2 – Vista geral da UHE Machadinho no período construtivo.	67
Figura 5-3 – Vista de jusante da barragem já construída.	68
Figura 5-4 – Seção típica da barragem principal da UHE Machadinho.	72
Figura 5-5 – Execução do ensaio de granulometria em campo.	75
Figura 5-6 – Execução do ensaio de peso específico em campo.	75
Figura 5-7 – UHE Machadinho – material E0.	77
Figura 5-8 – UHE Machadinho – material E1.	77
Figura 5-9 – UHE Machadinho – material E2.	78
Figura 5-10 – UHE Machadinho – material E3.	78
Figura 6-1 – Detalhe do anel de compressão unidimensional.	80
Figura 6-2 – Célula de carga.	81
Figura 6-3 – Locação dos extensômetros ( <i>strain gages</i> ) e das células de carga.	81
Figura 6-4 – Vista frontal da prensa, com a amostra para testes de compressão unidimensional na posição de testes.	82
Figura 6-5 – Vista lateral da prensa de testes sob o pórtico, assim como a célula para o teste de compressão unidimensional, na posição de preparação da amostra.	84
Figura 6-6 – Curva granulométrica de campo e curva granulométrica do laboratório para o material E2.	87
Figura 6-7 – Brecha basáltica.	88
Figura 6-8 – Riodacito.	88

Figura 6-9 – Britador.	88
Figura 6-10 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 1.	89
Figura 6-11 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 2.	90
Figura 6-12 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 3.	90
Figura 6-13 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 4.	91
Figura 6-14 – Placa vibratória adotada.	92
Figura 6-15 – Material homogeneizado.	93
Figura 6-16 – Segunda camada lançada.	93
Figura 6-17 – Camada após a compactação.	94
Figura 6-18 – Brecha basáltica antes do ensaio de abrasão.	96
Figura 6-19 – Brecha basáltica após o ensaio de abrasão.	96
Figura 6-20 - Riodacito antes do ensaio de abrasão.	97
Figura 6-21 – Riodacito após o ensaio de abrasão.	97
Figura 6-22 – Seção na estaca 41+12,20 da barragem principal da UHE Machadinho.	98
Figura 6-23 – Seção da célula de compressão unidimensional.	99
Figura 6-24 – Aplicação da carga em somente uma direção.	101
Figura 6-25 – Aplicação da carga em duas direções.	102
Figura 6-26 – Aplicação da carga nos extensômetros 2-6 e 4-8.	102
Figura 6-27 – Aplicação da carga nos extensômetros 1-5 e 3-7.	102
Figura 6-28 – Amostra montada e no local de aplicação da carga.	103
Figura 6-29 – Vista superior do equipamento de compressão unidimensional montado.	104
Figura 7-1 – Curva granulométrica obtida antes e depois do ensaio 1.	108
Figura 7-2 – Curva granulométrica obtida antes e depois do ensaio 2.	108
Figura 7-3 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 1.	114
Figura 7-4 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 2.	114
Figura 7-5 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 3.	114
Figura 7-6 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 4.	115
Figura 7-7 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 5.	115
Figura 7-8 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 6.	115
Figura 7-9 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 7.	116
Figura 7-10 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento e recarregamento 8.	116
Figura 7-11 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 9.	116
Figura 7-12 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 10.	117

Figura 7-13 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 11.	117
Figura 7-14 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 12.	117
Figura 7-15 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 13.	118
Figura 7-16 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 14.	118
Figura 7-17 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 15.	118
Figura 7-18 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 16.	119
Figura 7-19 – Ensaio 1 – Tensão vertical efetiva líquida <i>versus</i> Deformação vertical específica.	119
Figura 7-20 - Ensaio 1 – Curva de compressibilidade.	120
Figura 7-21 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 1.	120
Figura 7-22 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 2.	121
Figura 7-23 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 3.	121
Figura 7-24 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para as três células somente no estágio de carregamento.	122
Figura 7-25 – Ensaio 1 – Força de atrito total (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN).	122
Figura 7-26 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 1.	123
Figura 7-27 – Ensaio 1 – Deformação lateral ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) <i>versus</i> Força vertical efetiva líquida (kN).	123
Figura 7-28 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 1.	124
Figura 7-29 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 2.	124
Figura 7-30 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 3.	125
Figura 7-31 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 4.	125
Figura 7-32 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 5.	125
Figura 7-33 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 6.	126
Figura 7-34 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 7 (inundação da amostra).	126
Figura 7-35 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 8.	126
Figura 7-36 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 9.	127
Figura 7-37 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 10.	127
Figura 7-38 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 11.	127

Figura 7-39 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 12.	128
Figura 7-40 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 13.	128
Figura 7-41 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 14.	128
Figura 7-42 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 15.	129
Figura 7-43 – Ensaio 2 – Tensão vertical efetiva líquida <i>versus</i> Deformação vertical específica.	129
Figura 7-44 – Ensaio 2 – Curva de compressibilidade.	130
Figura 7-45 – Ensaio 2 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 1.	130
Figura 7-46 – Ensaio 2 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 2.	131
Figura 7-47 – Ensaio 2 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 3.	131
Figura 7-48 – Ensaio 2 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para as três células somente no estágio de carregamento.	132
Figura 7-49 – Ensaio 2 – Força de atrito total (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN).	132
Figura 7-50 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 2 com e sem a correção da célula de carga 3.	133
Figura 7-51 – Ensaio 2 – Deformação lateral ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) <i>versus</i> Força vertical efetiva líquida (kN).	133
Figura 7-52 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 1.	134
Figura 7-53 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 2.	134
Figura 7-54 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 3.	135
Figura 7-55 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 4.	135
Figura 7-56 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 5.	135
Figura 7-57 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 6.	136
Figura 7-58 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 7.	136
Figura 7-59 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 8.	136
Figura 7-60 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 9.	137
Figura 7-61 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 10.	137
Figura 7-62 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 11.	137
Figura 7-63 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 12.	138
Figura 7-64 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 13.	138

Figura 7-65 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 14.	138
Figura 7-66 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 15.	139
Figura 7-67 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 16.	139
Figura 7-68 – Ensaio 3 – Tensão vertical efetiva líquida <i>versus</i> Deformação vertical específica.	140
Figura 7-69 – Ensaio 3 – Curva de compressibilidade.	140
Figura 7-70 – Ensaio 3 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 1.	141
Figura 7-71 – Ensaio 3 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 2.	141
Figura 7-72 – Ensaio 3 – Força de atrito individual <i>versus</i> Força vertical efetiva global para a célula de carga 3.	142
Figura 7-73 – Ensaio 3 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) total para as três células somente no estágio de carregamento.	142
Figura 7-74 – Ensaio 3 – Força de atrito total (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN).	143
Figura 7-75 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 3.	143
Figura 7-76 – Ensaio 3 – Deformação lateral ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) <i>versus</i> Força vertical efetiva líquida (kN).	144
Figura 7-77 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 1.	145
Figura 7-78 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 2.	145
Figura 7-79 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 3.	145
Figura 7-80 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 4.	146
Figura 7-81 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 5.	146
Figura 7-82 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 6 (inundação da amostra).	146
Figura 7-83 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 7.	147
Figura 7-84 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 8.	147
Figura 7-85 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 9.	147
Figura 7-86 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 10.	148
Figura 7-87 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 11.	148
Figura 7-88 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 12.	148
Figura 7-89 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 13.	149
Figura 7-90 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 14.	149

Figura 7-91 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 15.	149
Figura 7-92 – Ensaio 4 – Tensão vertical efetiva líquida <i>versus</i> Deformação vertical específica.	150
Figura 7-93 – Ensaio 4 – Curva de compressibilidade.	150
Figura 7-94 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 1.	151
Figura 7-95 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 2.	151
Figura 7-96 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 3.	152
Figura 7-97 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN) para as três células somente no estágio de carregamento.	152
Figura 7-98 – Ensaio 4 – Força de atrito total (kN) <i>versus</i> Força vertical efetiva global (kN).	153
Figura 7-99 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 4 com e sem a correção da célula de carga 3.	153
Figura 8-1 – Taxa da fluência em relação a Tensão vertical efetiva líquida nos ensaios 1 e 2.	163
Figura 8-2 – Taxa da fluência em relação a Tensão vertical efetiva líquida nos ensaios 3 e 4.	163
Figura 8-3 – Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> deformação vertical específica (%).	166
Figura 8-4 – Módulo de compressibilidade secante (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ) para o carregamento.	168
Figura 8-5 – Curva de compressibilidade para os ensaios 1, 2, 3 e 4.	169
Figura 8-6 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida nos 4 ensaios.	170
Figura 8-7 – Ensaio 1 – Tensão horizontal efetiva (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ).	171
Figura 8-8 – Ensaio 2 – Tensão horizontal efetiva (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ).	172
Figura 8-9 – Ensaio 3 – Tensão horizontal efetiva (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ).	172
Figura 8-10 – Tensão horizontal efetiva (kN/m <sup>2</sup> ) <i>versus</i> Tensão vertical efetiva líquida (kN/m <sup>2</sup> ) obtida no carregamento dos três primeiros ensaios.	173

Figura 8-11 – Relação entre o  $K_0$  e a tensão vertical efetiva global para valores acima de 100 kN/m<sup>2</sup>.

173

Figura 8-12 – Relação entre o  $K_0$  e a tensão vertical efetiva líquida obtida para os 3 primeiros ensaios desta pesquisa.

174

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Características básicas do zoneamento de montante de barragens de enrocamento (Cooke, 2000).	23
Tabela 4-1 – Resumo de alguns equipamentos edométricos existentes.	58
Tabela 5-1 – Descrição das principais características do basalto denso.	72
Tabela 5-2 - Descrição das principais características dos materiais E3 e E4.	73
Tabela 5-3 – Resumo dos resultados de ensaios de campo – UHE Machadinho.	76
Tabela 6-1 – Coeficientes de desuniformidade e de curvatura.	91
Tabela 7-1 – Valores do ensaio de absorção.	109
Tabela 7-2 – Valores médios e desvio padrão do coeficiente de forma.	109
Tabela 7-3 – Perda de massa no ensaio de abrasão (%).	110
Tabela 7-4 - Valores médios e desvio padrão das densidades específicas.	111
Tabela 7-5 – Características iniciais das amostras no ensaio de compressão unidimensional.	112
Tabela 7-6 – Estágios de carga.	113
Tabela 8-1 – Resumo dos dados obtidos dos ensaios de compressão unidimensional.	156
Tabela 8-2 – Resultados de alguns ensaios de compressão unidimensional realizados em pesquisas brasileiras.	158

## RESUMO

Este trabalho apresenta resultados de testes de compressão unidimensional em enrocamentos de basalto empregados na Usina Hidrelétrica Machadinho. Para a realização dos testes foi desenvolvido um equipamento, com capacidade de 2200 kN, o qual permite ensaiar amostras com 1,00 m de diâmetro e 0,50 m de altura. Quatro amostras foram submetidas a um carregamento vertical de cerca de até 1800 kN. As curvas granulométricas das amostras adotadas foram paralelas à curva de campo. As condições sob as quais os testes foram realizados tiveram como referência às solicitações da barragem de Machadinho. A porcentagem da mistura utilizada (70% de riodacito e 30% de brecha basáltica) foi escolhida por ser semelhante ao material utilizado no trecho central da barragem. Para a caracterização do enrocamento, também, foram realizados ensaios de absorção, de resistência à abrasão, de densidades específicas e de coeficiente de forma. A pesquisa foi concentrada em três situações: atrito entre o enrocamento e a face interna da célula de compressão unidimensional, comportamento mecânico do enrocamento em relação ao colapso e a influência da molhagem da amostra durante a compactação. A instalação de “*strain gages*” permitiu a determinação das tensões horizontais na amostra. Desta forma, valores de  $K_0$  são apresentados e analisados.

## ABSTRACT

In this work are presented results of unidimensional compression tests carried out on basalt rockfill obtained from Machadinho Hydroelectric Power Plant. In order to carry out the tests, a machine with 2200 kN capacity was built and which is capable of testing samples measuring 1,00 m diameter and 0,50 m high. Four samples were submitted to a vertical load up to 1800 kN and which granulometric curves are parallel with field curves, the conditions under which the tests were carried out were based on the prototype ones. The percentage of the mixture (70% rhyodacite and 30% of basaltic breccia) was chosen to be similar to the rockfill used in the central part of the dam. To characterize the rockfill other tests were carried out like absorption, abrasion resistance, specific weight and shape factor. The research concentrated on three points: lateral friction between the rockfill and the internal face of the unidimensional compression cell. The mechanical behaviour of the rockfill in relation to collapse settlements and the influence of wetting the sample during compaction. Through the use of strain gages was possible to measure horizontal tensions acting on the samples. In this way, values of  $K_0$  are presented and analysed.

# CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Há mais de 5000 anos que o homem constrói barragens para os mais diversos fins, conforme registros da barragem de Jawa, na Jordânia. O primeiro acidente que se tem registrado com este tipo de estrutura foi há 4600 anos, aproximadamente, na barragem de Kafara, no Egito.

As barragens são elementos estruturais constituídos de um ou mais materiais. Estes elementos podem ser de concreto, de terra, de enrocamento<sup>1</sup>, ou da associação entre estes materiais. Esta pesquisa é relacionada ao enrocamento - material de construção que possui características próprias que lhe confere um comportamento diferenciado das argilas e das areias.

As primeiras utilizações do enrocamento como material de construção de barragens ocorreram durante a segunda metade do século XIX. Apesar do enrocamento ser utilizado desde os tempos mais remotos, os métodos empregados na construção mostraram significativo desenvolvimento somente nos últimos 50 anos. Tal desenvolvimento ocorreu, principalmente, na tecnologia de equipamentos e de processos de desmonte, transporte e densificação de materiais rochosos.

A opção por projetos e implantações de barragens que fazem uso deste tipo de material deve-se principalmente, aos seguintes fatores:

- por se tratar de um material de boa trabalhabilidade e ser drenante, o seu emprego independe das condições meteorológicas, ou condições de umidade natural. Assim o cronograma da obra é afetado somente pelas limitações; de produção, de capacidade ou de praça;
- o desenvolvimento tecnológico de equipamentos de extração, transporte, colocação e compactação de enrocamento tem influenciado na escolha por este tipo de material;
- e o esgotamento de locais onde é possível construir barragens com fundações suficientemente rígidas, que permitam a implantação de barragens de concreto.

---

<sup>1</sup> Enrocamento: Vide item 1.2

Apesar da aparente evolução, os projetos atuais de barragens de enrocamento ainda são desenvolvidos com critérios fundamentalmente empíricos (Cooke, 1999). Atualmente, tem-se certo domínio no controle executivo da obra e um desenvolvimento tecnológico dos equipamentos de transporte e compactação. Contudo, há dificuldade para entender o comportamento mecânico dos enrocamentos que constituem o corpo da barragem.

Considerando a magnitude de alguns destes empreendimentos, a sua eventual ruptura pode ser traduzida por sérios danos à propriedade, inclusive com perdas humanas. Por isso, é de fundamental importância que os projetos, construção e manutenção de barragens devam ser devidamente acompanhados. Este acompanhamento pode ser baseado em pesquisas no domínio laboratorial, para a determinação dos parâmetros dos materiais granulares, e no domínio estrutural, para avaliação do comportamento do enrocamento. Neste último, destacam-se os estudos de modelagem matemática.

Estes modelos matemáticos utilizados têm como uma das características a sensibilidade aos parâmetros utilizados que, associados com as dificuldades da obtenção destes parâmetros, corrobora com baixa utilização desta ferramenta nos projetos de barragens de enrocamento.

Quanto à obtenção destes parâmetros, ainda há limitações na prática para a execução de ensaios em laboratório utilizando amostras de enrocamento em escala real. Os resultados de retroanálises utilizando os dados da instrumentação de campo não podem ser aplicados indiscriminadamente em outras obras, a menos que haja similaridade dos materiais de enrocamentos, do tipo de estrutura e de procedimentos construtivos, o que não ocorre com frequência.

Estas dificuldades motivaram o desenvolvimento da presente dissertação de mestrado que está contemplada em um projeto de pesquisa, ainda maior, com a proposta de desenvolver equipamentos de grandes dimensões e metodologias de laboratório, possibilitando, assim, o estudo sistemático dos materiais que compõem os enrocamentos das barragens.

## **1.2 O ENROCAMENTO**

O enrocamento tem sido definido de maneira diferente ao longo do tempo. Até os anos 80 os enrocamentos eram caracterizados em função da litologia, granulometria e permeabilidade. A palavra enrocamento (*rockfill*) era definida como um conjunto de fragmentos de rocha sem

coesão cuja granulometria era constituída em 70% por partículas maiores que 12,5 mm com uma fração de no máximo 30% (o ideal seria 10%) de partículas que passam na peneira 4,8 mm.

Atualmente, o enrocamento utilizado como material de construção é tradicionalmente definido como um conjunto de partículas rochosas com diâmetro variável entre 2 e 200 cm, podendo apresentar pequena porcentagem de finos (material que passa na peneira com abertura de 4,8 mm).

A dimensão e a forma das partículas utilizadas no enrocamento estão diretamente ligadas à disponibilidade do material e à finalidade da obra. A dimensão máxima depende do tipo de equipamento de compactação e da espessura da camada a ser utilizada. O diâmetro máximo deve ser da ordem de  $\frac{3}{4}$  da espessura da camada compactada (Matherson, 1986 *apud* Maia, 2001). Outros autores consideram que o diâmetro máximo pode ser até igual à espessura da camada compactada.

Quanto ao diâmetro mínimo das partículas do enrocamento, não existe uma limitação no tamanho. Por outro lado, a fim de garantir que pressões neutras não se desenvolvam no enrocamento, especifica-se o limite de porcentagem de material fino. Considera-se que o valor do coeficiente de permeabilidade seja superior a  $10^{-3}$  cm/s (Penman e Charles, 1971).

O domínio de aplicação do enrocamento não se restringe apenas ao aterro de barragens. Pois ele também é utilizado em obras portuárias, estradas, ferrovias, aeroportos e aterros para fundação das mais diversas estruturas.

### **1.3 OBJETIVO DO TRABALHO**

No final da década de 90 começaram a ser construídas em Santa Catarina várias usinas hidrelétricas. As principais estruturas de barramento destas usinas utilizam o enrocamento de basalto como material de aterro. Como o enrocamento é um material permeável, a vedação é obtida com a construção de uma laje de concreto armado no talude de montante. O acompanhamento de algumas estruturas deste tipo despertou o interesse em aprofundar o conhecimento sobre o comportamento do enrocamento.

### **1.3.1 Objetivo geral**

Caracterizar, com ensaios laboratoriais, utilizando o material doado pela Usina Hidrelétrica Machadinho, localizada em Santa Catarina, o comportamento mecânico dos enrocamentos de basalto verificando as suas propriedades mecânicas, visando o emprego deste como material de construção de barragens.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

Para alcançar o objetivo geral, os objetivos específicos estão descritos a seguir.

- Desenvolver o equipamento e a metodologia de ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões para caracterização do comportamento mecânico dos enrocamentos;
- Caracterizar os materiais componentes da amostra selecionada para estudos pertencentes à área de abrangência da pesquisa;
- Verificar a influência do atrito das partículas do enrocamento com a parede lateral da câmara de compressão unidimensional e propor metodologia para diminuição desta interferência, além de quantificá-la;
- Avaliar a influência da molhagem do enrocamento na etapa de compactação;
- Analisar o fenômeno de colapso<sup>2</sup> neste material em função de suas propriedades como litologia e teor de absorção das partículas.

## **1.4 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO**

Para alcançar o objetivo do presente trabalho, os seguintes procedimentos foram estabelecidos:

---

<sup>2</sup> Este fenômeno se refere a uma deformação excessiva do material quando este, submetido a uma tensão constante, entra em contato com água.

- 1.4.1 Montagem do equipamento de ensaio;
- 1.4.2 Definição dos tipos de ensaios;
- 1.4.3 Preparação da amostra;
- 1.4.4 Realização dos ensaios;
- 1.4.5 Análise dos resultados.

Estes pontos são detalhados a seguir.

#### **1.4.1 Montagem do equipamento de ensaio**

Primeiramente é necessário construir o equipamento para a realização de testes de compressão unidimensional. Boa parte deste equipamento foi doada ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC pela empresa Tractebel Energia. Com este projeto de pesquisa são idealizados e desenvolvidos ou adquiridos componentes complementares, tais como; o sistema hidráulico de aplicação de cargas, o sistema de aquisição de dados, os sensores de medição de força, os de deslocamento, os de deformações (“*strain gages*”), entre outros.

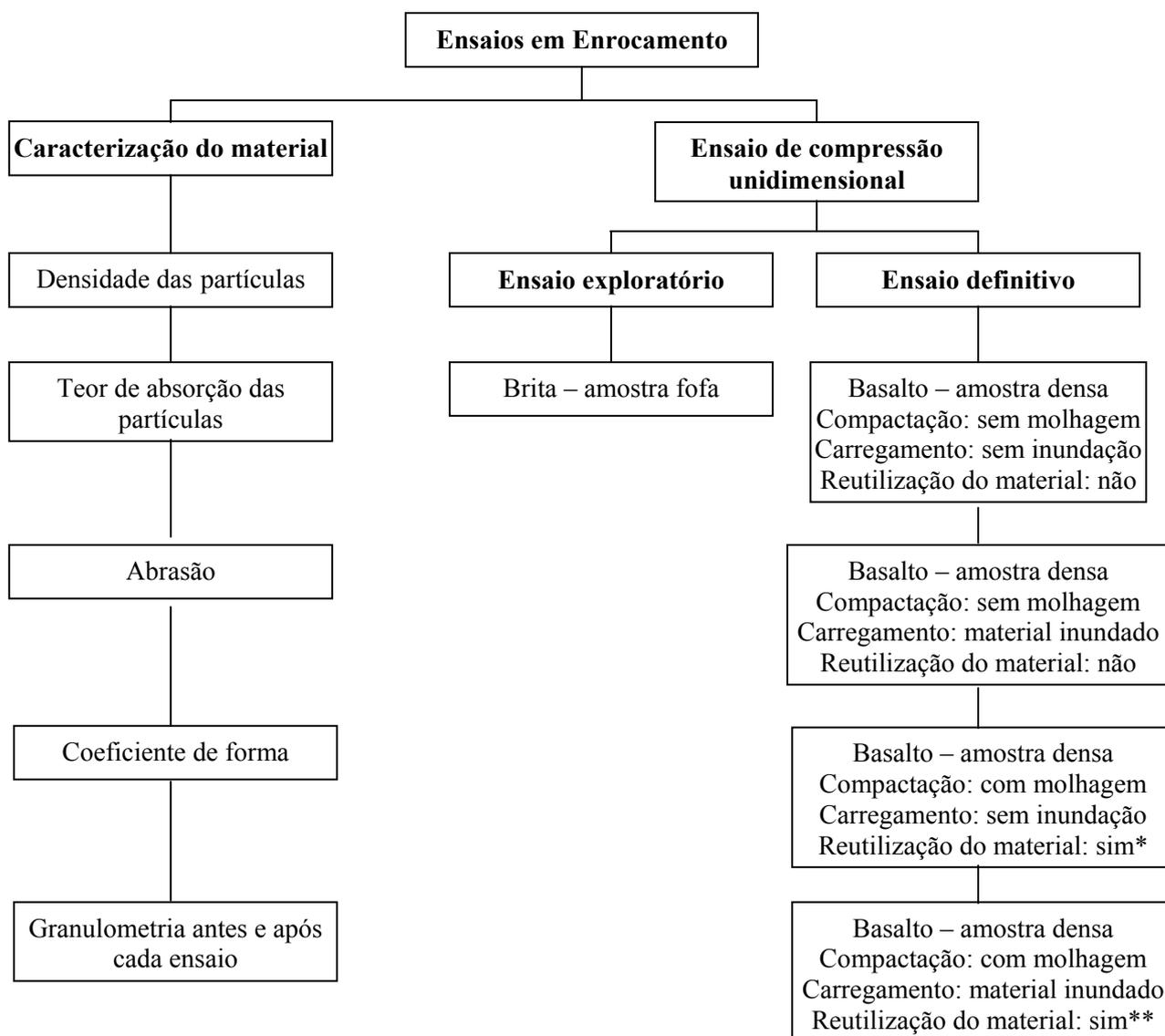
Em pesquisas relatadas na literatura sobre ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões, foram observadas que testes de compressão unidimensional em células cilíndricas de aço, com materiais rochosos, apresentavam uma fração considerável de perda da carga vertical aplicada, em função do atrito lateral desenvolvido entre as partículas de enrocamento e a parede interna da célula de aço. Mesmo as células de compressão unidimensional de paredes deformáveis verticalmente, desenvolvidas por Fumagalli (1969), adaptadas por Pinto (1983) e destinadas a minimizar o atrito lateral, apresentam uma deformação lateral não representando, desta maneira, um confinamento lateral que simule a condição  $K_0$ , ou seja, deformação lateral zero. A condição  $K_0$  ocorre em pontos da linha vertical que passa pelo centro da seção transversal das barragens (condição de simetria de carregamento devido ao peso próprio).

Em virtude disso, opta-se por desenvolver um sistema de medição contínua do atrito lateral durante a aplicação de força na amostra de enrocamento, com a técnica do anel fixo ou da célula de compressão fixa. Em outras palavras, a célula de compressão é apoiada sobre três células de carga, distribuídas uniformemente na circunferência de tal maneira que todo o atrito

desenvolvido pela amostra e a parede interna da célula, durante o teste, é transferido para estas células de carga e, estas, monitoradas continuamente. Esta força de atrito é posteriormente deduzida da carga vertical aplicada de tal modo que a curva tensão-deformação obtida (da qual são extraídos os parâmetros de compressibilidade) representa fielmente as deformações causadas pela tensão “efetiva” ou “líquida” atuante na amostra, ou seja, a carga aplicada deduzida da parcela de atrito.

#### **1.4.2 Definição dos tipos de ensaios**

O conjunto de ensaios foi definido de acordo com o organograma da Figura 1-1.



\*Reutilização do material passante na peneira # 25 mm proveniente do primeiro ensaio.

\*\*Reutilização total do material proveniente do segundo ensaio.

Figura 1-1 – Organograma dos ensaios realizados nesta pesquisa.

### 1.4.3 Preparação da amostra

Com o material originário da obra da barragem da Usina Hidrelétrica Machadinho – SC, procedeu-se inicialmente uma especificação do tipo de material e da quantidade necessária para a realização destes e de outros ensaios na continuidade desta pesquisa, já que a obra estava na fase

final, e o restante do material do estoque seria distribuído e utilizado na recomposição das áreas degradadas durante a obra.

A escolha da composição litológica do enrocamento e da curva granulométrica de campo referem-se aos materiais utilizados no terço central da seção transversal da barragem.

No Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC constatou-se que a granulometria da amostra doada era uniforme. Na seqüência, o material separado para ser utilizado nos 4 ensaios foi britado e peneirado. A montagem de cada amostra foi realizada em 3 camadas, contendo aproximadamente 250 kg de material em cada camada. Este processo de montagem de cada amostra durou aproximadamente de 7 a 15 dias.

#### **1.4.4 Realização dos ensaios**

Para auxiliar no desenvolvimento do equipamento e dos ensaios, procurou-se obter dados de ensaios de campo e do zoneamento da barragem da Usina Hidrelétrica Machadinho.

No laboratório foram listados todos os instrumentos e equipamentos necessários à montagem do equipamento de compressão unidimensional. Para isto fez-se uma pesquisa bibliográfica sobre equipamentos semelhantes existentes e que ainda estão em operação.

Calculou-se a curva granulométrica a ser ensaiada em laboratório e a quantidade de material a ser utilizado em cada ensaio, considerando inicialmente, a mesma densidade do material utilizado no campo.

Foram realizados quatro ensaios utilizando aproximadamente 765 kg de material em cada um.

#### **1.4.5 Análise dos resultados**

Com as curvas granulométricas obtidas, realizaram-se ensaios com o objetivo de simular o comportamento do enrocamento no campo situado na parte central da seção transversal da barragem. Foi dada ênfase à análise da eficiência da montagem do equipamento e da metodologia adotada e, principalmente, analisados os resultados da influência da força de atrito nos resultados obtidos.

## **1.5 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA**

Os materiais granulares estudados são todos provenientes da obra da barragem da Usina Hidrelétrica Machadinho – SC, distante 400 km de Florianópolis, e são compostos de basalto denso são, denominado de riodacito, e de brecha basáltica.

A maioria dos trabalhos foi desenvolvida no Laboratório de Mecânica dos Solos na Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. A densidade das partículas foi obtida no Laboratório de Materiais de Construção Civil também na UFSC. Já a britagem foi realizada no laboratório de solos do DEINFRA (Departamento Estadual de Infra-estrutura do Estado de Santa Catarina) todos situados nesta capital.

## **1.6 IMPORTÂNCIA DO TEMA**

O enfoque mundial nas obras de barragens para os diversos fins é a segurança, o desempenho mecânico e os custos da construção. O conhecimento detalhado do comportamento das barragens pode proporcionar definições de novos critérios, que resultarão em estruturas mais confiáveis, otimizadas e com controle de segurança mais apurado.

Os estudos relacionados ao comportamento de barragens de enrocamento aumentaram a partir da década de 50. Neste período incrementou-se a utilização dos modelos geomecânicos, os quais têm limitações resultantes de sua dificuldade de aplicação (Pinto, 1983).

A importância destes modelos geomecânicos foi atenuada com o desenvolvimento dos modelos matemáticos, os quais começaram a ser aplicado em barragens de enrocamento no início da década de 70, ainda que se possa referir a alguns casos de aplicação deles, quer estáticos, quer recorrendo a centrifugadoras.

Estes modelos matemáticos são ainda pouco utilizados neste tipo de estrutura, devido à dificuldade na obtenção dos parâmetros que caracterizam o material. E, cada vez mais, a necessidade de adequações dos custos sem a perda da qualidade requer o conhecimento destes parâmetros, possibilitando o uso destes materiais de maneira apropriada.

Este uso só é possível com a análise do comportamento dos materiais no campo aliada à pesquisa com materiais semelhantes em laboratório, estabelecendo-se correlações de comportamento e

permitindo a extração de parâmetros que auxiliarão na elaboração de critérios com suporte científico. Outro fator a ser considerado é a possibilidade da otimização do uso dos materiais obtidos nas escavações obrigatórias minimizando os rejeitos e conseqüentemente melhorando a questão ambiental.

A falta de padronização de ensaios de grandes dimensões em amostras de enrocamento, talvez, tenha sido o principal obstáculo ao desenvolvimento das técnicas de laboratório para a previsão do comportamento mecânico dos enrocamentos.

Estes tipos de testes foram bastante utilizados até a década de 80 em vários países, tais como os Estados Unidos, México e em alguns países da Europa. Hoje, são poucos os laboratórios que ainda têm este tipo de equipamento de grandes dimensões. Isto se deve, essencialmente a diminuição da construção de Usinas Hidrelétricas na Europa e nos Estados Unidos. Na atualidade, no Brasil, na China e em alguns países da África há em disposição, grande potencial hidrelétrico a ser explorado. No Brasil, antes da realização deste trabalho, o Laboratório de Furnas era o único que possuía equipamento para a realização de ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões em enrocamentos.

Estes aspectos justificam e encorajam o desenvolvimento de mais pesquisas sobre o comportamento mecânico de enrocamentos e o aprimoramento de equipamentos para a realização de ensaios.

Finalizando, o assunto abordado neste trabalho é de grande interesse para a área de Geotecnia, constituindo uma pesquisa em desenvolvimento na atualidade, onde cada vez mais os materiais de escavações obrigatórias têm sido utilizados na composição de estruturas de barramentos.

## **1.7 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Esta dissertação pretende atingir seu objetivo apresentando informações, tecendo considerações, desenvolvendo argumentos e chegando a conclusões que possam oferecer contribuição ao enriquecimento tecnológico dos recursos utilizados nos aterros de enrocamento.

Para isto, está ela dividida em nove capítulos cujo conteúdo é resumido a seguir:

O Capítulo 1 introduz o assunto sintetizando os procedimentos adotados para se atingir o objetivo.

O Capítulo 2 consiste no início da revisão bibliográfica onde é abordado um dos temas relevantes para pesquisa; definem-se barragens e os tipos mais comuns até focar na barragem de enrocamento fazendo uma descrição de seus elementos constituintes. Comenta-se, também, sobre o comportamento característico deste tipo de barragem e são citados alguns dos instrumentos instalados para o monitoramento desta estrutura.

O Capítulo 3 apresenta a definição de enrocamento e fatores que influenciam no seu comportamento geomecânico.

O Capítulo 4 aborda os ensaios de compressão unidimensional, descrevendo algumas pesquisas realizadas anteriormente onde foram utilizados estes ensaios. Além disso, sugere outras aplicações destes.

O Capítulo 5 apresenta uma descrição da barragem principal da UHE Machadinho, como também, do arranjo geral do empreendimento, geologia local e especificações dos materiais utilizados na construção do aterro da barragem.

O Capítulo 6 refere-se à metodologia e ao programa de ensaios realizados, expondo com detalhes o equipamento desenvolvido, os ensaios preliminares, os problemas encontrados e os procedimentos adotados para solucionar estes problemas, além dos ensaios definitivos propriamente ditos.

O Capítulo 7 é dedicado à apresentação dos resultados de ensaios no laboratório mostrando os resultados dos ensaios de caracterização do material granular e do ensaio de compressão unidimensional dando-se ênfase a este último.

O Capítulo 8 expõe as análises realizadas com os resultados de laboratório apresentados no capítulo anterior. Para facilitar o entendimento das proposições, gráficos resumo foram elaborados. Os gráficos detalhados para cada ensaio encontram-se no Capítulo 7.

Por fim, o Capítulo 9 contém as conclusões, bem como algumas sugestões para a continuidade de pesquisas sobre o enrocamento.

## CAPÍTULO 2. BARRAGENS

Barragens são estruturas projetadas para armazenamento de água ou de resíduos, com várias finalidades como empreendimentos hidrelétricos, projetos de irrigação, de contenção de cheias, ou ainda como reservatório para consumo.

Barragens são classificadas usualmente em termos dos materiais constituintes e da geometria. Assim, têm-se barragens de concreto (podendo ser de concreto convencional ou de concreto compactado a rolo), de terra, de enrocamento ou da associação entre estes materiais. A escolha do tipo de estrutura a ser adotada é feita em função de algumas variáveis, tais como: altura e comprimento do barramento, condições geológicas da fundação, processo construtivo, disponibilidade de equipamentos e de materiais, disposição física do canteiro de obras e o clima da região.

### 2.1 BARRAGENS DE CONCRETO

As barragens de concreto podem ser de gravidade, de arco simples, ou múltiplos, de gravidade aliviada e de contrafortes.

As barragens de gravidade ou de peso (Figura 2-1) têm a sua estabilidade assegurada pelo peso próprio da estrutura e pela largura da sua base. São na maioria das vezes de concreto simples ou ciclópico e de seção transversal trapezoidal.

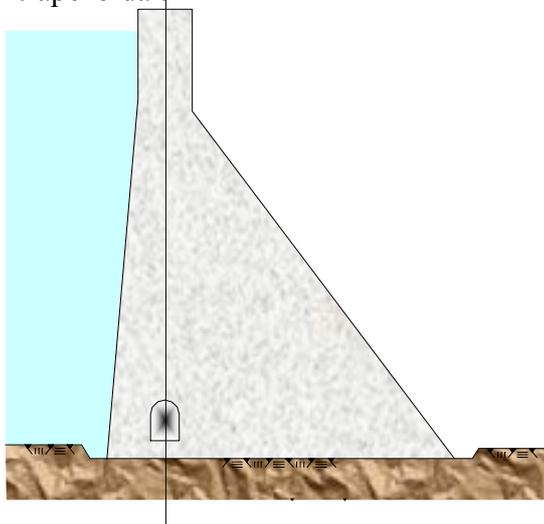


Figura 2-1 – Seção típica da barragem tipo gravidade.

As barragens tipo arco (simples ou múltiplos) caracterizam-se pela sua pronunciada curvatura, fazendo com que as pressões da água sejam transferidas, em grande parte, para as ombreiras (Figura 2-2).

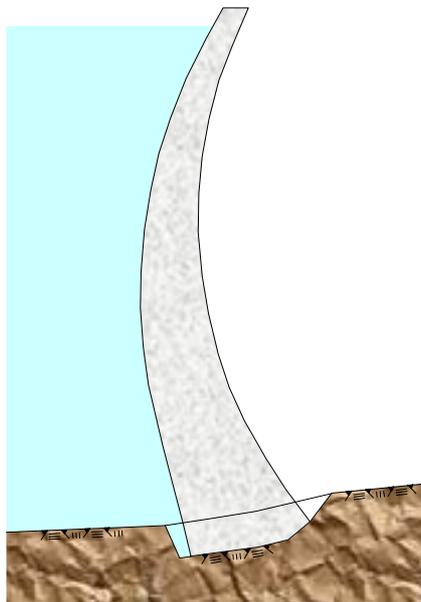


Figura 2-2 – Seção típica da barragem tipo arco.

A barragem principal de Itaipu é um exemplo bem conhecido de barragem de gravidade aliviada e de contrafortes (Figura 2-3). Enquanto, nestas barragens, o peso da água sobre a face inclinada de montante praticamente elimina o tombamento, a subpressão fica reduzida devido à menor área da base (Oliveira, 1998).

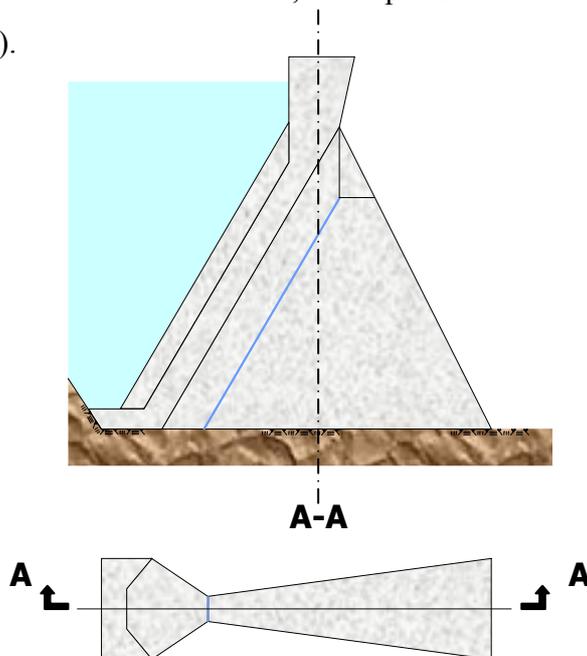


Figura 2-3 – Seção típica e planta de barragem tipo contraforte.

## 2.2 BARRAGENS DE TERRA

As barragens de terra são construídas por solos de granulometria fina a grossa, possuindo permeabilidade baixa. As mais comuns são as barragens homogêneas e as zoneadas. As primeiras são constituídas inteiramente do mesmo tipo de solo, em geral argiloso e pouco permeável. As barragens mistas ou zoneadas são formadas essencialmente por um núcleo de terra impermeável, e duas zonas externas permeáveis e mais resistentes aos deslizamentos.

## 2.3 BARRAGEM DE ENROCAMENTO

Uma barragem de enrocamento é um maciço formado por fragmentos de rocha compactados em camadas cujo peso e imbricamento dos mesmos colaboram para a estabilidade do corpo que é submetido ao empuxo hidrostático. Faz-se a impermeabilização de duas maneiras:

- a) núcleo impermeável (material argiloso ou de concreto asfáltico) compactado podendo ser vertical ou inclinado (Figura 2-4);
- b) face impermeável (estanque) construída sobre o talude de montante. Esta face pode ser de concreto, concreto asfáltico, metal, plástico, etc (Figura 2-5).

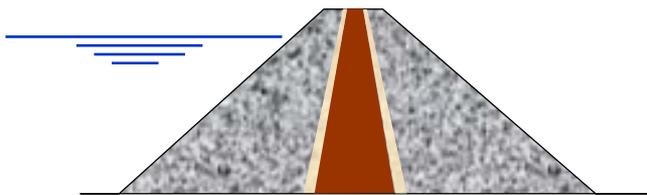


Figura 2-4 – Barragem de enrocamento com núcleo de argila.

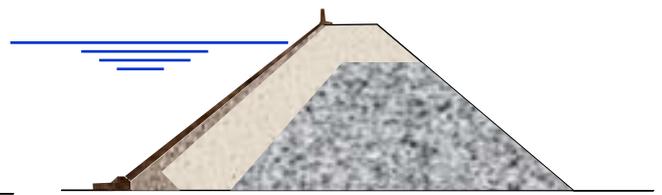


Figura 2-5 – Barragem de enrocamento com face de concreto.

No primeiro caso os materiais do núcleo impermeável devem ter características de baixa permeabilidade, a fim de garantir valores mínimos de percolação e as transições devem possuir baixa erodibilidade (pouco risco no carreamento de finos).

A deformabilidade do material do núcleo limita as fissurações que ocorrem durante a construção e após o enchimento do reservatório. Em suma, o núcleo deve ser constituído com materiais que

apresentem alta impermeabilidade, boa trabalhabilidade e uma adequada resistência ao cisalhamento.

As barragens de enrocamento com face de concreto, ou outro material colocado na face de montante, têm sido motivo de acirradas controvérsias devido algumas experiências não muito bem sucedidas, onde houve grandes infiltrações provocadas por fissurações, como na barragem da Usina Hidrelétrica Itá, por exemplo. Mas, mesmo assim, tem sido crescente o uso destas barragens por apresentarem vantagens como: praticidade, segurança, flexibilidade construtiva e competitividade econômica que este tipo de estrutura oferece.

A primeira barragem de enrocamento foi construída na Califórnia, na Sierra Nevada, em 1850, para atender à demanda de água nos garimpos e minerações. Naquela região, não havia solos para construir barragens de terra, como era comum nas minerações de ouro. A abundância de rochas, árvores e explosivos levou à adoção de uma nova técnica que rapidamente se alastrou por todo o mundo. Existem hoje milhares de barragens de enrocamento.

Foz do Areia foi a primeira barragem de enrocamento com face de concreto construída no Brasil. Sua construção iniciou-se em 1975 e foi concluída em 1979. Está localizada no Rio Iguaçu, no Paraná, com altura 160 m, extensão da crista 828 m, volume de enrocamento 13990200 m<sup>3</sup> e fundação em rocha.

Foz do Areia foi um marco na engenharia nacional e internacional sendo a maior estrutura do gênero na época. Detalhes construtivos marcantes desta estrutura foram os sistemas de juntas verticais, entre as lajes, perimetral, junto ao plinto e as juntas horizontais. Estas últimas eram elementos construtivos uma vez que as lajes eram executas em duas fases.

No final dos anos 80, a barragem de Xingó, no Rio São Francisco, construída sob o controle de empresa estatal, deu início à retomada, mesmo que acanhada, do setor depois de dez anos sem investimentos nesta área.

A barragem de Itá, na fronteira entre Santa Catarina e Rio Grande do Sul, deu início a um novo modelo de parceria envolvendo empresas estatais e a iniciativa privada. Seguiram-se a esta obra as barragens de Segredo, no Rio Iguaçu, Machadinho, Campos Novos e Barra Grande no Rio Pelotas, Itapebi, no Rio Jequitinhonha, sendo estas barragens de enrocamento com face de concreto.

As primeiras estruturas eram construídas com enrocamento lançado, constituído de blocos de rocha sã e fundação em rocha. Os critérios de construção e o conceito do material de enrocamento ficaram mais abrangentes com a evolução dos equipamentos de construção e o domínio de algumas técnicas de controle de campo. Até a década de 80, o enrocamento era constituído de material que depois de compactado deveria apresentar uma curva granulométrica com menos de 30% de material passante na peneira de 25,4 mm (1") e menos que 10% passante na peneira 200 (Pinto 1982 *apud* Neves 2002). Atualmente, são aceites percentuais muito maiores de finos na composição granulométrica do enrocamento, razão pela qual se está introduzindo o conceito de permeabilidade que deve ser superior a  $k = 10^{-3}$  cm/s.

A dimensão máxima das partículas do enrocamento depende do tipo de equipamento a ser utilizado na compactação deste material e da espessura da camada a ser compactada. Hoje, especifica-se a dimensão máxima das partículas para ficarem embutidas na própria camada, de modo a resultar numa superfície, relativamente, lisa para receber a compactação.

A seguir (Figura 2-6) são apresentadas duas faixas granulométricas que sugerem limites inferiores e superiores para as granulometrias dos enrocamentos. A linha tracejada corresponde aos limites propostos por Dapena (1994) e o traço contínuo por Neves (1993) ambos citados em Neves (2002).

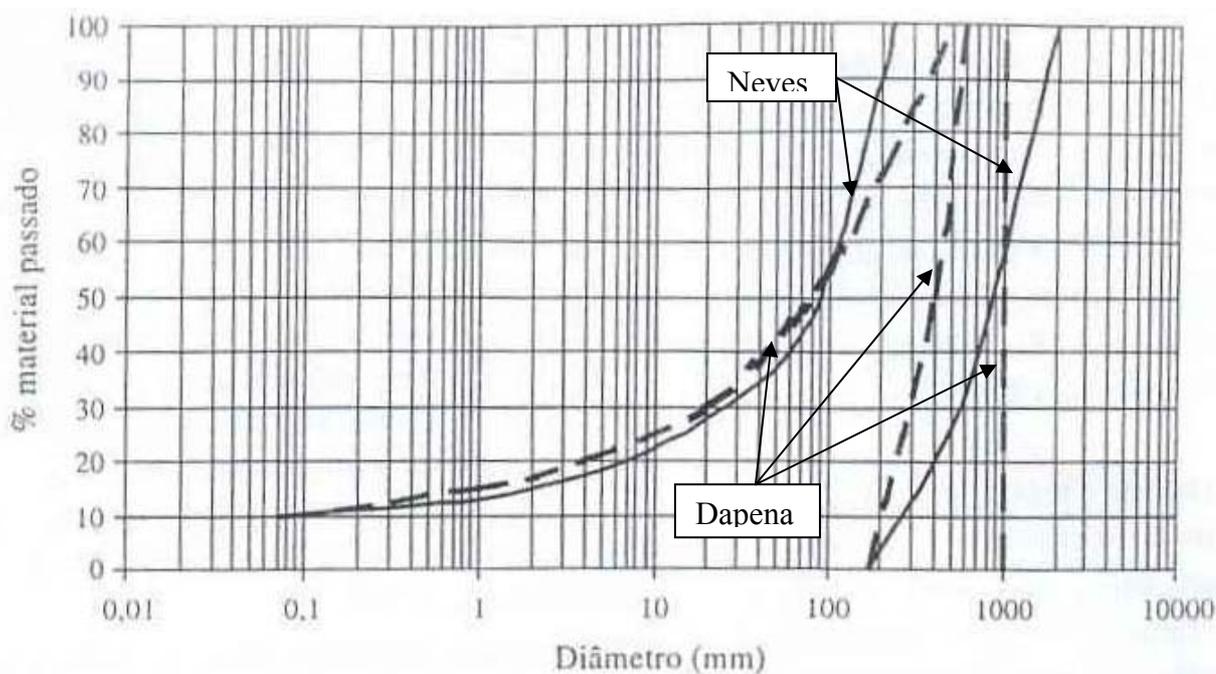


Figura 2-6 – Faixas granulométricas dos enrocamentos (Neves, 1993 e Dapena, 1994 *apud* Neves, 2002).

Inicialmente a compactação do maciço, era muito deficiente, conseguida através da passagem de tratores pesados resultando num aterro com grandes recalques e deslocamentos horizontais.

Hoje, a compactação é feita com rolos vibratórios metálicos lisos, com peso estático superior a 90 kN. Estes rolos são eficientes na compactação de camadas de enrocamentos com até 1 m de espessura.

O método mais utilizado para a colocação de enrocamento é o de bascular a carga de enrocamento na superfície da camada que está sendo colocada, e, em seguida, empurrá-la sobre a face de avanço da camada. Esta operação cria uma segregação significativa com blocos maiores na base da camada e blocos menores e a maioria dos finos na parte superior dela. A principal vantagem vem da superfície relativamente lisa, criada pela ação de empurrar o enrocamento basculado, fazendo com que as depressões e os vazios da superfície, entre grandes blocos, sejam preenchidos progressivamente com blocos menores e finos.

Apesar de o enrocamento ser utilizado desde os tempos mais remotos, os métodos empregados na construção mostraram significativo desenvolvimento somente nos últimos 50 anos. Tal avanço ocorreu, principalmente, na tecnologia de equipamentos e processos de desmonte, transporte e densificação de materiais rochosos.

De um modo geral, os materiais de enrocamento são obtidos das escavações obrigatórias da própria obra. Somente em casos particulares e/ou por balanço deficiente de material, utilizam-se pedreiras como empréstimo. Neste último caso o estudo de alternativas como concreto compactado a rolo ou concreto convencional podem ser mais atrativos.

A barragem de aterro apresenta características peculiares quando comparada com outros tipos de barragens. A resistência ao empuxo hidrostático é garantida pela seção aproximadamente trapezoidal do aterro. Já a estanqueidade do maciço, em barragens de aterro constituídas com enrocamento, é obtida com um elemento impermeável, como foi comentado no início deste capítulo. Além do enrocamento e do material impermeável, existe um terceiro elemento, indispensável ao sistema enrocamento-vedação, que é o sistema de transições cuja função principal é garantir um bom desempenho da vedação (transições filtrantes quando se trata de barragem de enrocamento com núcleo argiloso, ou colchão de enrocamento miúdo ou de brita no caso de uma barragem com face de concreto a montante).

As barragens com núcleo argiloso costumam ter as relações entre os taludes em torno de 1:1,5 a 1:1,8 (relação entre vertical e horizontal) e as de face de concreto, variando de 1:1,2 a 1:1,3 (relação entre vertical e horizontal). A largura da crista é variável em função da utilização futura, mas normalmente fica de 7,0 m a 10,0 m.

O aterro da barragem de enrocamento com face de concreto pode ser dividido basicamente em 3 grandes zonas. A Figura 2-7 apresenta este zoneamento. O primeiro grupo denominado de Zona 1, tem a função de impermeabilizar e proteger a região do contato entre a laje e a fundação. A Zona 2 é composta por materiais granulares, compactados em camadas de pequena espessura fazendo a transição entre a laje de concreto e a Zona 3 da barragem. Esta última é responsável pela estabilidade da barragem, possuindo partículas de grandes dimensões.

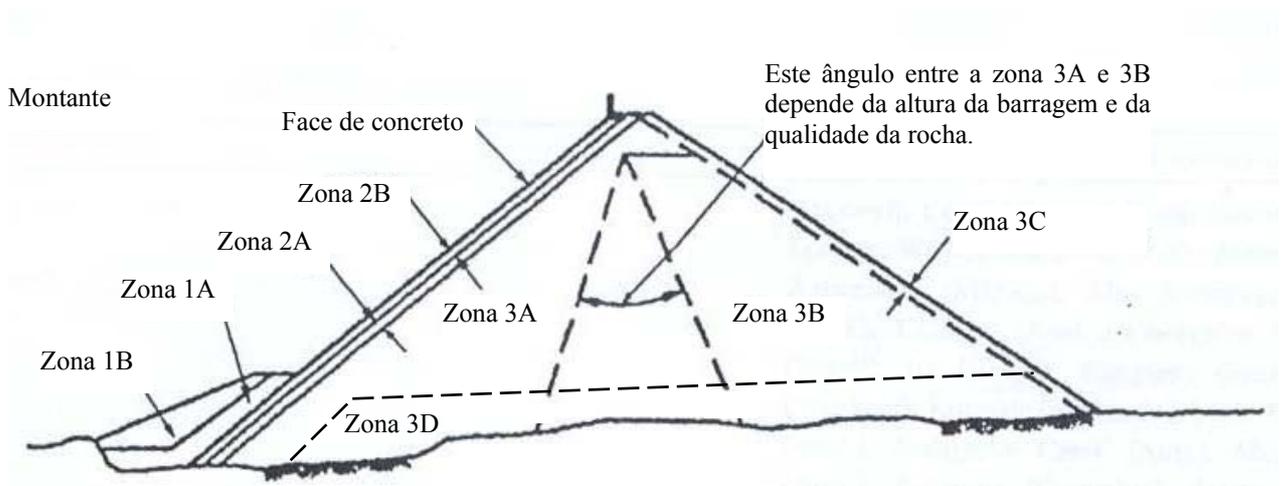


Figura 2-7 – Zoneamento típico das barragens de enrocamento com face de concreto (adaptada, Cooke 1997).

A espessura das camadas de compactação aumenta de montante para jusante para obter transições de compressibilidade e permeabilidade no sentido montante-jusante. A parte de montante do maciço requer maior resistência à compressibilidade, pois é esta área que transmite a carga d'água do reservatório à fundação.

Normalmente este tipo de barragem possui a seguinte seqüência construtiva: Zona 3, Zona 2, construção da laje de concreto e finalmente a Zona 1. O aumento da permeabilidade a partir da

Zona 2, progressivamente através das Zonas 3A até 3C é conveniente durante a construção, caso ocorra uma enchente antes que a face de concreto esteja construída.

As Zonas 3A e 3B são as principais zonas do enrocamento, que se distinguem pela espessura máxima da camada de compactação (usualmente 0,9 a 1,2 m para a Zona 3A e 1,5 a 2,0 m para a Zona 3B e 3C) e um tamanho máximo de partícula permitido<sup>3</sup>. As Zonas 3A e 3B podem ser constituídas, na parte inferior, de enrocamento lançado (Zona 3D). A Zona 3C é composta por blocos maiores, selecionados, e seu assentamento é arrumado na face de jusante. E a Zona 3D, que também é composta por blocos maiores, possui normalmente uma espessura máxima de camada entre 8 e 10 m.

As Zonas 2A e 2B suportam a face de concreto e são dimensionadas para limitar a infiltração, no caso de abertura de junta da laje ou a ocorrência de trincas na face da laje de concreto de montante (Cooke, 2000). As Zonas 1A e 1B são regiões compostas por material argiloso para diminuir a infiltração ao longo do plinto (fundação da laje), ou no vazamento devido a trincas que podem ocorrer nesta região da laje.

Para exemplificar, segue uma seqüência de figuras (Figura 2-8 a Figura 2-13) com o zoneamento das seis barragens de enrocamento com face de concreto (adaptadas, Cooke 2000).

A Barragem de Foz do Areia possui altura máxima de 160 m e é composta por enrocamento de basalto. A quantidade de água utilizada na compactação do material da região de montante até o eixo foi de 250 l para cada 1 m<sup>3</sup> de enrocamento. A Figura 2-8 mostra uma seção típica da barragem. A Zona 2B é referente ao basalto britado compactado em camadas com espessura de 0,4 m. A Zona 3A é constituída de enrocamento de basalto são, compactado em camadas de 0,8 m com adição de água. A Zona 3B, mais a jusante, é constituída de basalto são (não alterado) e brecha basáltica compactada sem adição de água, com espessura média da camada de 1,6 m. Já a Zona 3D é composta por um basalto lançado e com espessura da camada de 8 m.

---

<sup>3</sup> Normalmente o diâmetro máximo é igual à espessura da camada a ser compactada (Cooke, 1997)

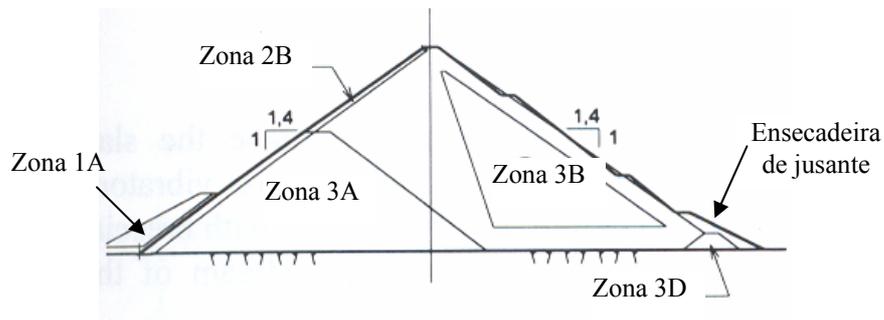


Figura 2-8 – Foz do Areia – altura 160 m.

A Barragem de Segredo também é composta por enrocamento de basalto e possui altura máxima de 145 m. A quantidade de água utilizada na compactação do material foi de 250 l para cada 1 m<sup>3</sup> de enrocamento, a mesma quantidade utilizada em Foz do Areia, porém a área de abrangência foi um pouco menor; em Foz do Areia a molhagem foi até o eixo da barragem, já em Segredo compreendeu o primeiro terço de montante. A Figura 2-9 mostra uma seção típica da barragem. As zonas de 2B, 3A e 3B possuem as mesmas características da Barragem de Foz do Areia. Já a Zona 3D é composta por um basalto lançado a 10 m.

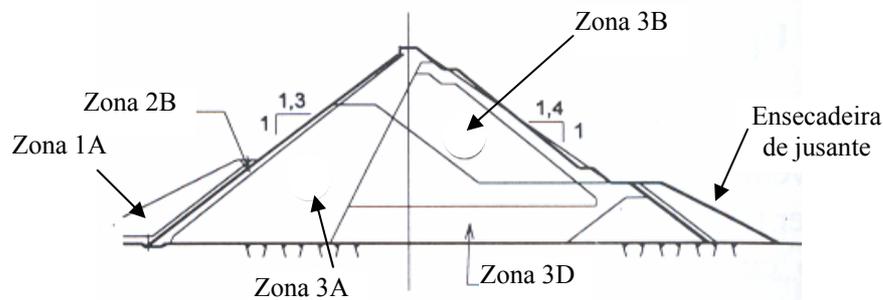


Figura 2-9 – Segredo – altura 145 m.

A construção da Barragem de Itá foi finalizada em 1999. Possui altura máxima de 126 m. Esta também é composta por enrocamento de basalto. A quantidade de água utilizada na compactação do material foi de 100 l para cada 1 m<sup>3</sup> de enrocamento, e a área de abrangência foi a mesma utilizada em Segredo, compreendendo o primeiro terço de montante. A Figura 2-10 mostra uma seção típica da barragem. As zonas de 2B, 3A e 3B possuem as mesmas características das duas barragens anteriores. A Zona 2A, não contemplada nas duas barragens citadas anteriormente, é constituída por enrocamento de basalto fino, compactado em camadas de 0,4 m de espessura.

Esta zona reforça a zona de transição entre a laje de concreto e zonas do corpo da barragem propriamente dita. A Zona 3D é composta por um basalto lançado a 10 m.

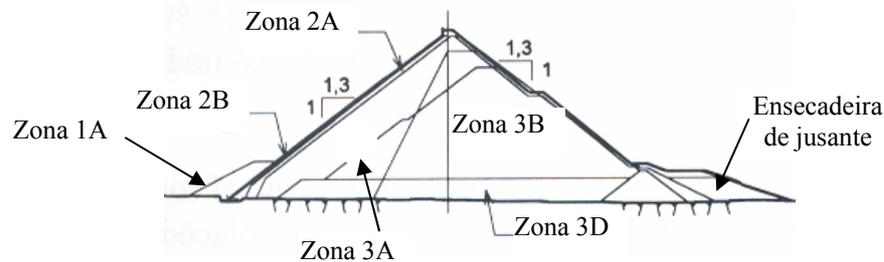


Figura 2-10 – Itá – altura 126 m.

A barragem de Machadinho é bem similar à barragem de Itá. O que difere entre as duas é a quantidade maior de finos na Barragem de Machadinho. A Figura 2-11 mostra uma seção típica da barragem. Todas as zonas possuem as mesmas características das da barragem de Itá.

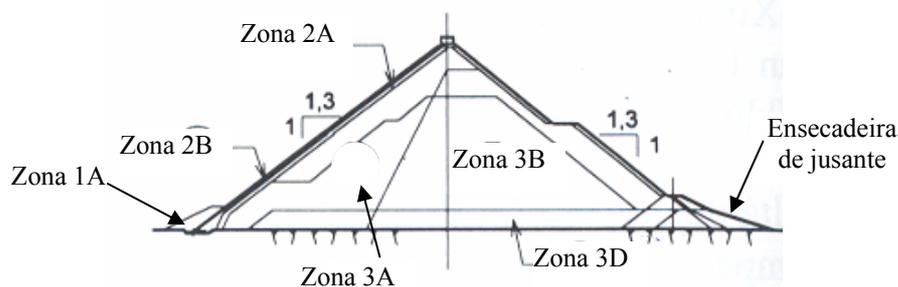


Figura 2-11 – Machadinho – altura 126 m.

A Barragem de Xingó possui altura máxima de 140 m. É composta por enrocamento de granito. A quantidade de água utilizada na compactação do material foi de 150 l para cada 1 m<sup>3</sup> de enrocamento, e a área de abrangência foi a mesma utilizada em Foz do Areia, ou seja, molhagem no trecho de montante até o eixo da barragem. A Figura 2-12 mostra uma seção típica da barragem. A Zona 2B é referente ao granito cinza compactado em camadas com espessura de 0,4 m. A Zona 2, da mesma forma que apresentada na barragem de Itá e Machadinho, é constituída de material fino com espessura da camada de 0,4 m. A Zona 3A é constituída de enrocamento de granito são, compactado em camadas de 1,0 m com adição de água conforme citado anteriormente. A Zona 3B, mais a jusante, é constituída de granito são e alterado, compactada

sem adição de água, com espessura média da camada de 2,0 m. Já a Zona 3D é composta por granito lançado a 10 m.

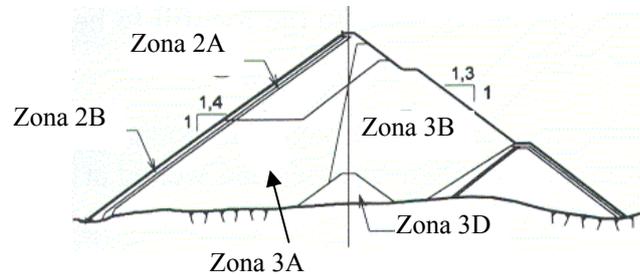


Figura 2-12 – Xingó – altura 140 m.

Finalizando os exemplos de barragem de enrocamento com face de concreto, cita-se a Barragem de Itapebi, finalizada em 2002, composta por enrocamento de granito. A quantidade de água utilizada na compactação do material foi de 100 l para cada 1 m<sup>3</sup> de enrocamento, valor mais adotado atualmente, com uma área de abrangência no primeiro trecho de montante. As zonas 2A, 2B, 3A e 3B são semelhantes às de Xingó. A diferença nesta barragem é a presença na fundação de um aluvião, como pode ser visto na Figura 2-13.

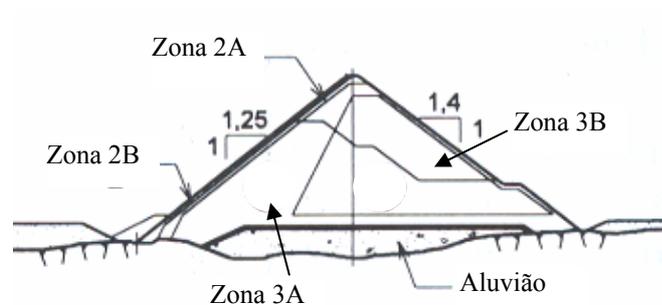


Figura 2-13 – Itapebi – altura 106 m.

A Tabela 2-1 apresenta um resumo das características principais do zoneamento de montante das barragens citadas.

Tabela 2-1 – Características básicas do zoneamento de montante de barragens de enrocamento (Cooke, 2000).

Características	Foz do Areia	Segredo	Xingó	Itá	Machadinho	Itapebi
Final da construção	1980	1992	1994	1999	2002	2002
Tipo de rocha	Basalto	Basalto	Granito	Basalto	Basalto	Granito - gnaisse
Peso específico da rocha (kN/m <sup>3</sup> )	28,1	28,9	27,5	28,5	27,6	26,2
Índice de vazios ( <i>e</i> )	0,33	0,37	0,29	-	0,31	0,25
Módulo (MPa)	47	60	32	60	30	40
Água na compactação	250 l/m <sup>3</sup>	250 l/m <sup>3</sup>	150 l/m <sup>3</sup>	100 l/m <sup>3</sup>	100 l/m <sup>3</sup>	100 l/m <sup>3</sup>
Local da molhagem	Montante até o eixo	Montante (1/3 da barragem)	Montante até o eixo	Montante (1/3 da barragem)	Montante (1/3 da barragem)	Montante (1/3 da barragem)

### 2.3.1 Comportamento típico de barragens de enrocamento com face de concreto

Estatísticas de acidentes em barragens de enrocamento indicam que o deslizamento de superfícies cinematicamente viáveis não ultrapassam a 3% do número total de acidentes (Pinto,1983). São os mecanismos relacionados com a deformabilidade dos materiais que têm conduzido os maiores problemas, principalmente, devido à interação entre o núcleo impermeável e os maciços estabilizadores, bem como, a passagem de água pelo paramento de montante.

As barragens de enrocamento com face de concreto possuem comportamentos distintos. No período construtivo as deformações no centro da barragem são, principalmente, verticais, consequência do estado de compressão confinada. Próximo dos taludes de montante e de jusante as deformações iniciais são principalmente verticais, porém, como o confinamento é menor nesta região, o incremento do movimento lateral torna-se significativo.

Durante o período construtivo ocorrem deformações de assentamento e recalques significativos. É característica dos deslocamentos horizontais a apresentação de uma deformação dos espaldares para o centro da estrutura na metade superior da barragem, provocando um estreitamento, enquanto que a metade inferior se movimenta em sentido oposto, provocando aumento da base.

O carregamento hidráulico, durante o período de enchimento, atua sobre o talude de montante em barragens de enrocamento com face de concreto. Este carregamento influencia no deslocamento da barragem, principalmente no talude de montante, onde o sentido do deslocamento na parte inferior deste talude é modificado.

Muito próximo aos taludes de montante e jusante o material está sujeito às influências do carregamento externo, principalmente em relação à magnitude e à direção da tensão principal, devido à ausência de confinamento.

O máximo deslocamento vertical ocorre próximo à meia altura da barragem, devido a uma combinação favorável entre a camada subjacente e a pressão devida ao aterro sobrejacente. As camadas inferiores, embora sujeitas a elevadas pressões verticais, são de espessuras menores e recalcam menos. Já, no trecho superior, as pressões são pequenas, apesar da grande espessura acumulada, e os recalques são também menores (Hovere *et al*, 2003).

### **2.3.2 Instrumentação de campo**

A instrumentação geotécnica visa à auscultação da barragem (antes, durante e depois de sua construção) e implica na medida direta e indireta de grandezas físicas, necessária para prever o desempenho da obra, com referência aos critérios de segurança adotados<sup>4</sup>.

Entre as principais grandezas físicas a serem medidas, destacam-se:

- os recalques (de fundações e de maciços compactados de barragens) e subpressões nas suas fundações (com piezômetros);
- as deformações horizontais de taludes (medidas topograficamente nos marcos superficiais);
- as vazões de percolação através de barragens e dos sistemas de drenagem profunda (com o auxílio de medidores de vazões);
- as pressões de terra obtidas (células de pressão total).

---

<sup>4</sup> No projeto e/ ou de acordo com o estágio dos conhecimentos técnicos atuais.

O controle da estrutura da barragem de Machadinho, foi realizado com um sistema de auscultação projetado e implantado para a medição das deformações horizontais e verticais do corpo da barragem e da estrutura de vedação (laje). A Figura 2-14 mostra uma das seções instrumentadas.

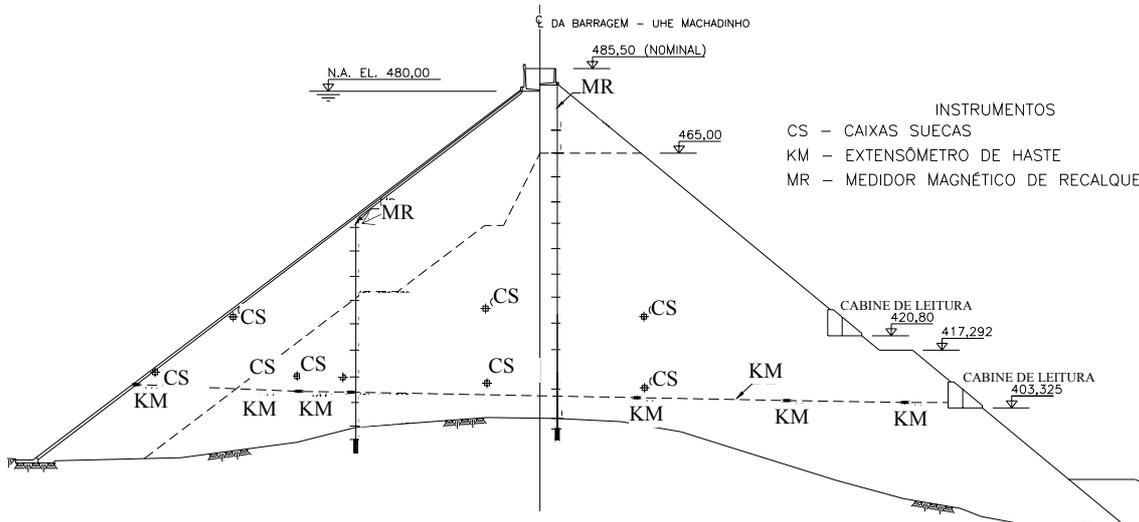


Figura 2-14 – Seção instrumentada da barragem de Machadinho/SC.

O desempenho das estruturas é avaliado com as interpretações e avaliações do comportamento de diversos instrumentos instalados. Na seqüência, é feita uma explanação sucinta dos instrumentos utilizados na barragem de Machadinho.

#### a) Medidor Magnético de Recalque

Este instrumento consiste em um conjunto de placas metálicas sobrepostas na vertical e conectadas por um tubo de referência (Figura 2-15 e Figura 2-16). Cada aparelho possui um diferente número de placas em função da espessura de cada camada (da ordem de 6 m) e da altura total a ser observada. Para a execução das leituras um sensor magnético é introduzido no tubo e ao passar por cada placa metálica, esta é detectada.



Figura 2-15 – Instalação de uma das placas do medidor magnético de recalque.

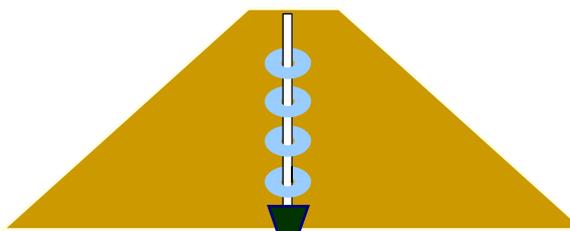


Figura 2-16 – Esquema de disposição das placas do medidor magnético.

#### b) Medidor de recalque tipo Caixa Sueca ou célula de recalque

Este instrumento é baseado no princípio dos vasos comunicantes (Figura 2-17 e Figura 2-18). O deslocamento vertical é medido através de mangueiras que estão conectadas na Caixa Sueca instalada no interior da barragem até a cabine de leitura no talude de jusante. A diferença do nível da água em relação à leitura inicial e/ ou anterior indica o deslocamento do ponto da barragem onde a caixa está instalada. Para se obter o valor real do deslocamento deste ponto é importante corrigir o valor com o deslocamento da cabine de leitura.

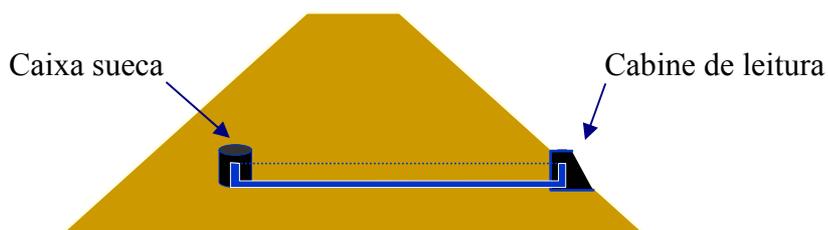


Figura 2-17 – Esquema de disposição da Caixa Sueca.



Figura 2-18 – Instalação de uma Caixa Sueca.

### c) Extensômetro Múltiplo

São hastes metálicas fixadas no interior da barragem e livre para movimentação no extremo localizado na cabine de medição (Figura 2-19 e Figura 2-20). Estas hastes medem as deformações horizontais no corpo da barragem. Na cabine de leitura, neste extremo livre, é acoplado um anel de referência que serve de base para a execução das leituras que podem ser efetuadas através de régua, paquímetro ou relógio comparador.

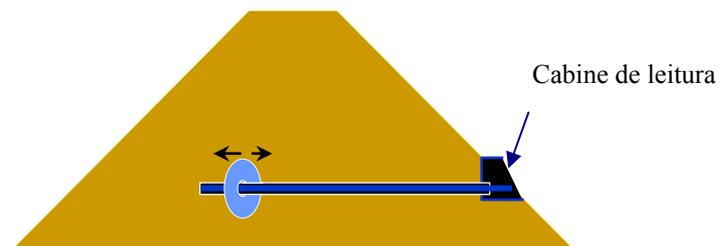


Figura 2-19 – Esquema de disposição de uma haste.

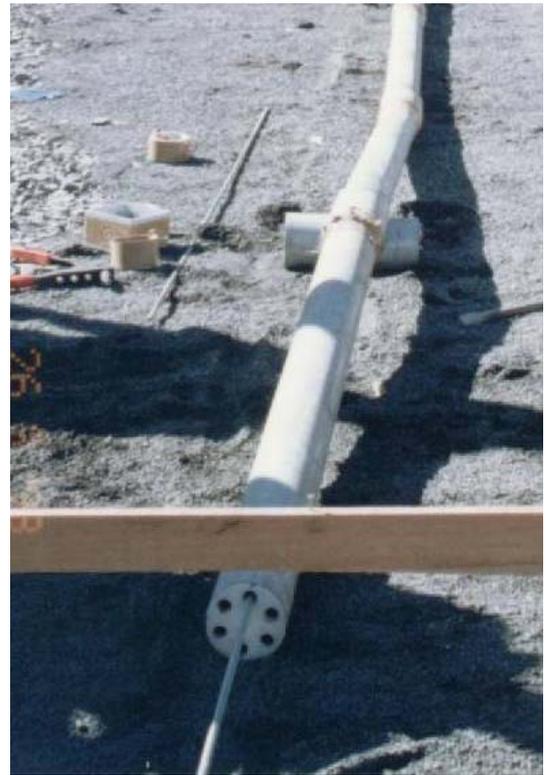


Figura 2-20 – Instalação de uma haste (à esquerda) e disposição do cabo guia (à direita).

#### d) Marcos de assentamento

São medidores de deslocamento superficiais verticais e horizontais. Estes instrumentos são instalados na superfície da estrutura (nos taludes e na crista). A medida é executada por meio de estação total ou de teodolitos.

## **CAPÍTULO 3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS ENROCAMENTOS**

### **3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS ENROCAMENTOS**

Os fatores citados abaixo podem afetar as características tensão-deformação dos enrocamentos. Para uma melhor compreensão do comportamento mecânico dos enrocamentos, tanto do maciço de enrocamento no campo quanto da preparação das amostras e condução dos ensaios no laboratório é necessária uma avaliação dos seguintes fatores:

#### a) ESTADO DE TENSÕES

O estado de tensões pode ser o fator mais importante para a avaliação correta do comportamento dos enrocamentos (Pinto, 1983 e Maia, 2001).

#### b) TIPOS DOS ELEMENTOS ROCHOSOS

Neste caso as partículas constituintes do enrocamento são consideradas e estudadas individualmente. Os fatores como resistência ao fraturamento das partículas, a forma das partículas, a sua dimensão, a litologia e o atrito entre partículas influenciam no comportamento global dos enrocamentos.

#### c) ESTRUTURA DO MEIO GRANULAR

A distribuição granulométrica do material e o teor de água utilizado na compactação além da densidade dos enrocamentos influenciam no desempenho do material. Estes fatores são estudados considerando o conjunto de partículas.

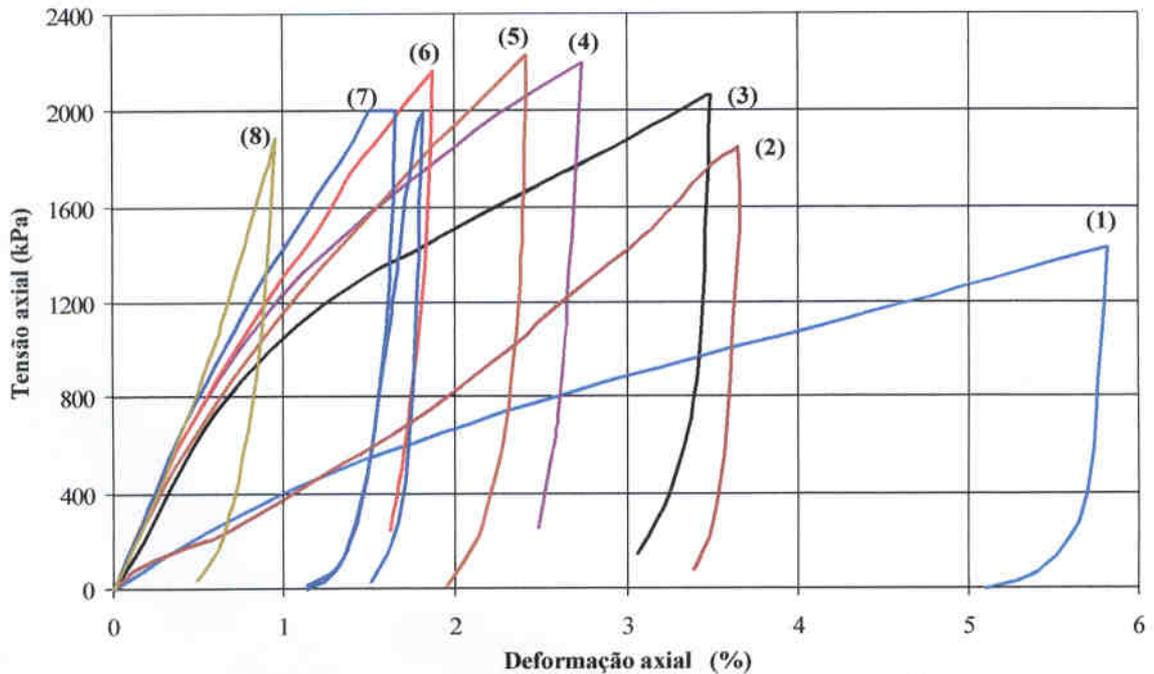
#### d) MODO DE ENSAIO

A trajetória de carregamento, o tipo de ensaio a ser realizado (com tensão ou deformação controlada), a execução de um revestimento lateral da amostra para a diminuição da influência do atrito entre as partículas e a parede da câmara, a velocidade de aplicação da carga e o estado de tensões influenciam nos resultados dos ensaios e nos valores dos parâmetros obtidos com estes ensaios.

Ainda é citado o grau de compactação e a resistência ao fraturamento como os fatores que mais influenciam nas características tensão-deformação (Pinto, 1983).

Normalmente, durante o processo de deformação de uma amostra de enrocamento em um ensaio de compressão unidimensional de grandes dimensões, verificam-se dois efeitos distintos nas partículas e na estrutura granular. O primeiro, na fase inicial do carregamento, é a compressão elástica da partícula de rocha. Quando a tensão num ponto de contato iguala-se à tensão resistente, pode ocorrer ruptura total da partícula e/ou, somente, o fraturamento. Este ocorre quando a dimensão das partículas atinge um certo valor, mais ou menos acima de uma areia fina. O segundo efeito seria o rearranjo das partículas pelo deslizamento e do rolamento entre si, formando um novo estado de equilíbrio. Este rearranjo depende do grau de fraturamento das próprias partículas. Ambos os efeitos ocorrem simultaneamente e dependem do grau de interferência entre as partículas, ou seja, do imbricamento. Este, por sua vez, depende da constituição do material, do grau de compactação da amostra e do estado de tensões.

A Figura 3-1 apresenta resultados de ensaios de compressão unidimensional em enrocamentos por meio das curvas tensão *versus* deformação. Pode-se notar que estas são compostas por três regiões distintas: duas aproximadamente lineares (inicial e final) e uma não-linear, côncava para baixo, intercalando as duas lineares. O ponto de inflexão da curva pode indicar o início do rearranjo das partículas do maciço, que se tornam menores devido ao fraturamento dos blocos originais provocado pelo aumento do nível de tensões. Verifica-se, também, que, na fase de descarregamento, os enrocamentos apresentam pequenas deformações elásticas (Maia, 2001).



Ensaio	Material			$D_r$ (%)	Diâmetro do c.p. (cm)	Condição de umidade	Referência
	Tipo	Rocha	Origem (Barragem)				
(1)	Enrocamento	Grauvaca + Xisto (alterados)	Beliche	100	50	submerso	Veiga Pinto (1983)
(2)	Enrocamento	Granito	Serra da Mesa	100	100	molhado	Caproni Jr. e Armelin (1998)
(3)	Enrocamento	Grauvaca + Xisto (alterados)	Beliche	100	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(4)	Enrocamento	Grauvaca (angulosa)	Beliche	100	50	molhado	Veiga Pinto (1983)
(5)	Fino	Seixos de grauvaca	Beliche	80	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(6)	Enrocamento	Grauvaca	Beliche	100	50	seco	Veiga Pinto (1983)
(7)	Enrocamento	Granito	Serra da Mesa	100	100	seco	Caproni Jr. e Armelin (1998)
(8)	Areia	Arenito	Serra da Mesa	80	100	seco	Caproni Jr. <i>et al.</i> (1999)

Figura 3-1 – Curvas tensão *versus* Deformação em ensaios de compressão unidimensional (Maia, 2001).

A utilização de escalas reduzidas para um mesmo material, em ensaios de compressão unidimensional de grandes dimensões, mostrou que um fenômeno a ser investigado pode, satisfatoriamente, ser simulado quando as seguintes quantidades fundamentais do campo são satisfeitas com as de laboratório: semelhança da curva granulométrica do material, índice de vazios da amostra no início do teste e o coeficiente de uniformidade do material (Fumagalli, 1969). Atualmente, o índice de vazios tem sido substituído pela densidade relativa, pois o efeito escala influencia no índice de vazios do material.

A metodologia mais utilizada para se obter a granulometria de laboratório é o da curva paralela. A curva truncada é utilizada quando a curva paralela mostra presença significativa de finos, o que pode interferir no comportamento do material.

### **3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS DAS AMOSTRAS GRANULARES**

A qualidade da rocha é expressa pelas características de resistência ao fraturamento e a durabilidade dos elementos rochosos. A durabilidade dos elementos rochosos, equivalente à estabilidade das características mecânicas ao tempo, não tem uma grande influência no comportamento global da barragem, pois o mecanismo de alteração mais acentuado é de natureza física (secagem e molhagem) e atinge apenas os blocos situados na zona mais superficial da barragem cuja espessura é de aproximadamente 2 m (Cruz, 2002). Porém, com a utilização de materiais “menos nobres” o estudo sobre a alterabilidade destes materiais tem importância atualmente.

O índice de vazios intragranular afeta a resistência dos elementos rochosos. Sua influência no comportamento mecânico é diferente da do índice de vazios intergranular que se relaciona mais com o movimento e o fraturamento das partículas. Há também uma elevada relação entre a porosidade, o estado de alteração e a cor dos fragmentos rochosos (Pinto, 1979).

#### **3.2.1 Forma das partículas**

A forma das partículas afeta as propriedades mecânicas dos materiais de enrocamento porque influencia o imbricamento entre partículas. Para baixos níveis de tensões a angulosidade das partículas pode conduzir a um decréscimo da deformabilidade do meio granular. No entanto, para níveis de tensões mais elevados podem originar um acréscimo do fraturamento das partículas e, conseqüentemente, uma maior deformabilidade e menor resistência ao cisalhamento do meio granular.

A influência da forma das partículas nas características mecânicas dos materiais de enrocamento não é muito pronunciada (Pinto, 1979).

Um dos parâmetros mais comuns utilizados para qualificar fragmentos de rocha de enrocamentos, de um ponto de vista geométrico, é o coeficiente de forma ( $C_f$ ). No caso de uma

única partícula, este coeficiente exprime a relação entre o volume da partícula e o volume de uma esfera fictícia equivalente. Para o caso de um conjunto de partículas, o valor de  $C_f$  pode ser determinado a partir da seguinte expressão (Marsal, 1973 *apud* Pinto, 1983a):

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{\gamma_{dg}}}{\sum_{i=1}^n \frac{\pi}{6} D_i^3} \quad (3.1)$$

onde  $p_i$  é o peso de uma dada partícula genérica que possui um dado peso específico aparente dos grãos ( $\gamma_{dg}$ ) e uma dimensão média ( $D_i$ ), obtida pela média aritmética de 3 dimensões segundo direções ortogonais. Segundo Pinto (1983a), o número de partículas para uma análise estatística deve ser no mínimo 100.

De acordo com Fumagalli (1969) (que realizou testes com câmara de anéis de borracha e de alumínio intercalados, na seleção de materiais para barragens de enrocamento) o coeficiente de forma tem relativa importância e, por isso, deve-se adotar o maior valor possível, nunca inferior a 0,20.

### 3.2.2 Análise granulométrica

Dados de literatura mostram que a compressibilidade de um enrocamento é fortemente relacionada com suas características físicas, tais como: coeficiente de desuniformidade ( $U=D_{60}/D_{10}$ ), forma das partículas, porosidade e a resistência individual do bloco de rocha. Rammanurthy e Gupta (1980) mostram que a compressibilidade de um material essencialmente granular é extremamente dependente das dimensões das partículas. Como é prática comum remover as partículas maiores em ensaios de laboratório, devido às limitações de equipamentos, torna-se necessário corrigir os parâmetros obtidos em laboratório para levar em consideração as dimensões reais do enrocamento. Para isso, utiliza-se um fator de correção que depende da relação entre a dimensão mínima do equipamento e a dimensão máxima do material de campo.

A determinação das características tensão *versus* deformação de materiais de enrocamento em laboratório é representativa desde que a dimensão máxima das partículas ( $D_{máx}$ ) seja maior que 50 mm e que a relação entre o diâmetro mínimo da amostra ( $D$ ) e a dimensão máxima da partícula seja, em média 6. Em síntese, o corpo de prova deve ter, pelo menos, um diâmetro

mínimo de 0,3 m (Pinto, 1979). Tal regra serve apenas, para amostras com o mesmo tamanho tanto no diâmetro quanto na altura. Caso a altura ( $H$ ) e o diâmetro ( $D$ ) tenham dimensões diferentes, a menor ( $D_{\min}^a$ ) deve respeitar esta relação.

Quando a proporção das partículas de máxima dimensão for inferior a 30% do total e quando a relação  $D/D_{\max}$  for maior que 6 não há efeito significativo do tamanho da amostra no ensaio de compressão unidimensional de grandes dimensões (Holtz e Gibbs, 1956 *apud* Pinto, 1979).

Os valores mais utilizados para a relação  $D/D_{\max}$  são de 4 e 6 em amostras bem-graduadas e uniformes, respectivamente.

Com base em resultados de ensaios de compressão unidimensional utilizando amostras de diferentes coeficientes de desuniformidade ( $U$ ), é possível se obter uma elevada aproximação (erro inferior a 5%) para as características de tensão *versus* deformação de materiais de enrocamento quando o máximo diâmetro das partículas do material de laboratório ( $D_{\max}$ ) for pelo menos igual a 1/10 da maior medida do material do campo (Pakhomov, 1980 *apud* Pinto, 1983).

Os dois métodos mais comuns para a obtenção da granulometria de laboratório em ensaios com o material de enrocamento são: a) o da curva granulométrica de laboratório paralela com a do material do campo e b) da substituição das frações mais grosseiras, de medida superior as que podem ser utilizadas, por material de menor dimensão (truncamento). O primeiro método é o mais utilizado, devendo ter-se o cuidado com relação a quantidade de finos que não pode ser muito elevada a ponto de condicionar o comportamento mecânico da amostra.

No primeiro caso, as partículas do campo e da amostra laboratorial diferem de uma quantidade  $\Delta D$  igual a diferença entre o diâmetro máximo das partículas do campo ( $D_{\max}^c$ ) e o máximo das partículas da amostra ( $D_{\max}$ ). Este último valor depende das relações descritas anteriormente com a dimensão mínima da amostra ( $D_{\min}^a$ ), ou seja,

$$\Delta D = \frac{D_{\max}^c}{D_{\max}} \text{ sendo } \frac{D_{\min}^a}{D_{\max}} \geq 5 \text{ por exemplo.} \quad (3.2 \text{ e } 3.3)$$

O segundo método consiste em eliminar as frações do enrocamento de campo cujas dimensões são superiores ao  $D_{\max}$  e substituí-las por partículas menores em quantidade suficiente para suprir o peso do material retirado.

Deve-se respeitar, também, a porcentagem de finos (material passante na peneira 200 ASTM) da granulometria original, ou seja, não deve ser ultrapassado os 10% de material fino (Neves, 2002) na amostra de laboratório.

Como foi citada anteriormente, a influência de fatores, tais como: o estado de tensões e a resistência ao fraturamento dos elementos rochosos são mais importantes que o efeito da dimensão das partículas. A compactação (densidade da amostra) por si só parece ter um efeito bastante pronunciado nas características de deformabilidade.

### **3.2.3 Limites de densidade das amostras de laboratório.**

A densidade das amostras de laboratório é melhor representada pela reprodução da densidade relativa do material no campo, já que, relativamente à utilização do índice de vazios ou da densidade aparente seca há uma atenuação do efeito da dimensão das partículas (Becker *et al.*, 1972 e Pinto, 1979). Esta afirmativa está embasada no estudo do comportamento mecânico das areias, onde a densidade relativa é um parâmetro bem difundido.

Para um mesmo material, mesma granulometria, tipo de ensaio e tamanho da amostra é observada uma influência do índice de vazios no comportamento dos enrocamentos no que se refere à deformabilidade. Porém, caso pretenda-se comparar a deformabilidade de diferentes materiais ou de diferente tamanhos de amostras e granulometrias, a densidade relativa é a mais conveniente.

A falta de um ensaio padronizado para a determinação das densidades máximas e mínimas em amostras de enrocamento dificulta a realização de analogias com os estudos desenvolvidos para as areias e, até mesmo, entre os enrocamentos. Ensaio diferentes apresentam valores distintos para estas densidades, pois há vários fatores que interferem, como: o método de compactação (impacto, pressão ou vibração), o formato do molde e a relação entre o diâmetro máximo das partículas e o tamanho do molde (Santos *et al*, 2005).

Como exemplo de obtenção destes valores, relata-se o procedimento realizado por Pinto (1983): para a determinação da densidade máxima o material foi compactado em um molde com 30 cm de diâmetro, em três camadas por meio de uma placa vibratória. Cada camada tinha cerca de 15 kg de material. Para a amostra de enrocamento alterado, foram variados o teor em água da amostra e o tempo de vibração, para determinar a densidade aparente seca máxima, chegando,

para o estado mais denso, a um teor em água de 5% e um tempo de vibração de 10 min. Na determinação da densidade mínima, deixava-se cair o material da pá a uma altura inferior a 0,1 m. Para cada amostra estas operações foram repetidas 3 vezes.

### 3.2.4 Quebra das partículas

Quanto menos resistentes forem os grãos, maior quebra haverá durante a compactação. No caso de areias, em geral, a quantidade de quebra que possa haver pode ser desconsiderada. Para o enrocamento isso já não ocorre, e quanto mais fraco o grão, mais se agrava a quebra, de forma que pode haver uma mudança sensível na distribuição granulométrica.

Este fator também influencia durante a aplicação da carga no ensaio de compressão unidimensional. Pois quando ocorre a quebra das partículas, altera-se a granulometria e, conseqüentemente, o índice de vazios do enrocamento, do qual as propriedades de deformabilidade e resistência dependem fortemente. O índice de quebra por sua vez, tem forte influência da litologia do material. Os enrocamentos também se distinguem das areias pelo fato de exibirem fraturamento e esmagamentos das partículas para estados de tensões baixos.

Referente ao assunto da resistência ao esmagamento (Marsal, 1969 *apud* Pinto, 1983a) concluiu (a partir de algumas teorias sobre a rupturas de esferas submetidas a ação de cargas concentradas) que a resistência média ao esmagamento de uma partícula rochosa pode ser descrita pela seguinte fórmula:

$$P_a = \eta \times D_i^\lambda \quad (3.4)$$

onde  $D_i$  é a dimensão média de uma partícula e  $\eta$  e  $\lambda$  são parâmetros dependentes do material. Para determinar o valor de  $P_a$ , Marsal (1969) desenvolveu um ensaio com 3 partículas de dimensões aproximadamente iguais, onde são colocadas entre duas placas de aço e solicitadas até a rupturas de uma delas. Dividindo-se a carga axial de ruptura pela soma do menor número de contatos das partículas com cada uma das placas, obtém-se o valor de  $P_a$ .

A resistência ao esmagamento das partículas obedece uma lei estatística tipo normal. E a quantidade mínima de determinações recomendada é de 10 para uma dada dimensão (Marsal, 1969).

### 3.2.5 Grau de fraturamento ( $B_g$ )

É definido pela porcentagem de material, em peso, que sofreu fraturamento. Este valor pode ser obtido pela soma das diferenças positivas entre as frações granulométricas iniciais e finais, correspondentes a um determinado diâmetro nominal. A quebra dos grãos,  $B_g$ , foi definida por Marsal (1973), da seguinte maneira:

Sejam  $a_1, a_2, \dots, a_n$ , as porcentagens das frações retidas nas peneiras de 1 a n de um material que será ensaiado. Depois do ensaio, as porcentagens das frações retidas nas peneiras de 1 a n serão  $a_1', a_2', \dots, a_n'$ . Fazendo-se as diferenças  $a_i' - a_i$ , obtêm-se parcelas positivas (correspondentes a um aumento da fração retida na peneira) e negativas (correspondentes a uma diminuição da fração retida na peneira). A somatória das parcelas do mesmo sinal, positivo ou negativo, é o parâmetro  $B_g$  de quebra dos grãos.

Este grau de fraturamento está sujeito a erros devido à quebra das partículas que ocorre no material granular durante o processo de montagem da amostra e, eventualmente, compressão dos corpos de prova. O grau de quebra das partículas depende principalmente da granulometria, da resistência ao esmagamento dos grãos e do nível de tensões.

### 3.2.6 Colapso de enrocamento

A compactação dos materiais de enrocamentos com adição de água é uma prática bastante recomendada para evitar excessos de deformação por colapso, ou seja, uma deformação excessiva do material quando este, submetido a uma tensão constante, entra em contato com água.

O principal objetivo deste método é umedecer o material para “lubrificar” os finos e reduzir a resistência à compressão simples dos blocos maiores de rocha. A finalidade é minimizar os recalques pós-construtivos. Alguns autores comentam que não há necessidade ou a intenção de usar a água adicionada para lavar ou empurrar os finos para o interior dos grandes vazios de enrocamento. Por isso a água não precisa ser aplicada com esguichos de alta pressão.

A quantidade de água aplicada tem sido na ordem de 10 a 20% do volume do maciço de enrocamento, ocasionalmente 30%. Um histórico destes valores foi apresentado no item 2.3.

De fato, alguns enrocamentos sofrem maiores colapsos que outros. Em rochas de baixa absorção de água (com grau de saturação menor de 2% em amostras de superfícies secas), a melhoria com a adição de água é pequena e, normalmente, não justifica o custo. Isto ocorre especialmente para barragens de alturas moderadas e para a região do terço de jusante.

Por exemplo, o enrocamento de Serra da Mesa, em Goiás, não foi molhado durante a compactação com este intuito e sim para apenas não produzir dispersão de pó, pois estudos realizados verificaram que o efeito do colapso neste material não é significativo (Caproni, 1999).

Por isto a necessidade da adição de água ainda é bastante discutida. Atualmente seguem-se as seguintes diretrizes:

1. Para barragens altas e rochas que tenham resistência à compressão simples, significativamente menor, quando ensaiadas na condição saturada, a água deve ser adicionada rotineiramente à porção de montante do maciço.
2. Para rochas com conteúdos altos de solo e de partículas de dimensões de areia, a água deve ser sempre adicionada. Em enrocamentos sujos, a água “amolece” os finos de modo que os grandes blocos podem ser forçados para contatos mútuos pelo rolo vibratório.

O mecanismo de colapso dos enrocamentos é diferente do mecanismo de colapso nos solos, pois no primeiro ocorre a ruptura das partículas constituintes enquanto no segundo, é gerado pela desestruturação do esqueleto sólido.

Silva (1996) *apud* Neves (2002), realizou ensaios de compressão unidimensional com amostras de diâmetro de 0,20 m e 0,17 m altura. O colapso era provocado por inundação do material a partir da base. Os ensaios prolongavam-se durante 12 horas com a finalidade de distinguir as deformações de colapso das de fluência. Cinco ensaios foram realizados, sempre com a mesma amostra de enrocamento, com a seguinte seqüência: compressão no estado seco, colapso, compressão no estado saturado, desmontagem, secagem e análise granulométrica. Numa segunda etapa do experimento, foi utilizado um fluxo de ar ascendente para a secagem.

Estes ensaios mostraram que após cada operação de secagem e compactação o comportamento foi semelhante. Verificou-se que esta técnica, onde é utilizada a circulação de ar através da amostra durante 3 dias, permitia uma secagem homogênea da amostra, atingindo-se o teor em água de preparação da amostra.

Procedendo, em seguida, a saturação dos vazios de enrocamento não se observou qualquer assentamento de colapso. Notou-se uma ligeira expansão. No mais, o mesmo material (que não havia sofrido colapso após inundação), depois de ter sido desmontado, secado e remontado, exibiu uma deformação de colapso igual a que tinha mostrado inicialmente.

A seguir, mostra-se a Figura 3-2 com o esquema de funcionamento deste tipo de teste.

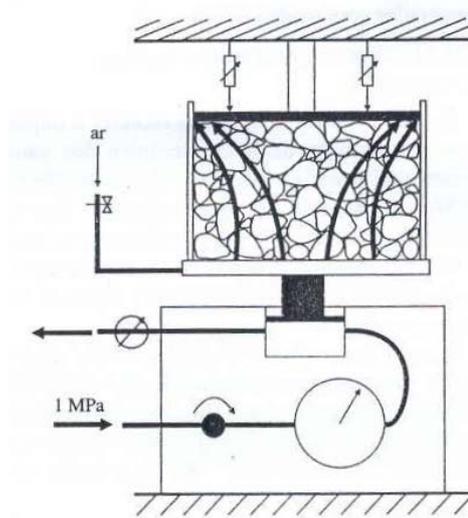


Figura 3-2 – Sentido do fluxo de ar para a secagem da amostra (Silva, 1996 *apud* Neves, 2002).

Uma das contribuições mais recentes e importantes no domínio da micromecânica dos enrocamentos foi desenvolvida por Oldcop e Alonso (2001), mostrando que o fraturamento das partículas rochosas e a propagação da fratura são mecanismos básicos referentes ao comportamento do material e que tais mecanismos são controlados pela umidade relativa do ar que preenche os vazios do enrocamento. O aumento da umidade relativa nesses vazios para 100% dá origem a uma deformação por colapso sensivelmente igual ao que se obteria saturando o enrocamento. Outra conclusão importante é: o parâmetro controlador da influência da água no comportamento mecânico dos enrocamentos é a umidade relativa do ar que rodeia os blocos de rocha.

Anthiniac (1999) em sua tese realizou um estudo confirmando os resultados disponíveis na literatura sobre os mecanismos que regem o fenômeno de colapso das rochas e as conseqüências deste fenômeno sobre o comportamento mecânico global das rochas.

Os ensaios realizados mostraram que a saturação do material inicialmente úmido não provoca a deformação do material, ao contrário da saturação após a secagem. Esta constatação mostra a importância do estado hídrico da superfície dos grãos (úmidos ou secos) no fenômeno de colapso e que é a presença d'água na superfície dos grãos que provocam esse fenômeno, e não a presença d'água nos vazios intersticiais, como citado por Oldcop e Alonso (2001).

O fato do grau de saturação do material rochoso, no colapso, ser mais importante do que o grau de saturação do enrocamento, já tinha sido comentado por Terzaghi em 1960 referindo-se a qual quantidade de água dever-se-ia adicionar ao enrocamento (Neves, 2002).

Terzaghi, 1960 *apud* Pinto, 1979 diz que o colapso dos materiais de enrocamento em barragens de aterro se deve ao enfraquecimento da resistência ao esmagamento dos elementos rochosos pela submersão. Por isso ele recomenda a rega abundante destes materiais, durante a fase de construção, a fim de diminuir o efeito subsequente do colapso no período de enchimento do reservatório.

Com um estudo de recalques em 14 barragens de enrocamento, Sowers (1965) *apud* Ludwig (1980), concluiu que o umedecimento de materiais de enrocamento secos poderia diminuir a sua resistência pela deterioração de minerais expansivos aglutinados entre as partículas.

Pinto (1983), com ensaios laboratoriais, indicou que 30% da água necessária para a saturação produzia o mesmo comportamento de colapso do material saturado. Mostrando não ser necessário adicionar uma quantidade de água superior ao volume do material de enrocamento, procedimento utilizados anteriormente.

Há uma acentuada diferença no comportamento tensão-deformação do enrocamento alterado seco e submerso, o qual deve ser resultado de um elevado colapso devido à água adicionada ao ensaio. No entanto, o colapso é praticamente nulo se as amostras são montadas com molhagem dos fragmentos rochosos (Pinto, 1983).

Maia (2001), verificou que o processo de inundação não provocou o deslocamento da curva tensão *versus* deformação do enrocamento seco para a curva do mesmo enrocamento ensaiado sob condição saturada por submersão (Figura 3-3), como sugerido por Nobari e Duncan (1972), Figura 3-4, e Pinto (1988). Isto ocorreu, pois a granulometria e o tipo de rocha, especialmente a forma e resistência das partículas, têm influência direta no colapso de enrocamentos, como

comentado anteriormente. Além disto, uma granulometria mais uniforme permite maiores colapsos se comparada com as granulometrias graduadas. Isto ocorre por causa das elevadas tensões de contato em enrocamentos uniformes.

É importante também comentar que a magnitude das deformações, provocada pela adição de água, aumenta de acordo com o nível de tensão em que a água entra em contato com as partículas.

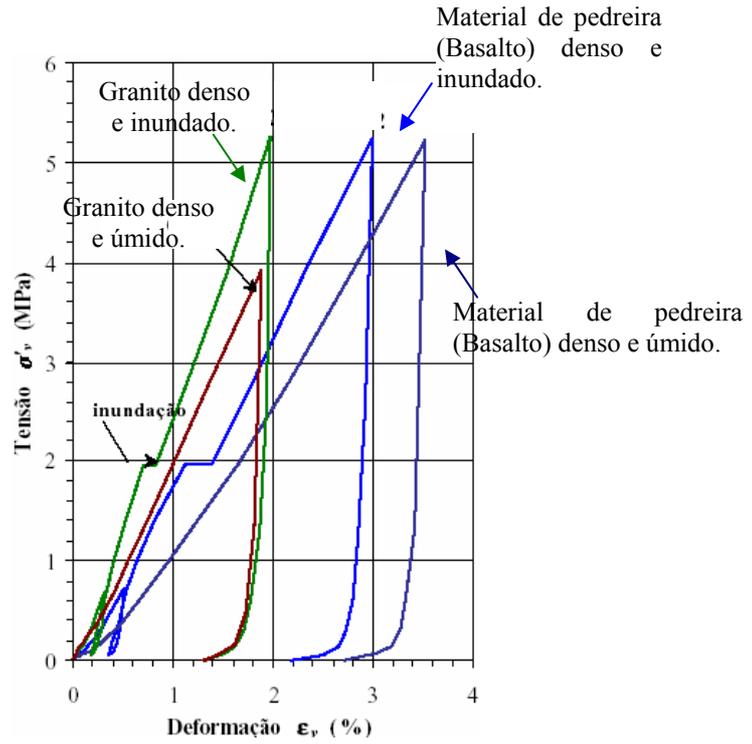


Figura 3-3 – Curvas tensão versus Deformação dos enrocamentos densos com o efeito da inundação e submersão do material ensaiado (Maia, 2001).

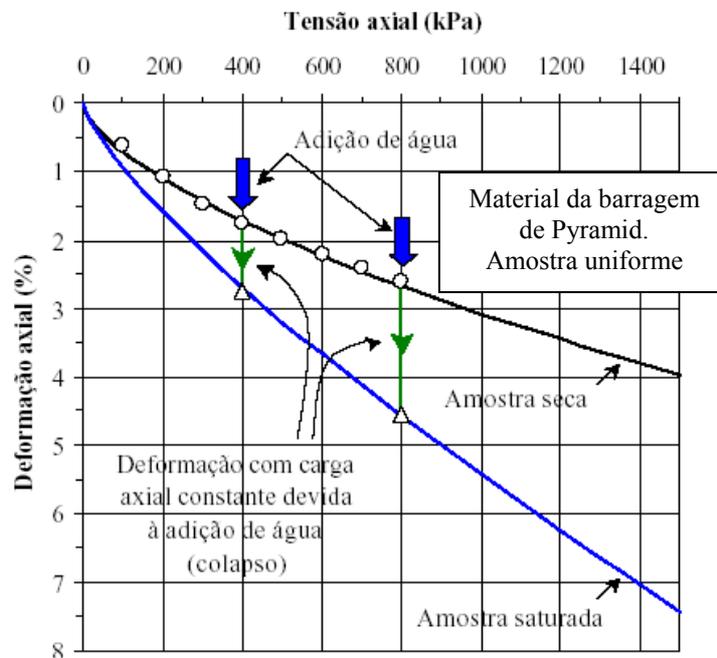


Figura 3-4 – Curvas de deformação versus tensão em compressão unidimensional em enrocamentos de granulometria uniforme (Nobari e Duncan, 1972 *apud* Maia, 2001).

### 3.2.7 Fluência

Designa-se por fluência as deformações que, sob tensão constante, se processam ao longo do tempo. Estas deformações afetam em maior ou menor grau todos os materiais.

No caso de areias, os seus grãos são bastante resistentes face ao nível de tensões em que são solicitados nas obras civis. As deformações de fluências geradas são basicamente pelo rearranjo espacial das partículas devido aos escorregamentos nos contatos intergranulares. Porém, quando a dimensão das partículas consideradas atinge a dos enrocamentos, a fluência sofre um acréscimo dos esmagamentos nos contatos entre os blocos e da fratura destes, tendo importância neste aspecto a litologia da rocha.

Vários autores comentam sobre a dificuldade de analisar e quantificar a fluência devido: à determinação do seu tempo de início, à ocorrência aleatória de descontinuidades ou alterações na velocidade de deformação, mesmo quando os aterros são submetidos à tensão constante.

Enrocamentos em estados densos e com estruturas rochosas de elevada resistência apresentam deformações de fluência irrelevantes comparados com materiais que exibem um comportamento tensão-deformação mais deformável.

Uma investigação experimental feita pela Universidade da Catalunha mostrou que a parcela referente às deformações instantâneas é a mais significativa nas deformações obtidas em baixas tensões de confinamento. Esta relação tende a diminuir quando a tensão de confinamento aumenta além de serem bastante afetadas pela inundação do material (Neves, 2002).

## CAPÍTULO 4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A caracterização mecânica, a execução de ensaios em enrocamento e de materiais granulares em geral são assuntos vastamente tratados pela bibliografia nacional e internacional e muito conhecidos. Pode-se dizer que fatores e parcelas influentes na resistência dos enrocamentos são bem conhecidos, tanto sob aspecto qualitativo, como quantitativo.

Com a construção de barragens cada vez mais altas e em condições de fundações menos nobres, também passaram a exigir dados de comportamento mais precisos e, portanto, estudos intensos dos materiais utilizados.

A fim de avaliar as propriedades dos enrocamentos julgou-se necessário ensaiar partículas de dimensões as mais próximas do campo. Para tanto, foram construídos equipamentos de laboratório capazes de ensaiar partículas de até 152,4 mm: no México, Estados Unidos, Inglaterra, Portugal e Alemanha.

Dentre os trabalhos mais completos neste sentido, pode-se citar os executados pela *Comision Federal de Eletricidad* (CFE) e o *Instituto de Ingenieria* da Universidade Nacional do México (UNAM), sob direção de Raul Marsal no México.

Os primeiros ensaios de materiais de enrocamento realizados na Universidade de Berkeley fizeram parte de um programa de investigação que visava essencialmente determinar a influência da modelagem (quando as amostras laboratoriais são constituídas por partículas de dimensões inferiores às do campo) e analisar as alterações existentes (quando os ensaios são conduzidos em diferentes situações de carregamento).

Pinto (1983) examinou a influência das trajetórias de tensões dos ensaios laboratoriais e da utilização de materiais com diferentes propriedades na previsão dos deslocamentos e tensões, considerando, ainda, para alguns desses materiais, diferentes índices de vazios, estados de alteração da rocha, estado de compactidade (densidade da amostra) e teores de água durante a compactação e/ou aplicação da carga vertical.

Os ensaios laboratoriais permitem determinar, abstraindo das limitações próprias da modelagem, a resposta do material do aterro às solicitações. A seguir, são citados alguns desses ensaios em

grandes dimensões, sendo que muitos deles ainda são utilizados somente em pesquisas relacionadas ao enrocamento:

a) Cisalhamento direto

Os equipamentos de cisalhamento direto, utilizados para os ensaios em enrocamentos possuem o mesmo princípio de funcionamento dos equipamentos convencionais para ensaios em solos. Em geral, a principal vantagem dos ensaios de cisalhamento direto é a simplicidade de execução. Porém estes ensaios possuem limitações, dentre as quais, destaca-se que as deformações e as tensões ao longo da superfície de cisalhamento não são uniformemente distribuídas devido à rigidez das partes superior e inferior da caixa de cisalhamento.

b) Triaxiais

A maior parte dos equipamentos triaxiais é capaz de ensaiar amostras pequenas se comparadas com os de cisalhamento direto. Uma das maiores dificuldades nos ensaios triaxiais é isolar a amostra do fluido que é utilizado como meio para a aplicação da tensão de confinamento. Como característica principal, a proteção deve ser flexível a fim de não intervir no confinamento do corpo de prova. Entretanto, ela deve ser suficiente rígida para não ser perfurada pelas pontas das partículas rochosas.

No Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC está sendo montando um equipamento para ensaios triaxiais. Este possibilitará o ensaio com amostras de 66 cm até 165 cm de altura. Até o presente momento, não existe no Brasil nenhum equipamento triaxial capaz de testar amostras com estes tamanhos.

c) Deformação plana

Embora o ensaio de deformação plana reproduza melhor o estado de tensões que se gera normalmente nas barragens de aterro, o ensaio triaxial tem uma maior divulgação por que é um equipamento com maiores aplicações se comparadas a complexidade e tamanho dos dois equipamentos.

Conforme provaram Becker *et al.* (1972), os ensaios triaxiais dão resultados de resistência ao cisalhamento um pouco inferiores aos obtidos em câmaras de deformação plana.

#### d) Compressão unidimensional (edômetro)

Cada tipo de teste simula uma trajetória de tensões seguida numa determinada região do protótipo. O teste de compressão unidimensional simula a trajetória de tensões percorrida pelo enrocamento no eixo principal da barragem, onde um elemento de material encontra-se solicitado simetricamente (desde que a barragem seja construída de forma a manter esta simetria de carregamento, em relação ao eixo vertical da seção).

O teste de compressão unidimensional, o qual é relativamente simples de ser realizado em grande escala, é o mais utilizado atualmente na caracterização mecânica dos enrocamentos.

Durante a fase de construção das barragens de aterro, as trajetórias de tensões dos materiais aproximam-se mais das obtidas nos ensaios de compressão unidimensional do que as adquiridas nos ensaios de compressão triaxial (Charles, 1976 e Eisenstein e Law, 1979).

Ainda há algumas restrições neste tipo de ensaio (como a interferência do atrito lateral entre a amostra e o cilindro confinante, o que não ocorre nos ensaios triaxiais), entretanto estudos podem ser realizados para tentar quantificar esta interferência, o que é, inclusive, um dos objetivos desta pesquisa.

Este trabalho aborda um programa experimental com ensaios de laboratório para estudar o comportamento mecânico dos enrocamentos como material construtivo em barragens, destacando a de Machadinho. Para obtenção destes parâmetros geotécnicos de deformabilidade será utilizado o edômetro de grandes dimensões.

O ensaio de compressão unidimensional (edômetro) que é utilizado nesta pesquisa tem como característica principal a determinação das características de deformabilidade de amostras com confinamento lateral. A seguir são relatados alguns equipamentos de compressão unidimensional que foram montados e pesquisas relacionadas ao enrocamento utilizando este tipo de equipamento de grandes dimensões.

### **4.1 EDÔMETRO DE GRANDES DIMENSÕES**

Estão listadas abaixo as principais questões e problemas para modelação dos enrocamentos (Pinto, 1983).

- Qual a dimensão mínima das amostras a ser ensaiada em laboratório?
- Quais os erros e respectivas correções na caracterização mecânica (escala)?
- O efeito da modelagem de amostras em diferentes estados de densidade, teor de água e grau de alteração dos fragmentos rochosos.
- Efeito do atrito entre as partículas da amostra e a parede do equipamento.

A seguir, descrevem-se resumidamente alguns edômetros que foram montados e são de grande importância para o estudo do comportamento dos enrocamentos.

#### **4.1.1 Universidade Nacional do México (UNAM) - México**

Nesta Universidade foram montados 2 edômetros: um com diâmetro de 0,50 m, altura de 0,50 m e tensão axial máxima de  $3200 \text{ kN/m}^2$  e outro com diâmetro de 1,13 m, altura de 0,67 m e tensão axial máxima de  $10000 \text{ kN/m}^2$ . A deformação axial é medida por meio de 3 extensômetros com 0,1 mm de precisão.

Antes de colocar o material na câmara, a parede interior desta foi revestida com três placas de polietileno lubrificadas com o intuito de reduzir o atrito. As cargas axiais eram medidas no topo e na base do anel com a finalidade de medir o atrito na parede do anel. Deste modo, durante a realização dos ensaios, o valor médio do coeficiente de atrito variou entre 0,05 a 0,10.

Nos ensaios realizados com misturas de enrocamentos e materiais mais finos, Marsal (1976) utilizou a seguinte seqüência de tensão aplicada: 75; 150; 300; 600; 1200; 2500; 5000  $\text{kN/m}^2$ . O primeiro equilíbrio foi alcançado depois de 1 hora. O descarregamento de 5000  $\text{kN/m}^2$  para zero foi executado da mesma maneira.

Em 1976, Marsal apresentou no XII Congresso Internacional de grandes barragens no México, os primeiros resultados de ensaios laboratoriais realizados sobre misturas de enrocamento com areia, silte e argila. Como material base, foi utilizada uma rocha basáltica densa, ligeiramente vesicular, com resistência a compressão simples de 50 a 70  $\text{MN/m}^2$ . O enrocamento escolhido possui diâmetro máximo de 17,5 cm, mínimo de 0,6 cm, diâmetro efetivo de 0,9 cm e coeficiente de desuniformidade ( $U$ ) de 5,3. A areia utilizada nas misturas variava de areia média a grossa, bem graduada. O silte era pouco argiloso (composto por areia fina e média com limites plásticos

e líquidos de respectivamente 22 e 29%, peso específico seco máximo de 15,2 kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 20%). A argila tinha as seguintes propriedades: limite de liquidez de 38%, de plasticidade de 25%, peso específico seco de 14,6 kN/m<sup>3</sup> e uma umidade ótima de 21%.

No trabalho apresentado acima, Marsal concluiu que enrocamentos misturados com solos não coesivos são aceitáveis para a construção de contra-núcleos permeáveis de uma barragem. Dependendo da graduação de ambos os materiais da mistura, pode-se obter uma composição com boas características de resistências e compressibilidade simultaneamente.

A deformação provocada pela aplicação de um incremento de carga não é instantânea. O rearranjo dos grãos e o fraturamento induzem a um processo de difusão que também não é muito demorado. Marsal (1973) constatou que a deformação mais importante ocorria nos primeiros 5 minutos, durante a aplicação de cada incremento de carga. A restante seguia uma lei de deformação que é uma função linear de log t, sendo t o tempo transcorrido. Na seqüência, a Figura 4-1 apresenta a relação entre o deslocamento vertical com o tempo para cada estágio de carregamento.

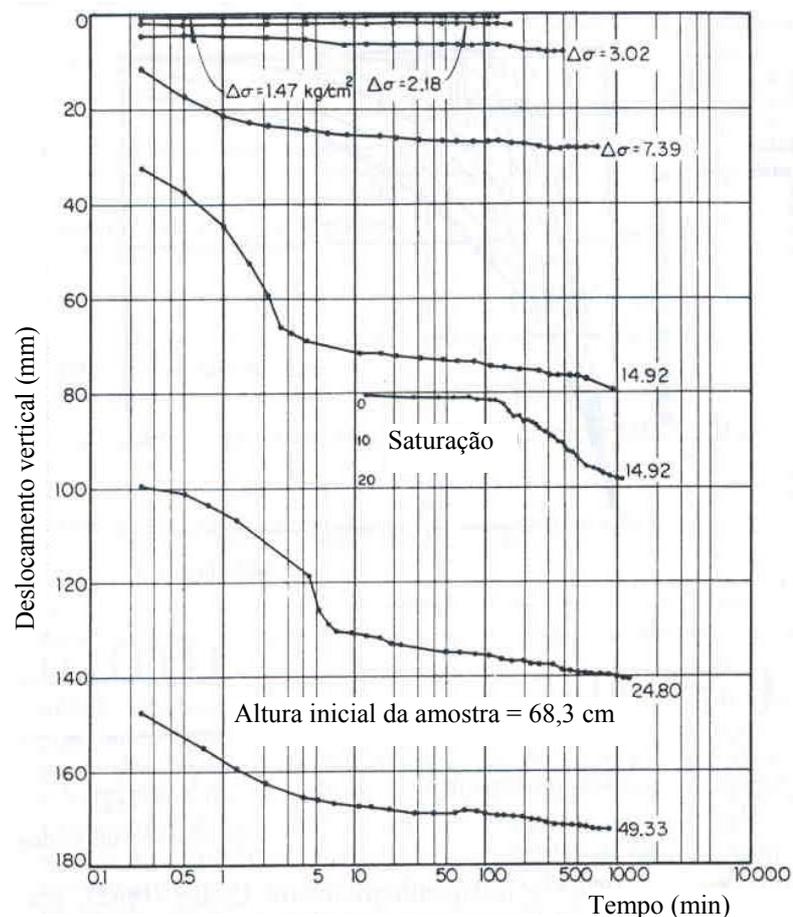


Figura 4-1 – Deslocamento vertical versus tempo para cada estágio de carregamento (Marsal, 1973).

#### **4.1.2 *Istituto Sperimentali Modeli Estrutturali (ISMES) - Itália***

Neste instituto foram construídas 3 câmaras cilíndricas com diâmetros de 0,10; 0,5 e 1,3 m e alturas de 0,20; 1,0 e 2 m, respectivamente. Onde Fumagalli (década de 60) desenvolveu vários estudos relativos a ensaios em enrocamento.

Foi Fumagalli em 1969 que publicou artigos comentando sobre o distúrbio causado pelo atrito entre a superfície lateral da amostra e a parede do cilindro de aço utilizado nos testes de compressão confinada em materiais rochosos.

Testes em câmaras com a altura duas vezes o diâmetro, conduziram a conclusão que o atrito na superfície lateral reduz a pressão vertical, medida na metade da seção da câmara, para 60% da pressão dos extremos. Revestimento de Teflon utilizado foi furado pelo material rochoso.

Com o uso de pequenas câmaras de anéis (0,1 m de diâmetro e 0,2 m de altura), extensivas pesquisas foram realizadas para identificar e determinar o valor e a influência de diferentes parâmetros relevantes. Testes comparativos, utilizando curvas paralelas semelhantes, foram conduzidos em duas câmaras: uma de 0,5 m de diâmetro e 1 m de altura e outra 1,3 m de diâmetro e 2 m de altura. A altura de duas vezes o diâmetro foi considerada suficiente para reduzir os distúrbios de rigidez causados pelas placas das extremidades.

Durante os testes foi medida a deformação circunferencial dos anéis de aço para determinar o círculo de Mohr para várias pressões de carregamentos aplicados. Esses círculos não se referem à ruptura da amostra, mas para condições de equilíbrio em testes com baixa compressão de confinamento. A maioria das leituras confiáveis foi feita com relógios comparadores localizados ao longo dos lados de um hexágono, ao redor de um simples anel da câmara de 0,5 m de diâmetro.

Fumagalli (1969) concluiu que o número de anéis a serem medidos deve aumentar na mesma proporção da razão entre o diâmetro do material e o diâmetro da amostra. Isto é devido ao distúrbio localizado, induzido pelo aumento da concentração de carga, que depende desta razão. A redução desta interferência foi obtida quando medidos de 3 a 5 anéis, formando um total de 18 a 30 medidores. Para a câmara de 0,1 m de diâmetro a medida na prática foi feita por extensômetros elétricos de 50 mm de curso.

Fumagalli (*op. cit.*) concluiu também que ensaios conduzidos em câmaras de compressão unidimensional dariam resultados mais realistas do que nos ensaios triaxiais (elevada deformabilidade devido à expansão lateral da amostra, que nos aterros é consideravelmente baixa).

Com esta pesquisa, Fumagalli (*op. cit.*) aconselhou a construção de câmaras constituídas por anéis alternados de material rígido e de material deformável (borracha ou cortiça) colados.

#### **4.1.3 Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) - Portugal**

Pinto (1983), em Portugal, conseguiu corrigir perturbação comentada do Fumagalli no item anterior, utilizando este novo tipo de câmara. Ele também diminuiu a espessura das camadas de compactação, fazendo a leitura das respectivas alturas antes e após a compactação, atingindo assim, estados de elevada compacidade e homogeneidade.

A câmara de compressão unidimensional foi construída para amostras cilíndricas com 0,50 m de altura, tendo o diâmetro a mesma dimensão podendo ser aplicadas tensões verticais máximas de 2000 kN/m<sup>2</sup> e deformações axiais de 10%. Esta câmara é composta de anéis de duro alumínio intercalados com anéis de borracha.

A relação entre os módulos de elasticidade horizontal e vertical da câmara, que exhibe simetria axial, é de aproximadamente 10<sup>4</sup> e 1,5 x 10<sup>2</sup>, para o caso da câmara estar vazia ou com material de enrocamento, respectivamente.

As deformações verticais são medidas por meio de 3 pêndulos suspensos da base superior da câmara.

A tensão de confinamento mobilizada ao longo dos ensaios é determinada a partir da média das leituras dos 18 extensômetros elétricos colocados em cada um dos dois anéis centrais de alumínio. Os extensômetros elétricos são do tipo Shinkoh-S116 com curso máximo de 16 mm.

Na interpretação dos resultados das deformações circunferenciais dos anéis, Fumagalli (1969) utilizou a equação de Lamé do tubo de parede espessa para determinar as tensões de confinamento. A equação de Lamé relaciona a tensão interior  $\sigma_i$  atuante na câmara (igual a

tensão radial de confinamento,  $\sigma_r$ ) com a tensão circunferencial  $\sigma_c$  para um tubo de parede espessa, neste caso de 30 mm.

$$\sigma_c = \frac{2 \times r^2}{r_e^2 - r_i^2} \sigma_i \quad (4.1)$$

Esse mesmo procedimento foi utilizado nos primeiros ensaios realizados por Veiga Pinto em 1983. Porém Pinto (*op. cit.*) obteve inicialmente valores de  $K_0$  elevados para o enrocamento, indicando uma incompatibilidade da equação citada acima para relacionar as tensões de confinamento e circunferenciais nesta câmara. Fez-se então, uma calibração da câmara para deformações axiais de 2,4 e 7,6% aplicando tensões hidrostáticas no seu interior. Com este procedimento obteve-se uma equação mais aproximada aos valores medidos, considerando a tensão de confinamento apenas diretamente proporcional à seção transversal do anel rígido.

Nos ensaios foram adotados estágios de tensões de 50, 100, 200, 400, 800, 1000 kN/m<sup>2</sup> e um período de 24 h de permanência em cada estágio de carga. Este padrão foi adotado devido a estudos anteriores realizados por Pinto nos quais constatou-se que os assentamentos significativos foram processados neste intervalo.

A seguir, é apresentado um corte esquemático da câmara de compressão unidimensional construída por Pinto (1982 apud Maia *et al.*, 2001) para corpos de prova com 0,50 m de diâmetro.

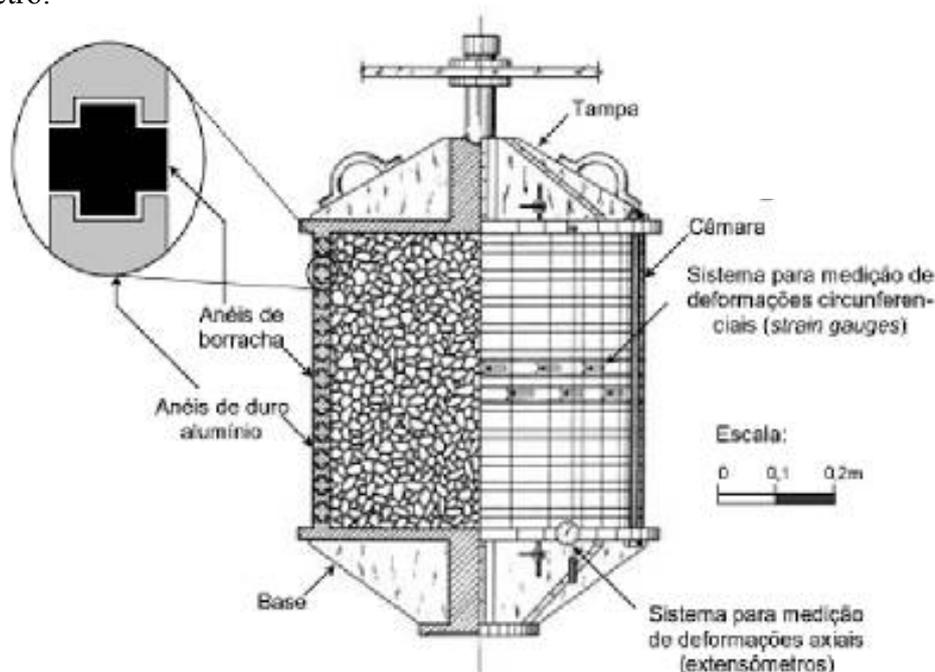


Figura 4-2 – Detalhe da câmara de compressão unidimensional (Pinto, 1982 apud Maia *et al.*, 2001).

#### **4.1.4 *Imperial College – Grã-Bretanha***

No laboratório desta universidade, foram realizadas investigações a respeito do comportamento deformável do enrocamento submetido à compressão em diferentes níveis de tensões.

Trajetórias de tensões encontradas em barragens de materiais não coesivos foram examinadas por Penman (1976), que avaliou também a relação dos parâmetros elásticos derivados de testes de compressão unidimensional em análises de deformação para algumas barragens da Grã-Bretanha.

Penman (1976) conduziu estes testes em edômetros de grandes dimensões com amostras de 1 m de diâmetro e 0,5 m de altura, compactados com a mesma densidade e quantidade de água que a encontrada no material de campo.

#### **4.1.5 *Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement (Cemagref) – França***

Anthiniac (1999) confirmou algumas hipóteses relativas aos efeitos da água sobre o comportamento das rochas pela realização de uma campanha de ensaios de materiais granulares grossos no laboratório de mecânica de solos do *Cemagref*. O objetivo principal foi o de reproduzir o mecanismo de deformação, durante a fase de saturação de uma amostra, e tentar determinar as características iniciais do fenômeno de colapso.

Foram realizados 40 ensaios utilizando uma caixa de cisalhamento direto de dimensões aproximadas (seção transversal de 900 cm<sup>2</sup>, altura máxima das amostras de 350 mm – Figura 4-3). As paredes laterais transparentes permitiram a visualização da evolução do material. Os carregamentos realizados são de compressão unidimensional, estático ou cíclico, controlando a força ou o deslocamento.

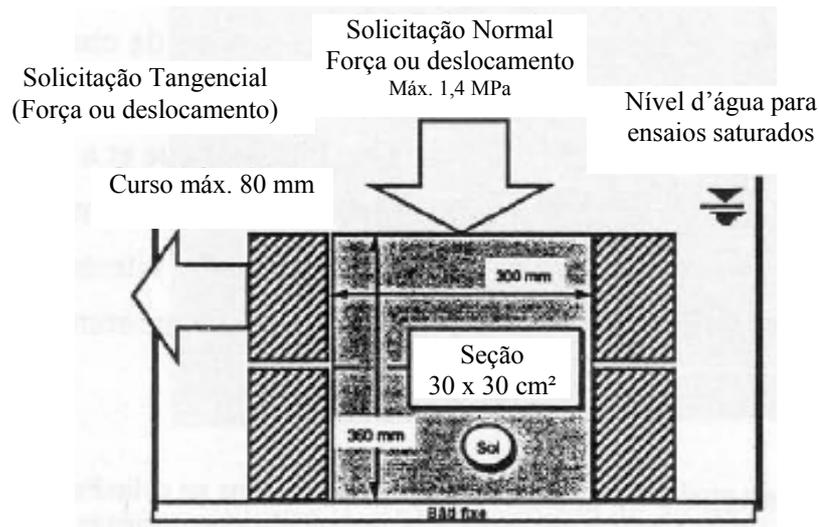


Figura 4-3 – Esquema da célula de compressão (Anthiniac, 1999).

A escolha foi feita entre duas rochas de mineralogia e de resistências ao esmagamento descritas a seguir:

- Um calcário com índice Micro-Deval de 17, índice Los-Angeles de 25 (classe granulométrica de 25/50 mm) e constituído de grãos, relativamente agudos, de forma geral regular e arredondada;
- Um diorito com índice Micro-Deval de 17, índice Los-Angeles de 25 (classe granulométrica de 25/50 mm) e constituído de grãos muito agudos, com forma muito heterogênea (desde formas alongadas até arredondadas).

Os materiais foram separados manualmente antes da montagem. Os elementos com forma muito alongada foram descartados. A dimensão máxima dos grãos utilizados nos ensaios foi de 50 mm ou 1/6 do comprimento de um lado da caixa de cisalhamento.

Os ensaios são do tipo compressão unidimensional. O dispositivo permitia controlar o ensaio por carga ou deslocamento. Os ensaios foram realizados a uma velocidade de carregamento axial de 300 kN/m<sup>2</sup>/h. Alguns ensaios com velocidade de deslocamento controlada foram realizados. A aquisição das medidas de deslocamento axial e de carregamento axial foi automática e feita a cada 30 segundos. A saturação do material foi feita por “mergulho” da caixa de cisalhamento com a utilização de uma cesta externa a prova d’água e transparente. O fluxo de água (velocidade de aumento do nível d’água) foi mantido constante até que as rochas estivessem

inteiramente submersas (enchimento completo demorou aproximadamente quinze minutos). O material não foi compactado.

O sensor de deslocamentos para medir o adensamento do material é posicionado sobre o cilindro vertical do dispositivo experimental. As medidas deste sensor são usadas para calcular a deformação das amostras de enrocamento e a deformação da estrutura. Os ensaios de compressão simples das placas de aço foram realizados com o objetivo de obter a resposta elástica da estrutura (suporte). Posteriormente, esta correção é realizada para se obter apenas a deformação no material.

#### **4.1.6 Eletrosul - Brasil**

Foi realizada uma campanha de ensaios com basalto britados, obtidos da prefeitura de Erechim, Rio Grande do Sul. A equipe da Eletrosul investigou as seguintes influências: presença de água, granulometria, compactação (estado inicial da amostra), seqüência de carregamento e tempo de permanência do carregamento.

O equipamento era constituído por um tubo de aço que restringia a deformação radial das amostras com altura de 0,5 m, diâmetro interno de 1 m e parede com 9,52 mm de espessura (Figura 4-2). Para as medidas das deformações laterais foram instalados 12 extensômetros elétricos, dispostos circunferencialmente a meia altura do tubo e igualmente espaçados entre si. Para a medida da deformação vertical foram utilizados 3 extensômetros.

Nestes ensaios foram aplicadas tensões de 115; 198; 334; 608; 1154; 1701 kN/m<sup>2</sup> durante 30 minutos cada uma. Também foi estudada a fluência, aplicando a carga por 160 minutos em cada etapa de carregamento.

A preparação das amostras diferiu pelo número de camadas, pela compactação ou não das camadas, pela energia de compactação, pela saturação antes e durante o ensaio e pela utilização ou não de uma camada de regularização (de areia) no topo da amostra.

Nos ensaios em que as amostras não foram compactadas, fez-se um pré-adensamento com uma carga axial de 400 kN/m<sup>2</sup> (equivalente à pressão média observada nos enrocamentos compactados nas barragens de Salto Osório, Salto Santiago e Foz do Areia). A Figura 4-4 mostra

o equipamento utilizado pela Eletrosul na década de 80. E a Figura 4-5 apresenta o ensaio sendo executado.



Figura 4-4 – Preparação do ensaio de compressão unidimensional.

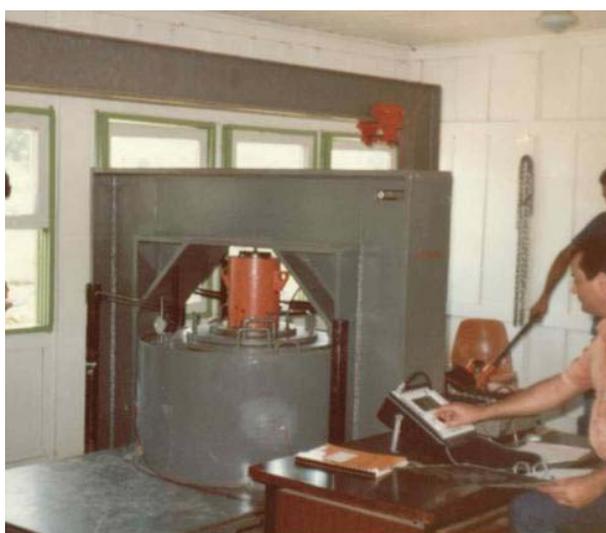


Figura 4-5 – Execução do ensaio de compressão unidimensional.

#### 4.1.7 Laboratório de Furnas – Brasil

No Laboratório de Furnas, em Goiânia, encontra-se uma câmara que admite um corpo de prova de 101,5 cm de diâmetro e 100 cm de altura (Figura 4-6). A seção da câmara de compressão é similar à proposta por Pinto (1982), porém com maiores dimensões. Destaca-se que as paredes da câmara são comprimidas junto com o corpo de prova.

Nesta câmara já foram ensaiados enrocamentos de diversas barragens como Serra da Mesa - GO (1988), Itapebi - BA (2002) e Irapé - MG (2002-2003).

Maia (2001) elaborou uma metodologia para avaliar a alterabilidade dos materiais de enrocamento, envolvendo ensaios em materiais intactos e alterados tanto de campo como de laboratório.

No ensaio de compressão unidimensional de grandes dimensões utilizando a câmara de 1,0 m de diâmetro por 1,0 m de altura, a aplicação do carregamento foi realizada em estágios de carga, por meio de um macaco hidráulico de 1470 kN. A velocidade de carregamento foi de aproximadamente 50 kN/m<sup>2</sup>/min. Em cada estágio de carregamento, esperava-se a estabilização das deformações axiais (aproximadamente 20 minutos). A deformação axial foi mensurada através da média das medidas fornecidas por dois extensômetros, diametralmente dispostos na tampa superior. A tensão horizontal no corpo de prova foi obtida através da leitura de 32 extensômetros elétricos de resistência, instalados nos dois anéis centrais de alumínio. A Figura 4-6 mostra o equipamento montado no laboratório de Furnas, e em destaque o local em que estão instalados os extensômetros para as medidas de tensão radial (amarelo).

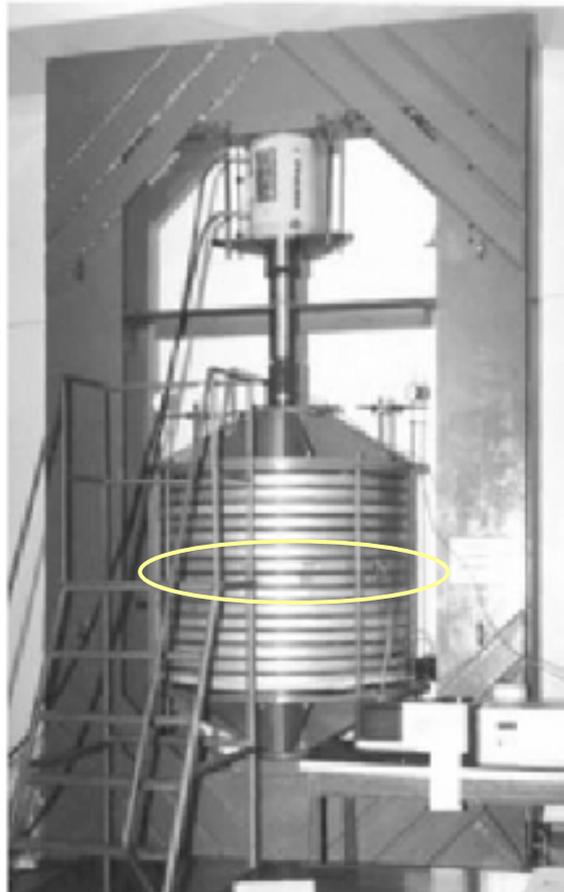


Figura 4-6 – Câmara de compressão unidimensional de grandes dimensões instalada em FURNAS (Maia *et al.*, 2001).

A seguir, apresenta-se uma tabela resumo com as principais características dos equipamentos descritos anteriormente.

Tabela 4-1 – Resumo de alguns equipamentos edométricos existentes.

Autor	Laboratório	Aplicação/ Material	Equipamento edométrico						
			Diâmetro (m)	Altura (m)	Tensão Axial Máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Velocidade de carregamento e/ ou tempo de permanência em cada estágio	D <sub>máx</sub> da partícula	Atrito Lateral	Observações
Marsal (1975)	Universidade Nacional do México	Barragem de <i>El Infiernillo</i> / conglomerados e cascalho	0,50	0,50	3200	-	-	μ entre 0,05 e 0,10	A parede interior foi revestida com três placas de polietileno lubrificadas para se tentar reduzir o atrito
			1,13	1,13	10000	-	-	-	-
Marsal (1967 – 1973)	Universidade Nacional do México	Análise das características de compressibilidade de diversos materiais de enrocamento	1,13	0,68	5600	1 h em cada estágio	175 mm	-	-
Fumagalli (1969)	ISMES - Itália	Atrito lateral; construção de câmaras constituídas por anéis alternados de material rígido e de material deformável	0,10	0,20	-	-	-	Redução em 40% da carga	Atrito lateral medido na metade da câmara
			0,50	1,00	-	-	-		
			1,30	2,00	-	-	-	-	-

Tabela 4.1 – Resumo de alguns equipamentos edométricos existentes (cont.).

Autor	Laboratório	Aplicação/ Material	Equipamento edométrico						Observações
			Diâmetro (m)	Altura (m)	Tensão Axial Máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Velocidade de carregamento e/ou tempo de permanência em cada estágio	D <sub>máx</sub> da partícula (mm)	Atrito Lateral	
Pinto (1982 e 1983a)	LNEC - Portugal	Barragem de Beliche e <i>El</i>	0,50	0,50	2000	-	-	-	-
		<i>Piedras</i> / mistura de grauvaca e xisto	0,23	0,46	-	24 h em cada estágio	-	-	Estudou o colapso.
Neves (1982)	LNEC - Portugal	Colapso	0,20	0,17	-	-	-	-	-
Pennan <i>et al.</i> (1976)	<i>Imperial College</i> –Grã- Bretanha	Parâmetros elásticos para barragens da Grã- Bretanha	1,00	0,50	-	-	-	-	-
(1984- 1985)	ELETROSUL - Brasil	Barragem de Itá/ Enrocamento de Basalto	1,00	0,50	1701	30 min em cada estágio	120	-	Tempo de permanência de 160 min em cada estágio para estudar a fluência.
Caproni Jr. <i>et al.</i> (1998 e 1999). Maia (2001)	Furnas - Brasil	Barragem de Serra da Mesa / granito britado Barragem de Marimondo / basalto Alterabilidade de enrocamentos	1,05	1,00	2000	20 kN/ m <sup>2</sup> / min e 20 min para cada estágio (Maia, 2001)	~152,4	-	Foi comentado sobre a deformação lateral dos anéis de borracha e de alumínio.

Tabela 4.1 – Resumo de alguns equipamentos edométricos existentes (cont.).

Autor	Laboratório	Aplicação/ Material	Equipamento edométrico						
			Diâmetro (m)	Altura (m)	Tensão Axial Máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Velocidade de carregamento e/ ou tempo de permanência em cada estágio	D <sub>máx</sub> da amostra	Atrito Lateral	Observações
Anthiniac (1999)	<i>Cemagref d'Aix-en- Provence – França</i>	Verificação do colapso / Calcário e Diorito.	0,3 x 0,3*	0,35	± 1000	300 (kN/m <sup>2</sup> /h)	50 mm (1/6 da lateral da amostra)	O atrito lateral não foi medido.	*Seção prismática com paredes laterais transparentes. Foi comentado sobre a existência do atrito lateral.
Maia (2001)	<i>CEDEX- Espanha</i>	Barragem de Serra da Mesa / granito britado Barragem de Marimbondo / basalto Alterabilidade de enrocamentos	0,3 x 0,3**	0,18	± 2000	-	~ 38 mm		**Seção prismática.

## 4.2 APLICAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL

Embora tenham havido vários avanços em análises de elementos finitos, a precisão neste tipo de análise em barragens ainda depende principalmente da utilização de parâmetros relevantes ( $E$  - módulo de Young,  $\nu$  - coeficiente de Poisson e  $\phi$  - ângulo de atrito) para se descrever o comportamento tensão-deformação dos materiais do aterro.

Métodos simplificados para prever o comportamento no período construtivo de barragens de enrocamento têm sido desenvolvidos. As análises lineares são utilizadas baseadas nos parâmetros  $E$  e  $\nu$ , derivados de testes de compressão unidimensional com medidas de tensão lateral.

Penmam *et al.* (1971) avaliando cada elemento da seção transversal de uma barragem, designaram um módulo equivalente o qual não muda durante a análise, sendo que este depende somente da altura final do aterro. Este módulo conduz a um pequeno erro na previsão dos deslocamentos finais da barragem.

A previsão do comportamento do enrocamento, sob condições de carregamentos encontrados nas barragens (obtida pela teoria elástica e baseada em parâmetros derivados de ensaios de compressão unidimensional) tem sido utilizada em barragens de enrocamento com face de concreto.

Deformações encontradas nas análises de elementos finitos de algumas barragens na Grã-Bretanha, na década de 70, foram bem aproximadas de deslocamentos obtidos pelos instrumentos instalados nestas barragens (Ludwvig, 1980).

Penmam *et al.* (*op cit.*) investigaram os parâmetros de tensão-deformação, baseados em amostras de compressão unidimensional. Foram então deduzidos alguns pontos gerais que estão listados a seguir, embora as trajetórias de tensões impostas no enrocamento durante a construção serem complexas e de dependerem não somente da geometria da barragem, mas também das propriedades de tensão-deformação do material:

- Assume-se que a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) e a tensão principal menor ( $\sigma_3$ ) atuam na seção perpendicular da barragem e a tensão principal intermediária ( $\sigma_2$ ) atua na seção longitudinal. Em muitos casos, a geometria da barragem leva a condição de deformação plana ( $\epsilon_2=0$ ).
- O carregamento devido à construção corresponde ao peso próprio do aterro e, conseqüentemente, a trajetória de tensões durante a construção corresponderá a condição da média das tensões efetivas  $p = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ .
- Sob condições de compressão unidimensional, a máxima tensão de cisalhamento que pode ser expressa como  $1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)$  aumenta tanto quanto  $p$  porque  $(\sigma_1/\sigma_3)$  é aproximadamente constante.

Segundo Penmam (1971), se a relação tensão-deformação medida no teste edométrico é aproximadamente uma linha reta, desta maneira dois parâmetros podem ser usados para descrever o comportamento:  $m_v = \frac{\Delta \epsilon_1}{\Delta \sigma_1}$  e  $K_0 = \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1}$  (4.2 e 4.3)

As propriedades mecânicas  $E$  e  $\nu$  podem ser expressas por:

$$E = \frac{1}{m_v} \left[ \frac{(1 + 2K_0)(1 - K_0)}{1 + K_0} \right] e \quad (4.4)$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (4.5)$$

Estas propriedades descritas acima são derivadas de testes de compressão unidimensional, que fornecem previsões úteis de todas as deformações pela correspondente trajetória de tensões.

As deformações em barragens de enrocamento afastam-se do ensaio de compressão unidimensional devido a algumas ocorrências tais como: a falta de confinamento nos taludes, o efeito do núcleo de argila em barragens de enrocamento com núcleo impermeável e o efeito do enchimento do reservatório. Em geral, um ponto dentro da barragem ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) poderá não ter um valor correspondente ao de uma compressão unidimensional e o valor da razão poderá mudar conforme o processo construtivo.

Testes de laboratório que simulem o comportamento real são difíceis de serem executados devido ao tamanho do material. As rotações das direções principais também não são facilmente

simuladas em laboratório. Nesta situação, onde a verdadeira trajetória de tensões não é claramente definida, fica interessante considerar os testes de compressão unidimensional (os quais correspondem a uma condição básica de um local no aterro com camadas de grandes extensões, em comparação com a profundidade do aterro). Muitas barragens estão próximas à condição de deformação plana. Os testes de compressão unidimensional, utilizando equipamentos de grandes dimensões, como requerido pelo enrocamento, simulam esta condição de  $\varepsilon_2 = 0$ .

Testes triaxiais em laboratório com amostras de enrocamentos mostraram que os testes de compressão unidimensional, interpretados pela teoria da elasticidade, dão razoáveis previsões do comportamento de deformação *versus* peso do aterro e  $\varepsilon_3/\varepsilon_1$  *versus*  $\sigma_1/\sigma_3$ . No teste de compressão unidimensional, a exigência de  $\varepsilon_2 = 0$  é tão apropriada quanto na condição do triaxial ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) e isto, conseqüentemente, pode ser adequado aos parâmetros elásticos derivados deste teste, o qual tem mostrado razoáveis previsões do comportamento de deformação para certas trajetórias de tensões triaxiais. Deste modo, pode-se prever um comportamento semelhante para as correspondentes trajetórias de tensões sob condições de deformação plana. O teste edométrico tem, desta maneira, uma considerável utilidade em prever deformações de barragens constituídas por materiais não coesivos.

Embora as análises das deformações da estrutura da barragem de enrocamento baseadas nos ensaios de compressão unidimensional representem uma simplificação para o problema, o aperfeiçoamento dos métodos de ensaios laboratoriais do enrocamento, que compõem o aterro, estabelecerá uma melhor estimativa das trajetórias de tensões do campo.

Apesar deste trabalho estar direcionado ao comportamento mecânico do enrocamento, o equipamento de compressão unidimensional montado para esta pesquisa permite (com algumas adaptações na aplicação da carga e no desenvolvimento dos ensaios) ensaiar outros materiais granulares de dimensões apreciáveis, bem como, calibrar instrumentos como as células de pressão total, por exemplo.

## **CAPÍTULO 5. MATERIAL DE ESTUDO**

O objetivo deste capítulo é caracterizar o material utilizado neste trabalho utilizando os resultados de ensaios de campo, além de classificá-lo e de situar o local em que se procedeu a amostragem.

### **5.1 LOCAL DE EXTRAÇÃO DA AMOSTRA**

A Usina Hidrelétrica Machadinho foi implantada no Rio Pelotas, a aproximadamente 1.200 m a jusante da foz do Rio Inhandava, na divisa entre os Municípios de Piratuba no Estado de Santa Catarina e Maximiliano de Almeida no Estado do Rio Grande do Sul (Figura 5-1).

O eixo da barragem pode ser identificado pelas coordenadas geográficas 27°31'25" de latitude sul e 51°47'05" de longitude oeste.

A usina, concebida com 1.140 MW de potência instalada, aproveita o desnível entre o remanso da UHE Itá no Rio Uruguai, já construída, a jusante, e os aproveitamentos projetados a montante, Campos Novos no Rio Canoas e Barra Grande no Rio Pelotas.

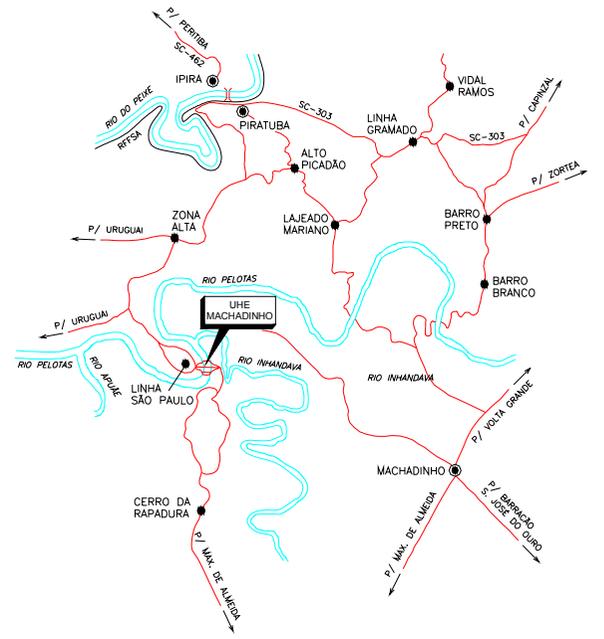
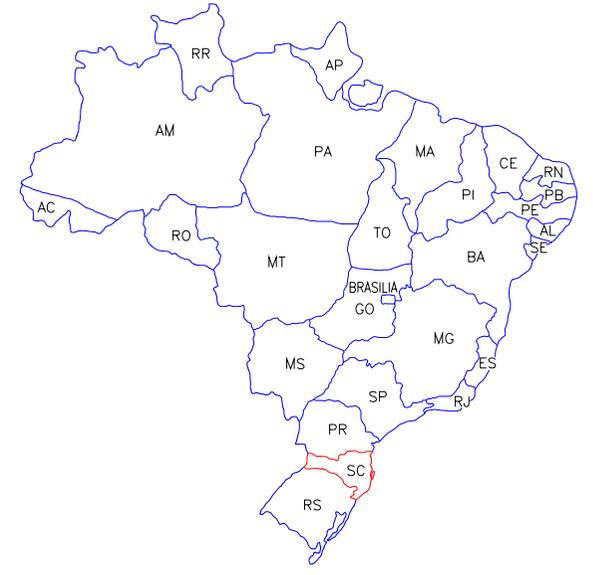
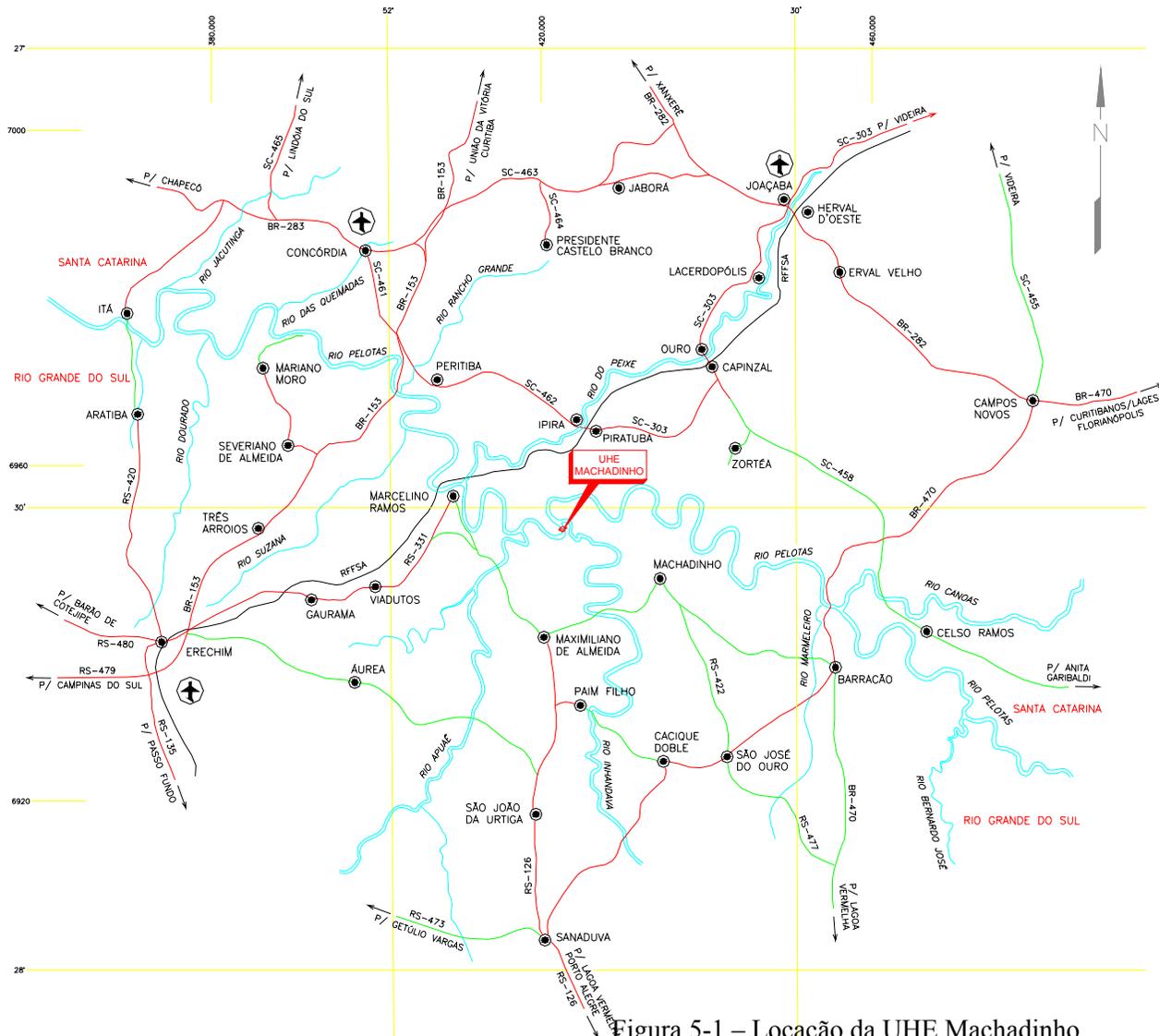


Figura 5-1 – Localização da UHE Machadinho.

A construção da UHE Machadinho teve início em março de 1998 e sua conclusão ocorreu em julho de 2002, quando todas as unidades geradoras entraram em operação comercial. O enchimento do reservatório de Machadinho teve início no dia 28 de agosto de 2001, quando foram fechados todos os túneis de desvio, liberando-se apenas uma vazão sanitária de 43 m<sup>3</sup>/s, para manter o fluxo à jusante e não interferir nas condições de sobrevivência da ictiofauna do Rio Pelotas a jusante.

O arranjo da Usina é composto, basicamente, pelas seguintes estruturas (Figura 5-2):

- barragem de enrocamento com face de concreto, com altura máxima de 126 m e crista na elevação 485,50 m;
- dois diques em solo, com coroamento na elevação 486,00 m, para fechar depressões topográficas, sendo um a montante na margem direita do reservatório e o outro na margem esquerda entre os Rios Inhandava e Pelotas;
- vertedouro de superfície na ombreira direita, constituído por uma soleira vertente controlada através de oito comportas tipo segmento, seguida por um curto rápido revestido em concreto com posterior trecho escavado em rocha, até a descarga direta no Rio Pelotas;
- circuito de geração, localizado na ombreira direita, entre a barragem e o vertedouro, constituído por uma tomada d'água apoiada na rocha, com adução individual, através de três túneis forçados, até as unidades hidro-geradoras instaladas na casa de força à jusante; e
- casa de força tipo abrigada, contendo três unidades hidro-geradoras de potência nominal de 380 MW, totalizando 1140 MW instalados.



Figura 5-2 – Vista geral da UHE Machadinho no período construtivo.

#### Volumes principais de construção civil

▪ escavação comum	2178900 m <sup>3</sup>
▪ escavação em rocha a céu aberto (nas estruturas)	4806700 m <sup>3</sup>
▪ escavação subaquática em rocha	7600 m <sup>3</sup>
▪ escavação subterrânea em rocha	444890 m <sup>3</sup>
▪ aterro (argila, transição e filtro)	1085800 m <sup>3</sup>
▪ enrocamento	6942400 m <sup>3</sup>
▪ concreto	371450 m <sup>3</sup>
▪ escavação em pedreira	800000 m <sup>3</sup>

A barragem de enrocamento com face de concreto com 126 m de altura máxima tem taludes de 1,0 (vertical): 1,3 (horizontal) a montante e 1,0 (vertical): 1,2 (horizontal) a jusante com uma berma em altura variável.

A barragem foi construída em duas etapas, sendo a primeira à jusante para permitir a execução concomitante do plinto e dos tratamentos de fundação localizados à montante. Para proteção da face de montante da 1ª fase foram executadas duas camadas com 3,0 m de largura, sendo a externa de solo saprolítico e a interna de transição. No alteamento da barragem a camada externa foi parcialmente removida.

A laje de montante foi construída em etapa única. As duas camadas de transição de montante foram executadas em pedrisco e enrocamento fino confinado à montante por concreto extrudado (que serviu de apoio à laje) e pelo enrocamento E-1 compactado em camadas de 0,80 m.

Abaixo está a Figura 5-3 da barragem da UHE Machadinho construída, podendo ser visto também o reservatório e o talude de jusante da barragem, bem como a casa de força.



Figura 5-3 – Vista de jusante da barragem já construída.

### 5.1.1 Geologia

A geologia regional no entorno da UHE Machadinho está inserida na zona de derrames basálticos da Formação Serra Geral. A espessura desses derrames é da ordem de 400 a 500 m, cobrindo os arenitos eólicos da Formação Botucatu. Já, no sítio de implantação da usina, esses derrames possuem espessuras de até 90 m, apresentando tipos petrográficos e texturais característicos, tais como zonas de brecha basáltica, basaltos amigdaloidais, vesiculares e basalto denso. O sítio da obra é compreendido pelos derrames basálticos denominados de “J” até “P”, em grandes profundidades.

No local das obras, aflora um extenso derrame de riodacito (de composição ácida), com aproximadamente 90 m de espessura, designado por derrame J sobreposto a dois derrames, de natureza básica, denominados de “K” e “L”, com espessuras de 20/25 m e 35/40 m, respectivamente (Mauro, 1999).

O derrame “I”, também de natureza básica, ocupa as porções topograficamente mais elevadas da área, porém não interfere diretamente com o aproveitamento. Abaixo do contato do derrame L há uma seqüência contínua de derrames até uma profundidade de aproximadamente 250 m, onde começam a aparecer os arenitos da Formação Botucatu-Piramboia. Os derrames básicos “K” e “L” apresentam boas características geomecânicas, com propriedades semelhantes às encontradas em diversas obras na Bacia do Paraná. O contato entre estes derrames é fechado, com baixa condutividade hidráulica, devendo ser destacada a espessura expressiva da brecha basáltica no topo do derrame “L”, que atinge cerca de 15 m e está presente na escavação dos túneis de desvio.

Por sua vez o derrame “J” apresenta características peculiares em comparação com às obras já executadas nesta região, que devem estar relacionadas ao tipo de extravasamento do material, à sua elevada espessura e, subseqüentemente, aos processos de resfriamento e alívio de tensões associado à morfologia local.

Neste derrame predomina a formação de sistemas de fraturas subverticais e inclinadas, com mergulho da ordem de 45°, com preenchimento de solo e/ou blocos envoltos por solo, que superficialmente podem apresentar espessuras métricas, com tendência à redução com a profundidade. Na base do derrame, ocorre a formação de "línguas" de solo também com

espessuras métricas, e igualmente com tendência de redução à medida que se caminha para o interior do maciço.

Como resultado da evolução destas feições nas ombreiras da barragem ocorre um capeamento de solo com espessura de até 20 m, com grande ocorrência de matacões imersos na matriz terrosa, ou até mesmo de "trechos preservados" do maciço rochoso, situação esta que se mostrou predominante, também no manto de "solo" da região da Casa de Força. Este processo, ao que parece, está relacionado à existência de bandeamento magmático, evidenciado por uma alternância de porções mais escuras com porções centimétricas mais claras e mais fracas, (onde pode ocorrer desenvolvimento de microfissuras) resultantes de resfriamentos diferenciais e alívio de tensões nas regiões mais próximas às superfícies dos vales com papel importante no desenvolvimento das fraturas intrínsecas ao derrame.

Na região junto à base do derrame, ocorre predominância de fraturas sub-horizontais acima da qual (até a porção inferior do trecho central, em uma extensão de 5 a 10 m) pode ocorrer uma zona de fraturamento subvertical mais intenso. Neste tipo de descontinuidades é comum o desenvolvimento de "brecha tipo tectônica" com o preenchimento das fraturas por material silicoso ou carbonático com fragmentos de rocha distribuídos caoticamente. Este preenchimento se dá em forma de cunhas com o fechamento voltado para cima, sugerindo que na fase de resfriamento houve injeção de material da base para o topo.

As características do derrame "J", inerentes ao seu processo de formação e intemperização, constituíram condicionantes essenciais para o projeto da barragem, dentre elas destaca-se a obtenção de granulometria do enrocamento mais fina que a encontrada em obras similares, apresentando com frequência grande quantidade de finos.

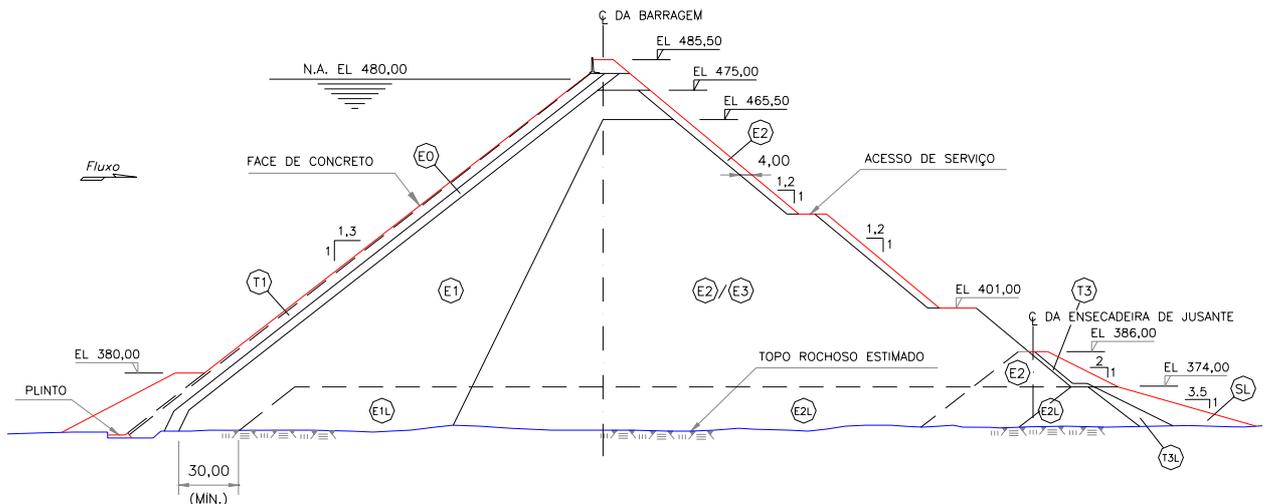
## **5.2 ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DA BARRAGEM DE MACHADINHO**

Segundo Cruz (2002), um dos principais interesses no zoneamento de barragens é a diferente compressibilidade de materiais adjacentes, que podem resultar em uma redistribuição das tensões principais. Por este motivo nas barragens zoneadas, é interessante que os materiais tenham propriedades mecânicas aproximadas para que os efeitos de interação sejam tão suaves quanto possível.

Em função do zoneamento indicado na seção transversal apresentada na Figura 5-4, os enrocamentos utilizados na barragem de Machadinho são classificados da seguinte forma:

- E0 - enrocamento compactado em camadas de 0,50 m;
- E1 - enrocamento compactado em camadas de 1,00 m;
- E2 - enrocamento compactado em camadas de 2,00 m;
- E2' - enrocamento compactado em camadas de 1,20 m;
- E3 - enrocamento composto por blocos de basalto são (riodacito), denso, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 1,60 m;
- E3' - enrocamento composto por blocos de basalto são (riodacito), denso, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 1,20 m;
- E4 - enrocamento não selecionado, constituído de rocha alterada, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 0,80 m (pode substituir o terço de jusante do material E3).
- T1 - transição processada com faixa granulométrica de brita graduada, com diâmetro máximo igual a 0,10 m (4"), compactada em camadas de 0,40 m. A obtenção desse tipo de material exige a composição de materiais processados em britadores primários, secundários e terciários, inclusive areia artificial;
- T2, T2B - transição processada de brita e areia natural ou artificial, com diâmetro máximo de 25 mm. O material T2 possui uma percentagem de finos não plásticos passando na peneira # 200 de 2% a 12%, enquanto que, para o material T2B, essa percentagem varia de 0 a 5%, passando na peneira # 100. Para a compactação utiliza-se o processo manual ou mecânico, respectivamente, em camadas de 0,20 m e 0,40 m;
- T3 - transição processada de brita, com diâmetro máximo de 50 mm, compactada em camadas de até 0,40 m de espessura;

A seguir, apresenta-se a Figura 5-4 da seção típica da barragem de Machadinho com o zoneamento de materiais.



Obs: A letra L indica que o enrocamento foi lançado.

Figura 5-4 – Seção típica da barragem principal da UHE Machadinho.

Os enrocamentos E0, E1 e E2 foram especificados para conter uma proporção de, no mínimo, 70%, em volume, de basalto denso são (riodacito) e o restante de brecha basáltica e/ou basalto vesículo-amigdaloidal. Para o basalto denso (riodacito) as características especificadas estão citadas na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Descrição das principais características do basalto denso.

Ensaio	Normas e valores especificados
Peso específico dos grãos (ASTM C-127)	$\geq$ O peso específico da rocha é de 27,6 kN/m <sup>3</sup> .
Absorção (ASTM C-127)	$\leq$ 3%
Abrasão Los Angeles, Granulometria tipo E (ASTM C-131 e C-535)	$n \leq$ 25%, após 1000 revoluções
Resistência à Compressão Simples	$\geq$ 50 MPa

Para os enrocamentos E3 e E4 foram especificadas as características apresentadas na Tabela 5-2.

Tabela 5-2 - Descrição das principais características dos materiais E3 e E4.

Ensaio	Normas e valores especificados
Peso específico dos grãos (ASTM C-127)	$\geq 24,0 \text{ kN/m}^3$
Absorção (ASTM C-127)	$\leq 3\%$
Abrasão Los Angeles, Granulometria tipo E (ASTM C-131 e C-535)	$n \leq 30\%$ , após 1000 revoluções
Resistência à Compressão Simples	$\geq 25 \text{ MPa}$

Para a compactação dos enrocamentos da barragem principal, as seguintes especificações foram apresentadas:

- peso mínimo estático total de 90 kN
- peso mínimo estático por metro de rolo de 30 kN
- peso mínimo de impacto dinâmico de 370 kN

Para o enrocamento e as transições da barragem principal, especificou-se, no mínimo, uma compactação por quatro passadas horizontais do rolo compactador liso vibratório de 90 kN, com exceção do enrocamento E1, no qual a compactação foi realizada com seis passadas do mesmo rolo e utilização simultânea de jato d'água, através de um canhão capaz de garantir um volume igual a 10% do volume de rochas a serem compactadas. As transições também foram compactadas com molhagem através de um caminhão pipa.

### 5.2.1 Controle de qualidade da obra

O controle tecnológico da construção da obra foi realizado com base em controle de equipamento de compactação, número de passadas, umedecimento do material, espessura da camada e ensaios de materiais. Os ensaios realizados foram de granulometria e peso específico.

Em função do tipo de material envolvido, estes ensaios apresentam um grau de dificuldade relativamente alto, apesar do conceito simples de execução.

Amostras representativas dos diversos tipos de rocha também foram submetidas a ensaios especiais. Os poços para a retirada de amostras tinham diâmetro de 1,0 m, para as transições, e de 2,0 m, para os enrocamentos. A profundidade dos poços equivale ao da camada do respectivo material.

Tentou-se obter uma correlação entre os resultados dos ensaios de compressão puntiforme com os de compressão uniaxial para amostras do mesmo tipo de rocha. Entretanto esta correlação não foi considerada satisfatória e foram apenas estabelecidos valores mínimos de resistência puntiforme para cada litologia (Mauro *et al.*, 1999).

### **5.2.2 Caracterização do material de campo**

Os ensaios realizados em campo também possuem dificuldades referentes ao tamanho do material utilizado. As partículas pontiagudas furam a lona utilizada no procedimento de cálculo do volume da cava, por exemplo.

#### **a) Granulometria**

O ensaio de granulometria foi realizado por peneiramento. Inicialmente selecionou-se um determinado local, procedeu-se à identificação do tipo de material (E0...E4) e a locação (estaca e afastamento). Com os equipamentos constituídos de pás, picaretas, lona plástica, balança, gabaritos, peneira e mesmo com retroescavadeira, promovia-se a remoção de uma quantidade de material a qual era medida, peneirada, pesada e separada.

As fotos mostradas na Figura 5-5 ilustram as seguintes etapas: a) remoção do material com retroescavadeira; b) demarcação do local onde será extraído o material; c) e d) peneiramento do material; e) remoção manual de material.



Figura 5-5 – Execução do ensaio de granulometria em campo.

b) Peso Específico *in situ*

Na seqüência do ensaio de granulometria, procedeu-se à determinação do peso específico. O ensaio se baseia na determinação do peso obtido no ensaio de granulometria e do volume ocupado pelo material removido.



Figura 5-6 – Execução do ensaio de peso específico em campo.

A seqüência da Figura 5-6 mostra as etapas deste ensaio: a) com auxílio de um gabarito metálico ou de madeira o local era demarcado. b) Após a remoção do material a cava era revestida com

lona plástica. c) a cava era preenchida com água, cujo volume era devidamente medido com auxílio de um hidrômetro. Os itens d) e e) mostram a cava repleta de água. Os equipamentos complementares para o ensaio eram compostos por carro pipa e hidrômetro.

c) Resultados

A Tabela 5-3 apresenta um resumo com os resultados dos ensaios de peso específico *in situ* realizados nos diferentes materiais da barragem da UHE Machadinho.

Tabela 5-3 – Resumo dos resultados de ensaios de campo – UHE Machadinho.

Barragem	Altura	Material				
		Rocha Predominante	Zonas	Peso específico <i>in situ</i> $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Índice de vazios ( <i>e</i> )	Nº. Ensaios
Machadinho	126 m	Basalto – Ácido Riodacito	E0	20,27	0,325	55
			E0'	20,08	0,381	5
			E1	20,30	0,270	71
			E2	20,17	0,342	4
			E2'	19,79	0,367	8
			E3	19,67	0,377	19
			E3'	20,19	0,339	4
			E4	20,34	0,314	10

A seguir (Figura 5-7 a Figura 5-10) estão as faixas de variação granulométricas especificadas para os diferentes enrocamentos e as curvas granulométricas médias encontradas nos ensaios de granulometria na fase de construção.

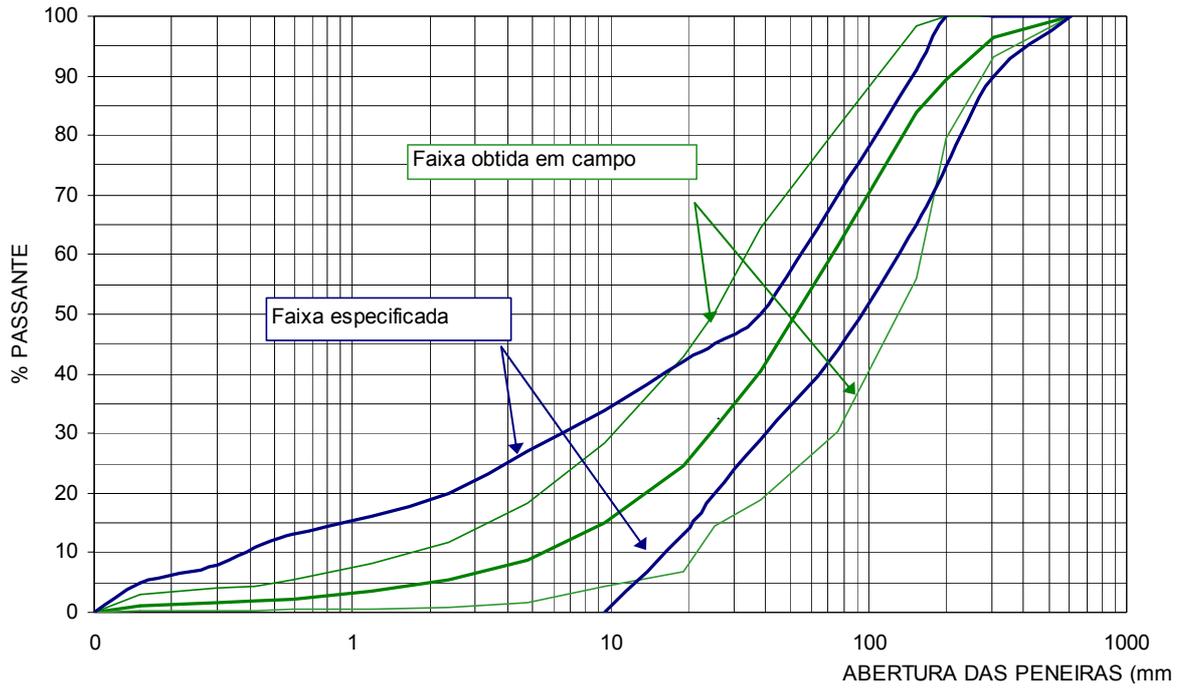


Figura 5-7 – UHE Machadinho – material E0.

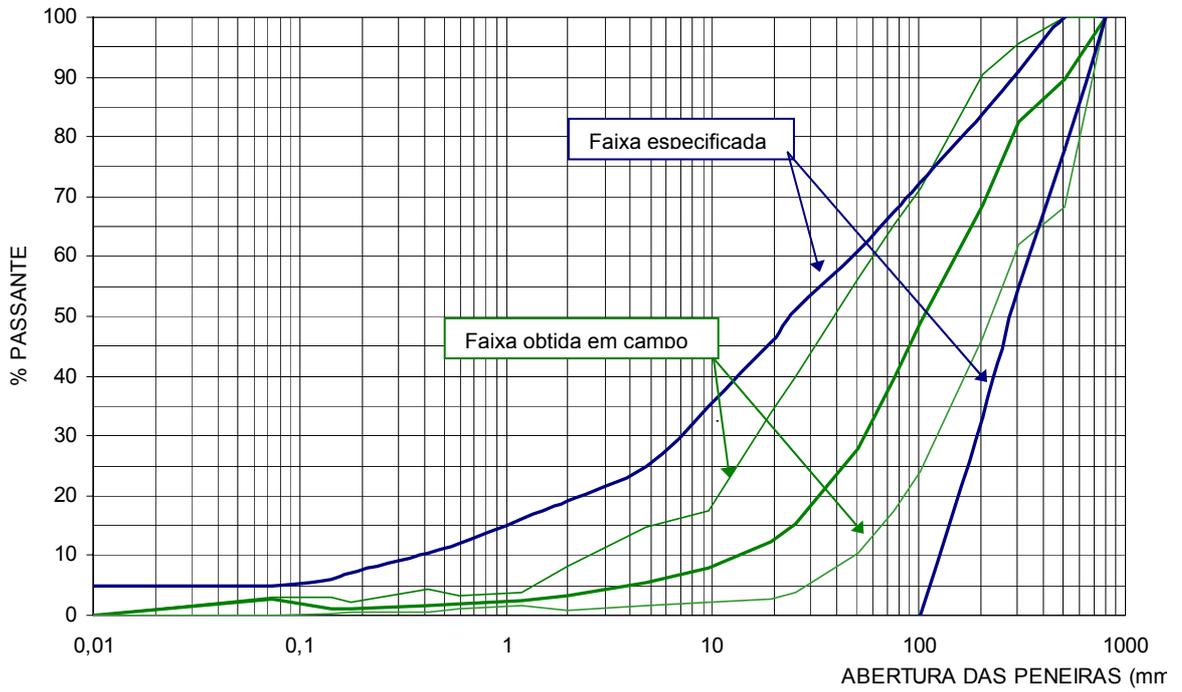


Figura 5-8 – UHE Machadinho – material E1.

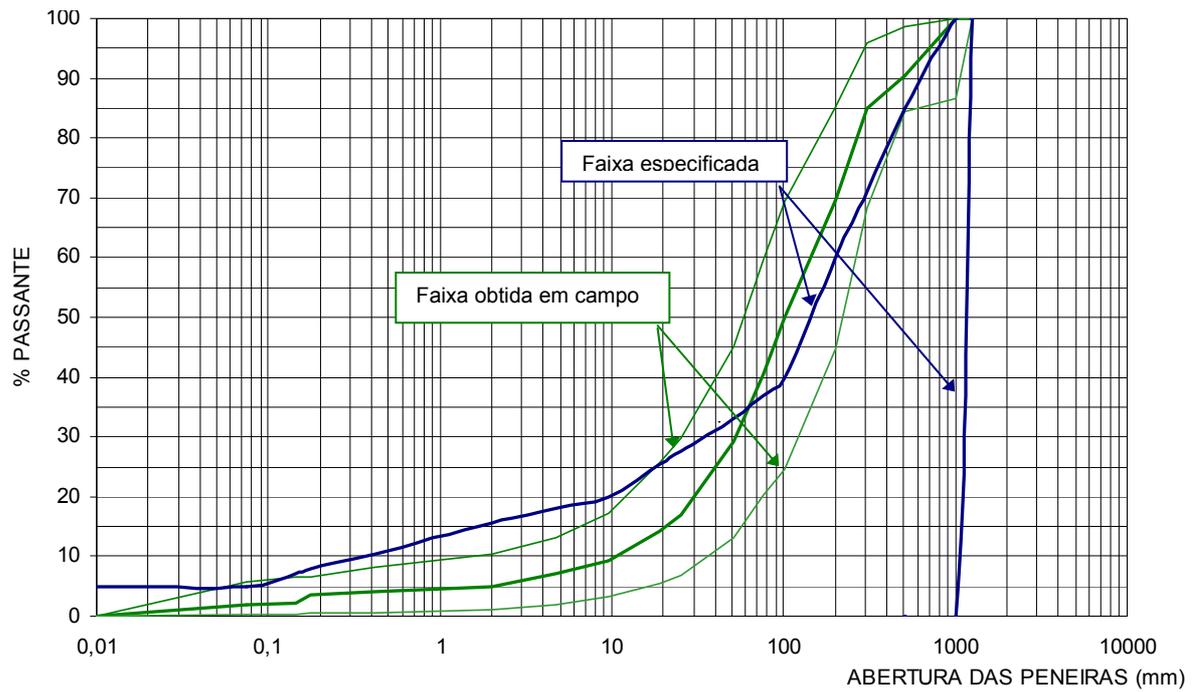


Figura 5-9 – UHE Machadinho – material E2.

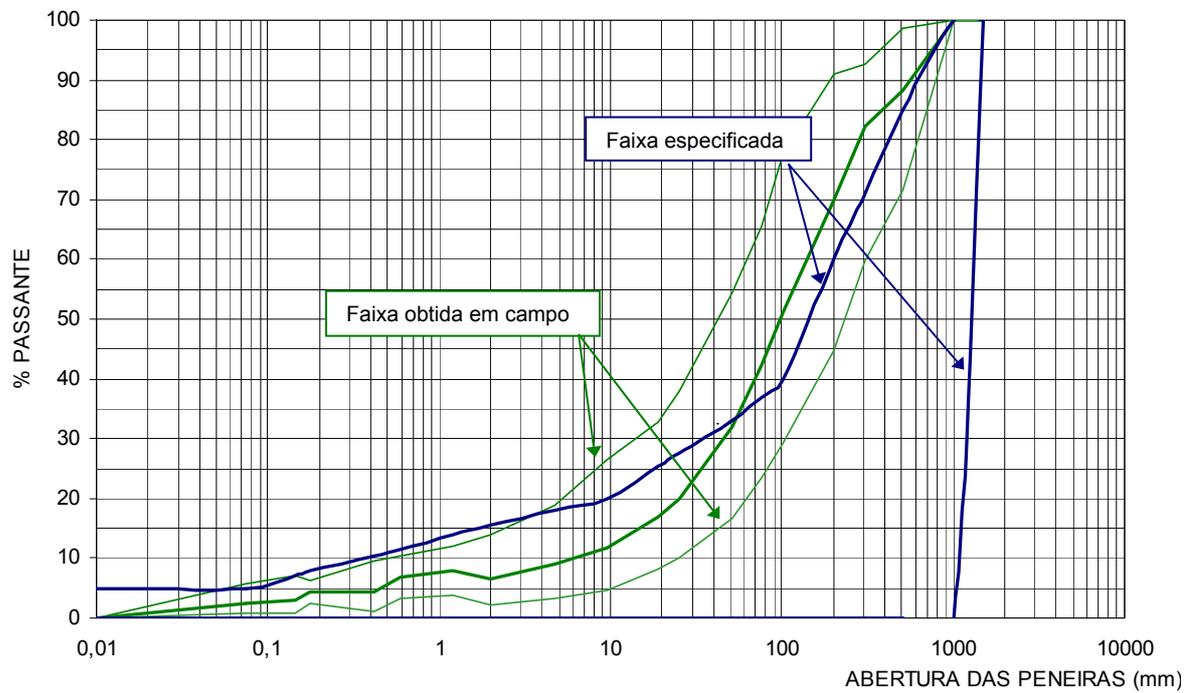


Figura 5-10 – UHE Machadinho – material E3.

## **CAPÍTULO 6. PROGRAMA DOS ENSAIOS**

Primeiramente, foi realizada uma análise das características de barragens de enrocamento, tais como: seções transversais, geometria global, características dos materiais utilizados etc., como também, das informações disponíveis sobre o comportamento destas. A análise permitiu definir algumas variáveis envolvidas em problemas de tensão-deformação e subsidiar o detalhamento do projeto do equipamento para o estudo do comportamento mecânico dos enrocamento (edômetro de grandes dimensões).

Este capítulo possui informações sobre a construção do edômetro de grandes dimensões e a metodologia utilizada para a realização de testes de enrocamento com material de basalto.

### **6.1 DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO (EDÔMETRO DE GRANDES DIMENSÕES)**

Com o objetivo de desenvolver e construir um equipamento de laboratório para possibilitar o estudo sistemático dos materiais que compõem os enrocamentos das barragens, foi estabelecido um programa experimental de ensaios de laboratório dividido em quatro etapas:

Primeira etapa: Efetuar as calibrações e verificações nos diversos sistemas de medição de deformações e aplicação de carga.

Segunda etapa: Realizar os ensaios exploratórios utilizando brita granítica.

Terceira etapa: Obter a caracterização física dos enrocamentos de Machadinho a serem utilizados nos ensaios.

Quarta etapa: Executar os ensaios edométricos definitivos propriamente ditos.

Nesta pesquisa foi dada ênfase também à análise do atrito entre a superfície lateral da amostra e a parede lateral do cilindro de aço. Os ensaios foram realizados com tensão controlada e com anel fixo.

### 6.1.1 Apresentação do equipamento

O equipamento utilizado foi montado e adaptado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina) para a realização de ensaios de compressão unidimensional em amostras de enrocamento. A Figura 6-1 mostra uma visão da célula de compressão unidimensional, vazia, acima, observa-se o cilindro hidráulico (de cor azul).



Figura 6-1 – Detalhe do anel de compressão unidimensional.

Tendo em vista que uma parte deste equipamento foi doada ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC pela Tractebel, um estudo determinou os componentes a serem adquiridos e/ou desenvolvidos nas instalações da UFSC. Definiu-se o sistema de aplicação de cargas, sensores de medição de força e deslocamento, entre outros.

Este equipamento consta basicamente de uma célula de compressão, em aço, que restringe a deformação radial das amostras. A célula possui altura de 0,56 m, diâmetro interno de 1 m e parede com 9,52 mm de espessura. Para as medidas das deformações laterais foram instalados 8 extensômetros elétricos (*strain gages*), dispostos circunferencialmente na metade da altura do tubo e igualmente espaçados entre si. Para a medição da deformação vertical foram utilizados 3 LVDTs. A aplicação da carga é feita por meio de um atuador hidráulico com capacidade de 2200

kN. A distribuição uniforme da carga vertical na amostra é garantida por uma placa de carga escalonada, em aço, rígida, com espessura total de 0,125 m.

Para a medição da força de atrito foram construídos e soldados verticalmente na superfície externa do anel 3 suportes de aço, a  $120^\circ$  entre si. Estes suportes estão assentados em células de carga, sendo duas com capacidade de 500 kN e uma com capacidade de medição de 200 kN (Figura 6-2). Estas células medem, durante o carregamento vertical na amostra, a força de atrito transmitida pelas partículas de enrocamento em contato com a célula de compressão.

A Figura 6-3 indica a locação das células de carga e dos extensômetros (*strain gages*).



Figura 6-2 – Célula de carga.

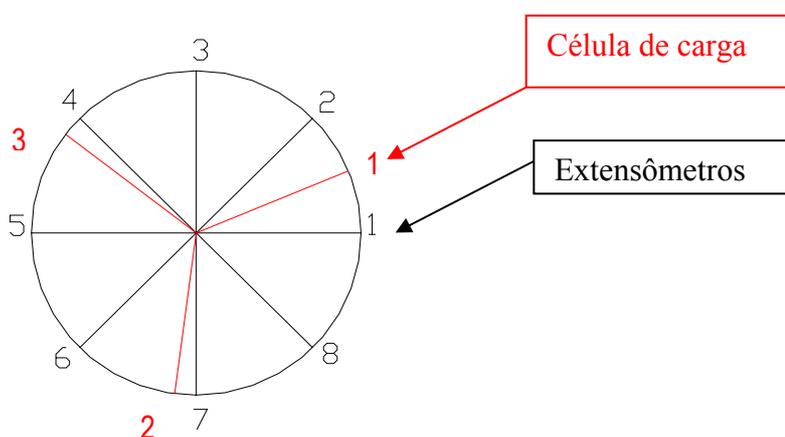


Figura 6-3 – Locação dos extensômetros (*strain gages*) e das células de carga.

### 6.1.2 Prensa de testes

A prensa de testes existente no laboratório de Mecânica dos Solos é uma adaptação da mesma prensa utilizada pela Eletrosul, em 1986 (Figura 4-4 e Figura 4-5), para a condução de ensaios de compressão unidimensional em amostras de enrocamento. A adaptação mencionada refere-se à estrutura metálica em forma de “u” invertido situada acima da plataforma da prensa (ver Figura 6-4 e Figura 6-5). Esta estrutura foi “separada” da plataforma para permitir uma distância vertical maior entre esta e o “u” invertido (o que segura o atuador hidráulico de 2200 kN). A estrutura, juntamente com o atuador hidráulico, é sustentada por quatro barras cilíndricas verticais dimensionadas para suportar com segurança a carga de 2200 kN. As barras dispõem de roscas nas extremidades inferior e superior. As roscas na parte superior permitem que a estrutura em forma de “u” invertido seja deslocada para cima ou para baixo (através de uma talha com capacidade para 20 kN) e segurada numa determinada posição de forma que a distância vertical entre o atuador hidráulico e a plataforma da prensa seja adequada para a altura da amostra a ser ensaiada. A talha de 20 kN encontra-se suspensa em um perfil horizontal do tipo “I” de 152,4 mm (6”) apoiado em dois perfis verticais (pórtico), do mesmo tipo, com cerca de 5,30 m de altura, entre os quais encontra-se a prensa propriamente dita.

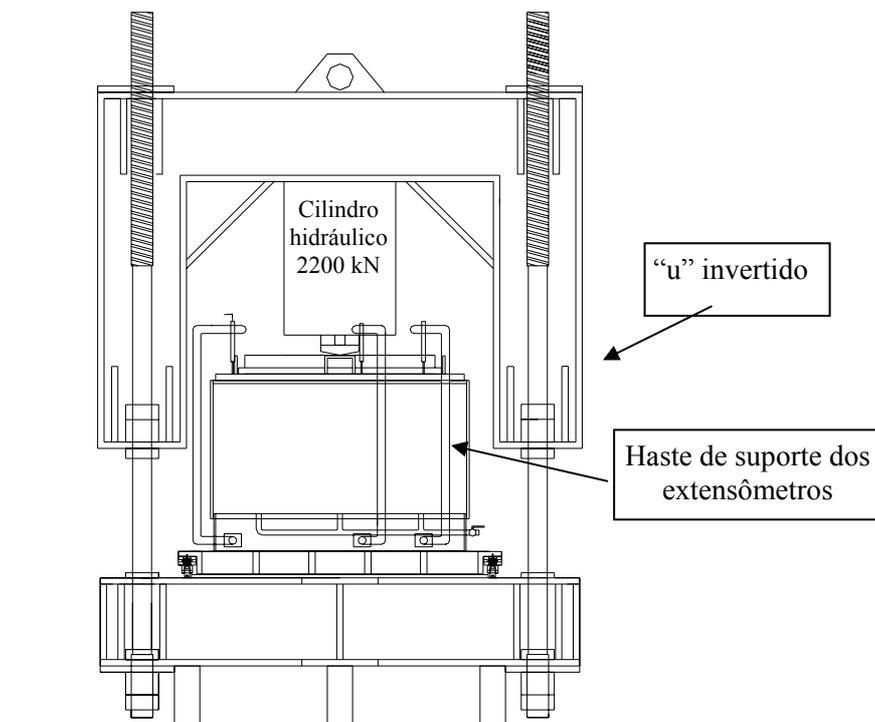


Figura 6-4 – Vista frontal da prensa, com a amostra para testes de compressão unidimensional na posição de testes.

A solicitação da amostra de enrocamento pode ser feita tanto com controle de deformação como de tensão, sendo que o atuador hidráulico é controlado por computador, permitindo, assim, um curso vertical total de 0,21 m. As diferentes velocidades de deformação ou trajetórias de tensões podem ser previamente estabelecidas e aplicadas durante os testes.

### **6.1.3 Carrinho de deslocamento das amostras**

Um “carrinho” (Figura 6-5) tem a função de transportar a amostra já compactada dentro da célula de aço (posição de preparação da amostra) para a posição de teste e vice-versa.

O carrinho é formado de uma estrutura de aço, em forma de grelha e tem capacidade de transportar até 2500 kg, aproximadamente, sendo a massa da amostra para o teste de compressão unidimensional significativamente menor a este valor. O carrinho tem seu peso próprio, juntamente com o da amostra unidimensional, transferido sobre quatro rodas as quais rolam sobre trilhos horizontais.

A utilização deste carrinho se faz necessária pois as amostras não podem ser preparadas, ou seja, compactadas, já na posição em que serão ensaiadas, por falta de espaço físico (distância vertical). Estas amostras deverão ser compactadas fora da estrutura (“u” invertido) de aplicação do carregamento (posição de preparação) e transportadas para baixo dele, para posterior condução do teste (posição de teste).

Durante a condução dos testes o carrinho fica apoiado diretamente sobre a plataforma, a qual faz parte integrante da prensa, e não sobre as rodas. Estas são solicitadas apenas no deslocamento das amostras da posição de preparação para a posição de teste e vice versa. Durante a aplicação dos esforços dinâmicos de compactação para a preparação das amostras o carrinho, da mesma forma, está apoiado sobre a plataforma. Um dispositivo mecânico simples (rosca vertical), acoplado à estrutura que contém os eixos das rodas, permite levantar ou baixar o carrinho (cerca de 3 a 5 mm) para que o mesmo seja deslocado sem que seja necessário arrastá-lo sobre a plataforma. Este mesmo dispositivo é utilizado para apoiar (baixar) o carrinho sobre a plataforma quando da preparação das amostras, a condução dos testes ou na desmontagem das amostras (após o teste). O carrinho, juntamente com a amostra, são deslocados da posição de preparação para a de teste ou vice-versa através de duas talhas manuais de “manivela”, reagindo diretamente uma em cada perfil vertical que compõem o pórtico.

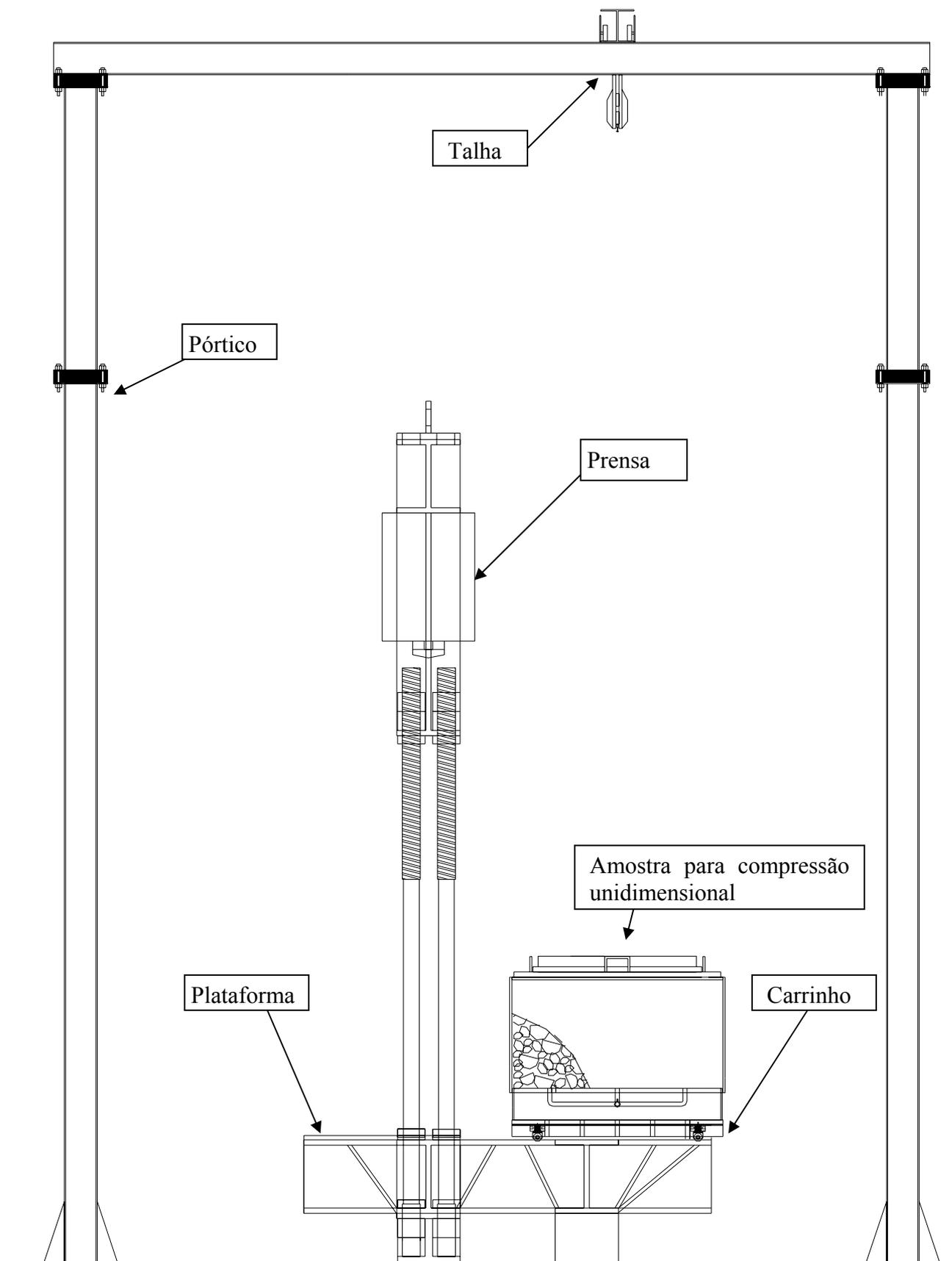


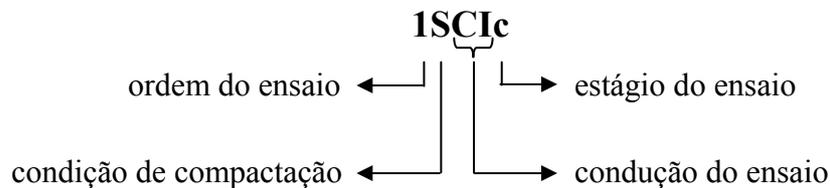
Figura 6-5 – Vista lateral da prensa de testes sob o pórtico, assim como a célula para o teste de compressão unidimensional, na posição de preparação da amostra.

### 6.1.4 Pedestal de concreto armado de alta resistência

Este componente serve de apoio para a amostra de enrocamento nos ensaios de compressão unidimensional. O pedestal, por sua vez, está apoiado sobre o carrinho durante os testes e durante as fases de preparação e desmontagem. Qualquer irregularidade existente entre a base do pedestal de concreto e a parte superior do carrinho é corrigida com a utilização de neoprene entre ambos. Tendo em vista que a base de referência para as medidas de deformação vertical está fixa no pedestal (três hastes de suporte dos extensômetros são fixadas com parafusos, no mesmo – ver Figura 6-4), então, a deformação do neoprene, durante o carregamento, não interferirá nas medidas de deformação vertical das amostras de enrocamento. O pedestal dispõe de um sistema de drenagem, que permite a circulação de água durante os testes. Este aspecto é importante para a verificação do comportamento do enrocamento com relação ao colapso mecânico.

## 6.2 AMOSTRAS DE ENROCAMENTO

Foi utilizada a seguinte convenção de nomenclatura das amostras a serem ensaiadas para melhor apresentação e organização do experimento.



O primeiro item é um número referente à ordem do ensaio realizado (varia de 1 a 4).

O segundo item refere-se à condição de compactação da amostra. Para amostra compactada com molhagem utilizava-se a letra *M* e, para a amostra compactada sem molhagem, a letra *S*.

O terceiro item mostra a condução do ensaio no que se refere à inundação da amostra. Para ensaios com inundação da amostra serão utilizadas as letras *CI*, nos ensaios sem inundação, *SI*.

E o último, refere-se ao estágio do ensaio: *c* para o estágio de carregamento, *r* para o recarregamento, *d* para o descarregamento e *m* para molhagem da amostra durante o ensaio.

A curva granulométrica e a litologia escolhida para os ensaios edométricos de grandes dimensões foram do tipo “E2” e o “E3” por serem utilizados na parte central da barragem e possuírem,

nesta região, um comportamento (trajetória de tensões) tipo  $K_0$ , ou seja, com confinamento lateral. Para melhor reproduzir as características de campo, a amostra foi compactada em camadas com uma energia suficiente até se obter as mesmas densidades e os mesmos índices de vazios dos de campo.

Os materiais “E2” e “E3” possuem as seguintes características no campo:

- E2-enrocamento compactado em camadas de 2,00 m;
- E3-enrocamento composto por blocos de riodacito, basalto denso, brecha basáltica e basalto vesicular, em qualquer proporção, compactado em camadas de 1,6 m;

Com estas especificações escolheu-se trabalhar com o material de tipo “E2”, pois o mesmo possui uma especificação menos abrangente que do “E3”, diminuindo assim o espectro de resultados possíveis.

A Figura 6-6 apresenta a curva granulométrica média do material E2 utilizado na barragem de Machadinho e a calculada para as amostras a serem ensaiadas.

A curva para os ensaios de compressão unidimensional foi obtida utilizando-se uma curva paralela a de campo, considerando uma relação de dimensão mínima da amostra (50 cm, relativo à altura) e de diâmetro máximo das partículas da amostra igual a 5. Esta relação foi escolhida por estar na média entre os valores estudados por Pinto (1979) e Fumagalli (1969). O diâmetro máximo calculado respeitando-se esta relação é igual a 100 mm.

O diâmetro máximo do material E2 encontrado nos ensaios realizados no campo foi de 1016 mm. Portanto, a relação utilizada no paralelismo entre a curva de campo e a de laboratório é de 10.

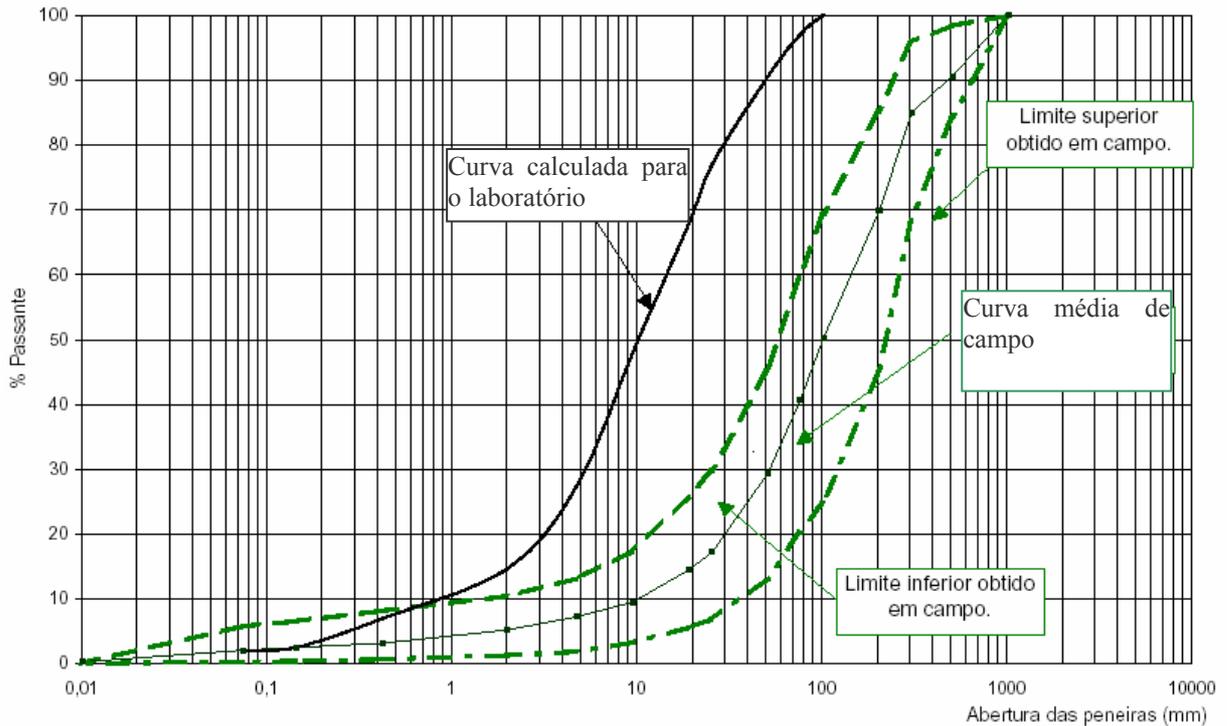


Figura 6-6 – Curva granulométrica de campo e curva granulométrica do laboratório para o material E2.

### 6.2.1 Preparação das amostras – britagem e peneiramento

O material para a execução destes ensaios foi doado pela Tractebel Energia e é procedente das pilhas de estoque de material que estavam sendo utilizadas para compor o aterro da barragem da UHE Machadinho. O material foi retirado e separado em função da porcentagem de material de basalto ácido são<sup>5</sup> (riodacito) e de brecha basáltica. Foi também doado basalto alterado, o qual não foi utilizado nesta pesquisa.

Pelo fato do material doado possuir textura grossa e uniforme, foi necessária a produção do material mais fino através da britagem de parte das partículas de maiores dimensões.

Optou-se pela reutilização do material passante na peneira # 25 mm, dos ensaios 1 e 2 para os ensaios 3 e 4 respectivamente, pois o volume de material utilizado para a execução dos 4 ensaios é grande, o que demandaria tempo para a produção deste material.

Adotou-se esta opção para tentar manter as amostras as mais uniformes possíveis, principalmente quando relacionado ao grau de fraturamento inicial das partículas de maiores dimensões. Caso

<sup>5</sup> A partir deste momento será somente utilizada a nomenclatura “riodacito” para o basalto ácido são.

fosse adotada a reutilização das partículas maiores, o provável micro fissuramento (ocasionado tanto pela compactação da amostra inicial quanto pelo carregamento vertical) poderia, no ensaio seguinte, influenciar no valor da deformabilidade medida.

Na seqüência apresenta-se a Figura 6-7 e a Figura 6-8, correspondentes aos materiais selecionados e a Figura 6-9 mostrando o britador utilizado na produção da amostra.



Figura 6-7 – Brecha basáltica.



Figura 6-8 – Riodacito.



Figura 6-9 – Britador.

As curvas granulométricas para as amostras de enrocamento de basalto foram preparadas atendendo o paralelismo especificado na

Figura 6-6. A relação dimensão mínima do corpo de prova/diâmetro máximo da partícula de laboratório utilizada foi de 5 (como mencionado no item anterior). Foram calculados os coeficientes de desuniformidade e o de curvatura para cada curva granulométrica, sendo:

$$\text{Coeficiente de desuniformidade } U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (6.1)$$

$$\text{Coeficiente de curvatura } C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (6.2)$$

Para obter estas curvas foi efetuado o peneiramento, utilizando as peneiras (dimensões da malha em mm): 101,6; 76,2; 50,8; 25,4; 19,1; 9,52; 4,75; 2; 0,42; 0,15; 0,074 e fundo, assim como a medida de massa das amostras, que compreendia o material, previamente peneirado, em cada fração granulométrica. Com a curva granulométrica especificada e a densidade desejada, obteve-se a massa de cada fração que seria utilizada, multiplicando-se a porcentagem encontrada em cada fração pela massa total da amostra a ser ensaiada. A massa total da amostra a ser ensaiada era obtida multiplicando a densidade desejada pelo volume da câmara unidimensional.

Na seqüência (Figura 6-10 a Figura 6-13) são apresentadas as curvas granulométricas das amostras preparadas para esta pesquisa.

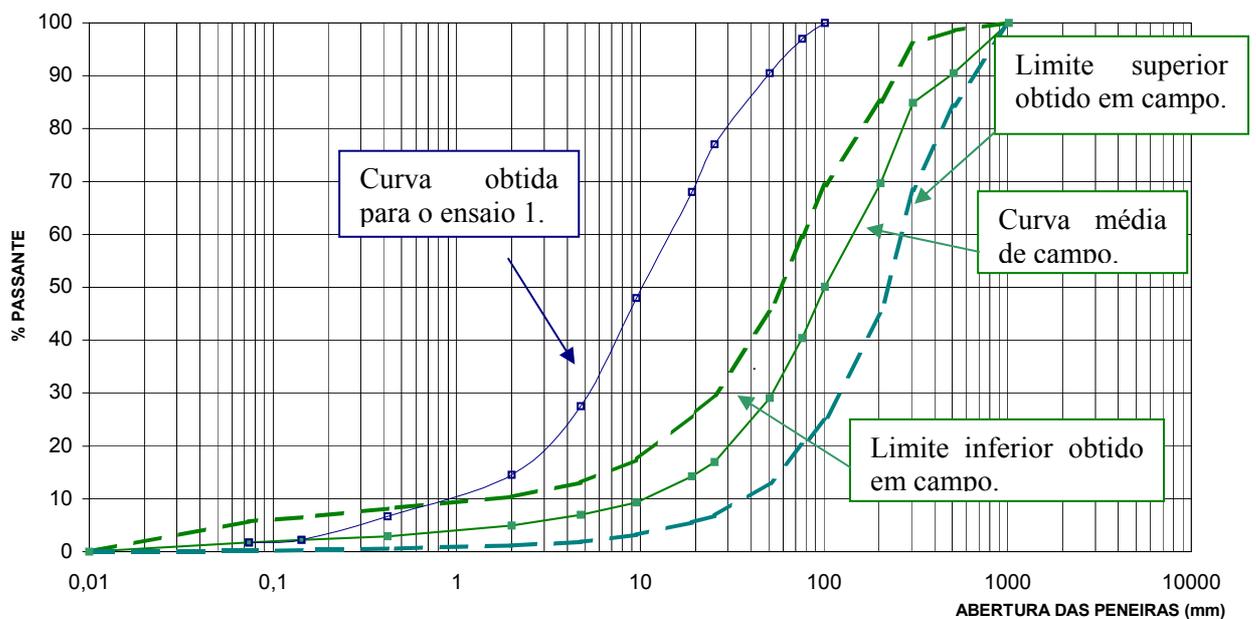


Figura 6-10 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 1.

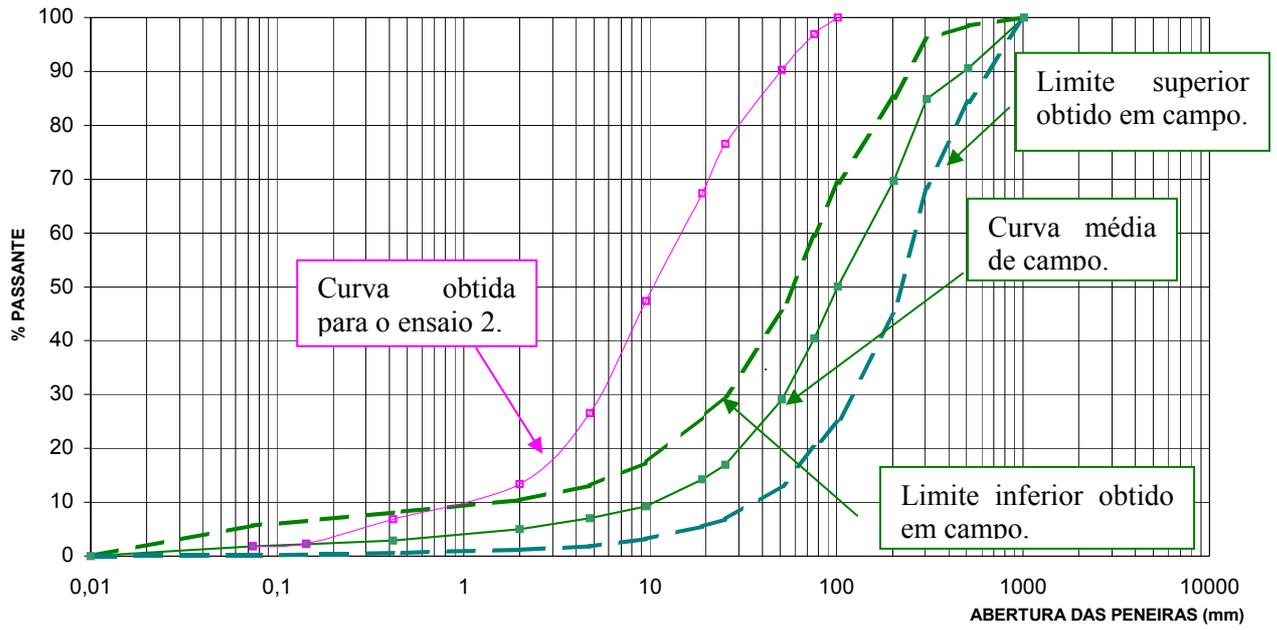


Figura 6-11 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 2.

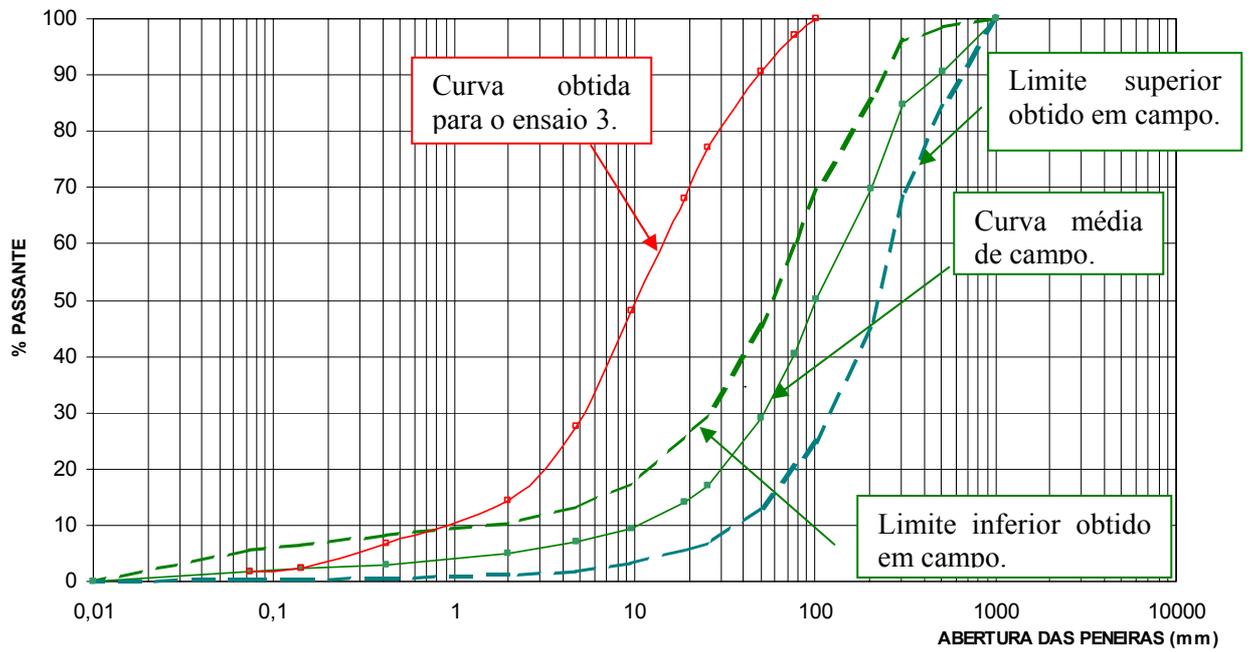


Figura 6-12 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 3.

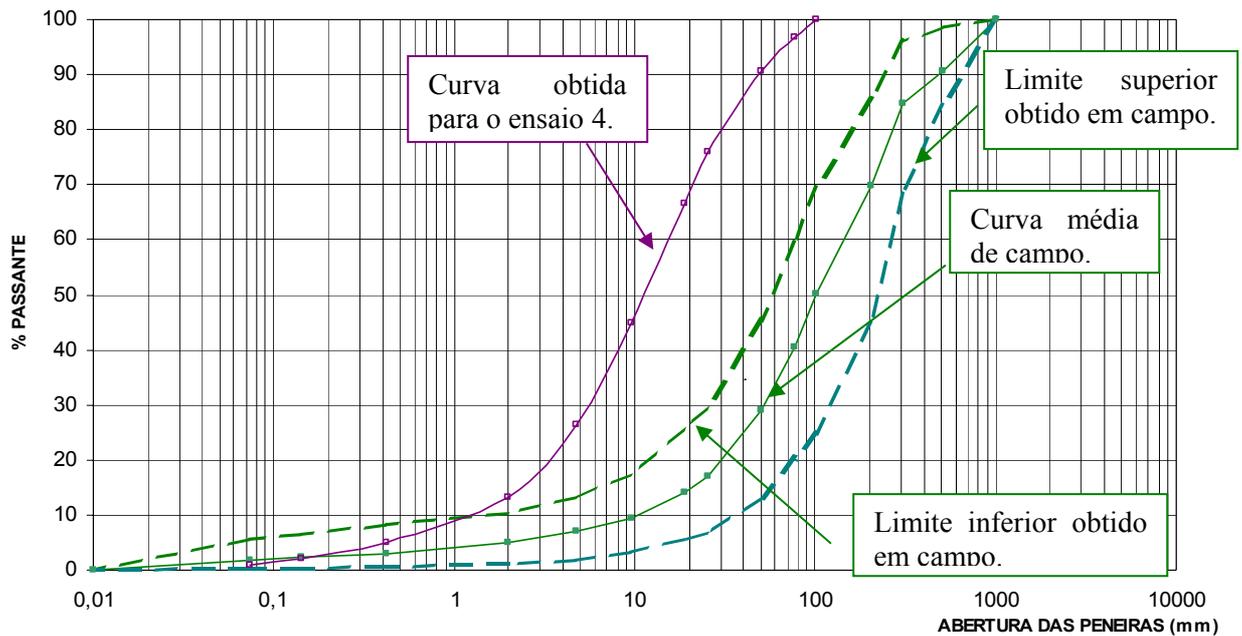


Figura 6-13 – Curva granulométrica obtida para o ensaio 4.

A Tabela 6-1 apresenta os valores dos coeficientes de desuniformidade ( $U$ ) e de curvatura ( $C_c$ ) calculados para cada amostra.

Tabela 6-1 – Coeficientes de desuniformidade e de curvatura.

Ensaio	1SSI	2SCI	3MSI	4MCI
$U$	16,89	15,20	16,89	12,2
$C_c$	2,05	1,99	2,05	1,55

### 6.2.2 Preparação das amostras – compactação

Sabe-se que o melhor método para compactar um material granular é através da vibração. Especialmente nos enrocamentos, a compactação por impacto deve ser descartada, pois com este processo há uma considerável quebra das partículas, além de baixa eficiência.

Para a compactação utilizou-se inicialmente uma placa vibratória, possuindo dimensões de 0,48 m x 0,54 m e um peso estático de 1,2 kN. Testes constataram que devido à pequena dimensão da placa em relação ao diâmetro da amostra, a compactação não ocorria de maneira uniforme. Construiu-se então uma placa de aço com 0,96 m de diâmetro acoplada a uma placa vibratória de

0,45 m x 0,66 m com um peso estático de 1,9 kN (Figura 6-14). Efetuados alguns testes, constatou-se a boa eficiência do conjunto.



Figura 6-14 – Placa vibratória adotada.

O material utilizado nas amostras foi dividido em 3 camadas de aproximadamente 0,17 m. Cada camada foi homogeneizada separadamente. O material foi transportado e lançado no cilindro procurando-se obter o mínimo de segregação do material. As partículas maiores, retidas nas peneiras de 76 e 50 mm foram colocadas e distribuídas manualmente. Em seguida, executou-se a compactação até atingir o limite estipulado para tentar obter a mesma densidade do material de campo.

Nos ensaios 1 e 2 a compactação foi efetuada sem adição de água. A seqüência da Figura 6-15 até a Figura 6-17 apresentam, respectivamente, o processo de homogeneização do material, a segunda camada do ensaio 1 lançada e o estado da camada 2 após a compactação. No ensaio 1 foram utilizados 770 kg e no ensaio 2 a quantidade de material utilizada foi de 760 kg.



Figura 6-15 – Material homogeneizado.

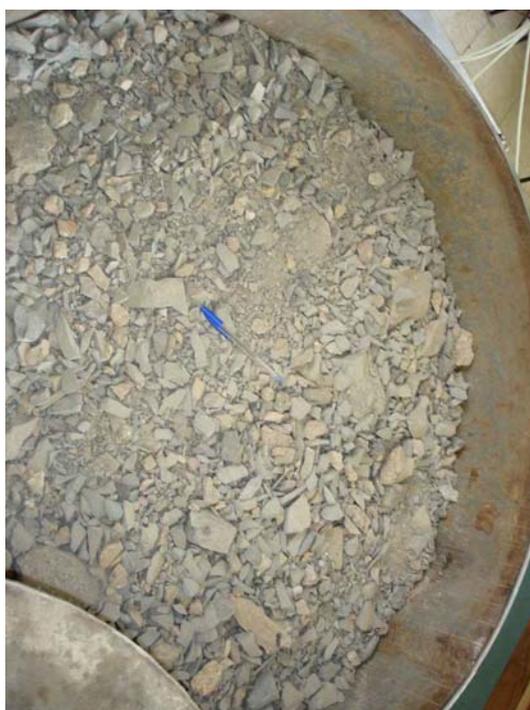


Figura 6-16 – Segunda camada lançada.



Figura 6-17 – Camada após a compactação.

Antes de compactar o material, durante a preparação da amostra para o ensaio 3, adicionou-se, na parte superior de cada camada, uma quantidade de água correspondente a 10% do volume do enrocamento. Este valor foi utilizado por ser o mesmo especificado na compactação de campo da barragem da UHE Machadinho. Constatou-se, entretanto, uma maior dificuldade em compactar este material no laboratório. Observou-se também, que, cerca de 1 litro de água saiu nos dispositivos inferiores de drenagem. Ou seja, percorreu toda a espessura da camada.

As partículas passantes na peneira 25 mm do material utilizado no ensaio 3, são procedentes do material do ensaio 1, ou seja, houve reutilização de parte do material. Para a correção desta curva granulométrica “reutilizada”, foram adicionadas pequenas porcentagens de material fino que ainda não tinham sido utilizados. A massa da amostra seca para o ensaio 3 é de 770 kg.

Todo o material utilizado no ensaio 4 foi reutilizado do ensaio 2 (750 kg). Neste ensaio também adicionou-se uma quantidade de água correspondente a 10% do volume do enrocamento na parte superior de cada camada a ser compactada.

### **6.2.3 Caracterização do material a ser ensaiado**

As propriedades dos enrocamentos que foram consideradas nesta pesquisa são: a litologia do material, a forma da partícula, o coeficiente de desuniformidade, o tamanho máximo da partícula e a distribuição granulométrica, a densidade seca e a quantidade de água adicionada tanto no campo como no laboratório.

Os ensaios utilizados na caracterização geomecânica das amostras foram: absorção, densidades e pesos específicos, abrasão Los Angeles e coeficiente de forma.

Foi realizada uma pesquisa cuidadosa sobre normas referentes à caracterização de materiais granulares, dando ênfase as normas para enrocamentos. Normas para o ensaio de enrocamento são escassas, principalmente normas brasileiras, portanto em alguns casos foram utilizados procedimentos propostos por pesquisadores. As normas e os procedimentos utilizados estão descritos a seguir.

a) Densidade específica e absorção das partículas (NBR 6458; NB29 10/1984).

Estes ensaios foram executados separadamente para os seguintes grupos de diâmetros nominais: 4,8 mm a 19,1 mm e 25,4 mm a 76,2 mm. A quantidade de material em cada amostra foi a metade estipulada na NBR 6457, como recomenda a NBR 6458. Foram, também, determinados os valores de densidade específica real seca pelo método do picnômetro. Neste caso utilizaram-se partículas passantes na peneira 4,8 mm. Com este procedimento tentou-se caracterizar todos os tamanhos de partículas constituintes do material a ser ensaiado. Além da separação pelo tamanho de partícula o material foi também separado pela litologia (riodacito e brecha basáltica).

Ensaio como o de absorção, nenhuma norma específica é diretamente relacionada para ensaios de laboratório em enrocamentos. Pesquisadores verificaram que é difícil determinar a absorção do enrocamento em escala real e a extrapolação dos resultados de absorção das partículas para o enrocamento real, utilizando as áreas específicas das partículas e do enrocamento, não é muito eficiente. Isto porque é complicado determinar a superfície específica destes materiais. De qualquer forma, o importante é registrar a quantidade de absorção da rocha. Este fator é o que irá definir o comportamento do enrocamento devido a eventuais colapsos por inundação. É comum utilizar a norma do agregado graúdo. Por isto deu-se início aos ensaios de caracterização utilizando a norma NBR 6458.

b) Coeficiente de forma ( $C_f$ )

Para a determinação do Coeficiente de forma ( $C_f$ ) procedeu-se a medida da massa e a determinação da dimensão média das partículas. Na medida da massa utilizou-se uma balança eletrônica com precisão de 0,01 g. A dimensão média foi determinada pela média aritmética de 9

medidas (em grupos de três medidas ortogonais entre si – comprimento, largura e espessura). Para tal procedimento foi empregado um paquímetro com 0,01 mm de precisão.

Estas medidas foram, separadamente, realizadas em partículas com diâmetros nominais de 76 mm, 50 mm e 25 mm. Foram medidas as amostras do riocacito como também as da brecha basáltica. Para cada grupo descrito acima foram utilizadas 50 partículas. Este procedimento, elaborado por Marsal (1973), é o mais utilizado para a obtenção do coeficiente de forma em enrocamento.

### c) Abrasão Los Angeles (DNER-ME 035/98)

O ensaio de abrasão Los Angeles foi realizado separadamente para as amostras de riocacito e brecha basáltica. A graduação utilizada foi a do tipo “E” com as seguintes características:

- material passante na peneira de 76 mm e retido na 63 mm – 2500 g
- material passante na peneira de 63 mm e retido na 50 mm – 2500 g
- material passante na peneira de 50 mm e retido na 38 mm – 5000 g

Esta graduação foi escolhida por ser a mesma utilizada para caracterizar o material no campo, na barragem de Machadinho. Foram realizados quatro ensaios para cada litologia.

Na seqüência são apresentadas a Figura 6-18 até a Figura 6-21, relativas aos materiais ensaiados (antes e depois do procedimento). Nota-se a perda de massa e o maior arredondamento da brecha basáltica (material menos resistente à abrasão) comparada com o riocacito.



Figura 6-18 – Brecha basáltica antes do ensaio de abrasão.



Figura 6-19 – Brecha basáltica após o ensaio de abrasão.



Figura 6-20 - Riodacito antes do ensaio de abrasão.



Figura 6-21 – Riodacito após o ensaio de abrasão.

### 6.3 CARREGAMENTO APLICADO

O carregamento aplicado e o tempo de permanência dependem da litologia do material a ser ensaiado, da granulometria do mesmo, além do valor da carga. Para esta pesquisa adotou-se inicialmente um estágio de pressões de 30,6; 40,6; 50,6; 90,6; 150; 210; 310; 410; 820; 1640 e 1957 kN/m<sup>2</sup> e um tempo de aplicação de 30 minutos para cada estágio. Verificou-se após o primeiro ensaio que, tanto o estágio de carregamento quanto o tempo de aplicação são suficientes para este tipo de amostra.

O carregamento utilizado foi escolhido por representar o processo construtivo do campo, facilitando assim a comparação entre os dados de campo e o de laboratório em futuras pesquisas. As cargas máximas foram adotadas a fim de também possibilitar, nos próximos trabalhos, a comparação dos dados de campo com os de laboratório, já que algumas caixas suecas que medem o deslocamento vertical do maciço estão sob esta carga. A Figura 6-22 mostra uma seção instrumentada da barragem da UHE Machadinho.



A deformação circunferencial média do tubo é calculada a partir da deformação circunferencial medida, pela relação (Figura 6-23):

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon'_c \times \left( R + \frac{e_s}{2} \right)}{(R + e_s)} \quad (6.3)$$

onde:

- $\varepsilon_c$       Deformação circunferencial média da câmara de compressão unidimensional
- $e_s$       Espessura da câmara de compressão unidimensional (9,52 mm)
- $\varepsilon'_c$       Deformação circunferencial externa da câmara de compressão unidimensional
- $R$         Raio interno (0,5 m)

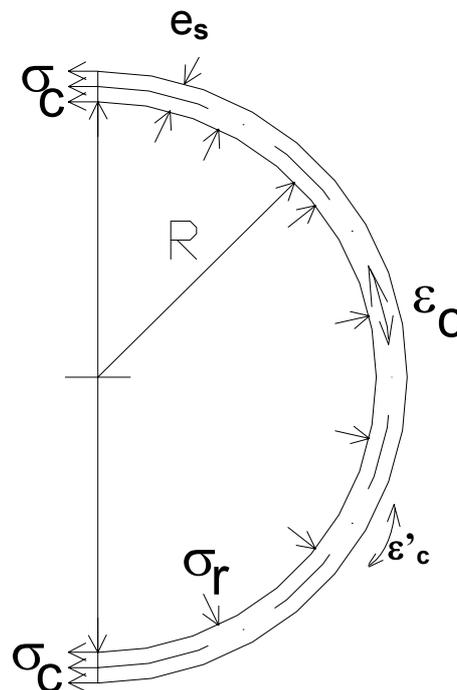


Figura 6-23 – Seção da célula de compressão unidimensional.

A tensão circunferencial média na parede do tubo é:

$$\sigma_c = E \times \varepsilon_c \quad (6.4)$$

para haver equilíbrio, tem-se que  $\sigma_r \times R = \sigma_c \times e_s$  (6.5)

$$\text{portanto } \sigma_r = E \times \varepsilon'_c \times \left(R + \frac{e_s}{2}\right) \times \frac{e_s}{(R \times (R + e_s))} \quad (6.6)$$

substituindo todos os valores tem-se:  $\sigma_r = 4036494,9 \times \varepsilon'_c$  (6.7)

Na face externa da célula de compressão unidimensional, como citado anteriormente, foram instalados 8 “*strain gages*”, a cada 45°, com o objetivo de medir as deformações longitudinais que atuam no cilindro. Com estes dados obtêm-se a tensão radial na amostra de enrocamento. É de fundamental importância que este sistema de medição eletrônica seja devidamente calibrado para garantir que as medidas, através dele obtidas, sejam confiáveis. Desta maneira, decidiu-se realizar uma conferência através de uma calibração mecânica. A verificação deste sistema de medição consiste na aplicação de forças horizontais conhecidas nas paredes internas da célula, simulando o que acontece durante um carregamento vertical sobre a amostra de enrocamento confinada. Com o carregamento vertical a amostra tende a deformar-se verticalmente e, como consequência, o material tende a se deformar horizontalmente, “para manter o volume constante”. Como neste ensaio é utilizada uma câmara para restringir esta deformação, tensões horizontais são desenvolvidas na parede da câmara.

A maneira mais correta de simular este carregamento seria através da aplicação de uma pressão hidrostática no interior do anel. Entretanto, devido à deficiência de vedação tanto na parte inferior quanto na superior do anel, este procedimento tornou-se inviável e novas alternativas foram procuradas. Inicialmente pensou-se em aplicar estas forças através de barras de aço, as quais reagiriam em pontos diametralmente opostos da célula (seriam utilizadas 4 barras, sendo que cada extremidade atingiria um extensômetro). A aplicação da força poderia ser feita rosqueando uma porca na própria barra, no sentido de alongar a mesma. A medição da força poderia ser realizada através de um anel dinamométrico ou célula de carga intercalado na própria barra.

Esta montagem também não foi possível devida a complexidade do mecanismo. Procuraram-se então outras alternativas para esta etapa.

Para verificar a montagem do sistema de medição das deformações radiais foi realizado um teste com aplicação de um carregamento extremo não uniforme.

Ao se executar este ensaio preliminar, constatou-se, para os primeiros carregamentos uma deformação acentuada do anel o que conduziu ao cancelamento da continuidade deste tipo de ensaio, a fim de não danificar os extensômetros. A carga máxima aplicada foi de apenas 20 kN. A Figura 6-24 a seguir mostra o detalhe do sistema de aplicação de carga adotado inicialmente.



Figura 6-24 – Aplicação da carga em somente uma direção.

Optou-se, então, em aplicar dois pares com um ângulo de  $90^\circ$  entre si (Figura 6-25). Deste modo a sollicitação estaria um pouco mais distribuída que no caso anterior. Foi aplicada uma seqüência de carregamento nos extensômetros 2-6 e 4-8 (Figura 6-26) medindo-se a deformação em todos os oito extensômetros laterais. A seqüência de carregamento utilizada foi: 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 e 40 kN em cada par. Numa segunda etapa, esta mesma seqüência de carregamento foi aplicada nos extensômetros 1-2 e 3-7 (ver Figura 6-27). Este procedimento mostrou um resultado satisfatório.



Figura 6-25 – Aplicação da carga em duas direções.

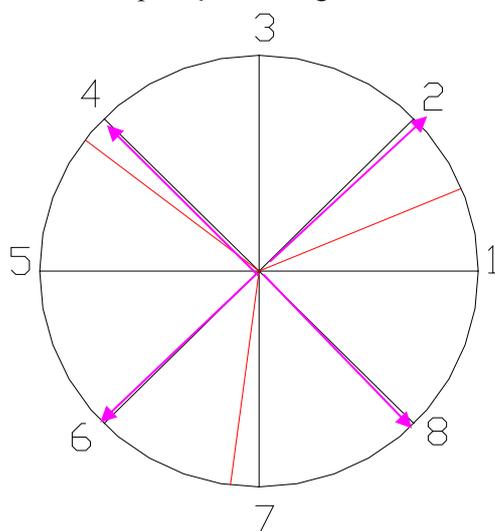


Figura 6-26 – Aplicação da carga nos extensômetros 2-6 e 4-8.

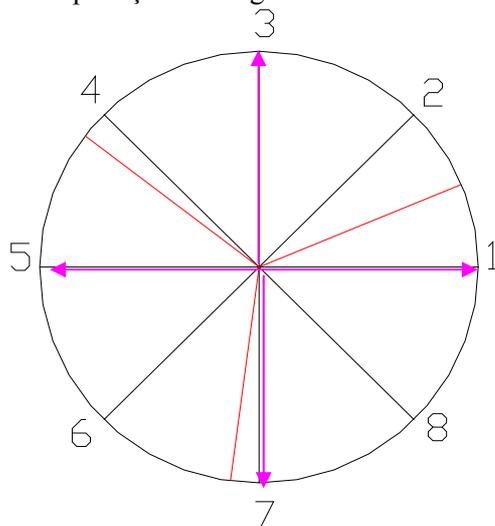


Figura 6-27 – Aplicação da carga nos extensômetros 1-5 e 3-7.

#### 6.4.2 Ensaios exploratórios com brita

Nestes ensaios foi utilizado brita granítica de tipo “1” lançada sem a posterior compactação. Fez-se apenas um nivelamento do material. A carga aplicada variou entre 0 a 1610 kN em 722 s (12 min). Como nestes ensaios não houve uma preocupação com a compactação e o lançamento do material, verificou-se ao final dos mesmos uma deformação desigual da amostra. Com isto, na montagem das amostras para os ensaios definitivos, um cuidado redobrado foi tomado para que a deformação fosse a mais homogênea possível.

A Figura 6-28 e a Figura 6-29 mostram detalhes destes ensaios. Com estes ensaios foi possível testar todo o sistema de aquisição e medição dos dados além de testar a capacidade e o desempenho do atuador hidráulico.

Foi possível escutar alguns “estalos” indicando a “quebra” e o rearranjo das partículas na amostra fofa.



Figura 6-28 – Amostra montada e no local de aplicação da carga.



Figura 6-29 – Vista superior do equipamento de compressão unidimensional montado.

## 6.5 ENSAIOS COM BASALTO

Numa etapa seguinte, foram realizados os ensaios de compressão unidimensional utilizando o material procedente da UHE Machadinho. Abaixo estão listados os detalhes de cada um dos quatro ensaios realizados.

a) Ensaio 1 (**1SSI**): material “E2” compactado sem adição de água. Os estágios de carregamento e de descarregamento foram realizados sem adição de água. Este tipo de ensaio tenta reproduzir as solicitações do enrocamento durante o período construtivo da barragem.

b) Ensaio 2 (**2SCI**): idem ao ensaio 1, porém quando o estágio equivalente a tensão vertical efetiva global de  $509 \text{ kN/m}^2$  foi atingido, manteve-se constante o carregamento para adicionar água até a inundação total da amostra e esperou-se a estabilização das deformações ocasionadas pelo colapso do enrocamento devido à adição de água. Após este período, foi dada continuidade ao carregamento e, posteriormente ao descarregamento. Este procedimento tenta reproduzir o período de enchimento e o de operação quando podem ocorrer infiltrações pelo paramento de

montante de barragens de enrocamento com face de concreto, pela fundação, pelas ombreiras, ou até por uma alta demasiada no nível de jusante, umedecendo assim o material.

c) Ensaio 3 (**3MSI**): material “E2” compactado com adição de água e sem a inundação do material durante o ensaio. Este ensaio tenta verificar a influência da adição de água na compactação do material.

d) E por último, executou-se a combinação do segundo e terceiro caso a fim de tentar comprovar a influência da adição de água na etapa da compactação para a diminuição do efeito de colapso do enrocamento durante o carregamento. O código adotado para este ensaio é 4MCI. O valor adotado para a verificação do colapso é semelhante ao do ensaio 2. Este valor foi escolhido pois no campo, em alguns casos, o enrocamento entra em contato com uma quantidade de água considerável, antes mesmo do início do período de enchimento do reservatório (mesmo para regiões onde o enrocamento é compactado sem molhagem). Isto ocorre em grandes períodos chuvosos e, em algumas vezes, quando o sistema de drenagem da região ensecada (entre as ensecadeiras de montante e jusante) não é eficiente.

Na maioria das barragens de enrocamento é adotado um procedimento construtivo que engloba a ensecadeira de jusante no corpo da barragem. Com isto cria-se uma região em que a água de infiltração de montante fica “armazenada”. Esta água sai apenas pelo sistema de drenos instalado, mais para a condução e medição das infiltrações, do que propriamente dispersão desta água de infiltração, já que o enrocamento é um material dito como permeável. Os ensaios com inundação da amostra durante o estágio de carregamento, tentam também reproduzir este tipo de acontecimento.

É importante ratificar que nesta pesquisa foi dada ênfase a análise do atrito entre as partículas da amostra e a parede lateral da câmara de compressão unidimensional.

Nos dois primeiros ensaios, foi observado que um dos lados da plataforma (Figura 6-5) de apoio do conjunto anel – amostra se deformava, com o aumento da carga aplicada, com maior intensidade que os demais lados. Neste ponto, a célula de carga número 3 estava apoiada. Por isso, nos 2 primeiros ensaios, considerou-se para o cálculo da força de atrito a soma das células de carga 1 e 2 mais a média entre estas duas, desconsiderando assim a célula de carga 3. No ensaio 3 e 4 foi reforçado este local melhorando a resposta desta célula de carga. Entretanto decidiu-se pelo mesmo procedimento adotado nos dois primeiros ensaios.

No primeiro ensaio constatou-se que o extensômetro horizontal 6 não funcionou adequadamente. Para os cálculos da tensão horizontal radial, foram desconsiderados os dados deste medidor. Isto voltou a ocorrer no ensaio 3 sendo efetuado o mesmo procedimento de desprezar estes dados.

Nos ensaios com inundação, a água foi adicionada de baixo para cima. A água atingiu o topo da câmara em 1 hora (ver Figura 7-34). Esperou-se a estabilização das deformações que estariam ligadas ao colapso devido à inundação. Em seguida deu-se continuidade aos ensaios com os mesmos estágios de carregamento utilizados nos ensaios 1 e 3.

No próximo capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios realizados.

## **CAPÍTULO 7. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios físicos e mecânicos realizados no material de enrocamento, utilizando a metodologia apresentada no CAPÍTULO 6.

Inicialmente, são caracterizadas as propriedades do enrocamento como meio granular através dos ensaios de absorção, coeficiente de forma, resistência à abrasão, e densidades específicas. Para a obtenção destes valores, foi considerada a percentagem em massa de cada fração, presente na granulometria total.

Na seqüência são apresentados os gráficos obtidos nos ensaios de compressão unidimensional.

### **7.1 CURVAS GRANULOMÉTRICAS OBTIDAS ANTES E DEPOIS DE CADA ENSAIO**

As figuras deste item apresentam as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 preparadas para esta pesquisa. Estes materiais também foram peneirados após a execução do ensaio. Com isto foi possível calcular o grau de fraturamento,  $B_g$ .

O grau de fraturamento das partículas (índice de quebra) foi calculado seguindo a metodologia apresentada no item 3.2.5. Por falta de recursos e de tempo não foram realizados os peneiramentos das amostras 3 e 4 após os respectivos ensaios.

O valor de  $B_g$  calculado no ensaio 1 foi de 5,6%. Para a amostra utilizada no ensaio 2 foi obtido um valor de  $B_g$  igual a 4,9%.

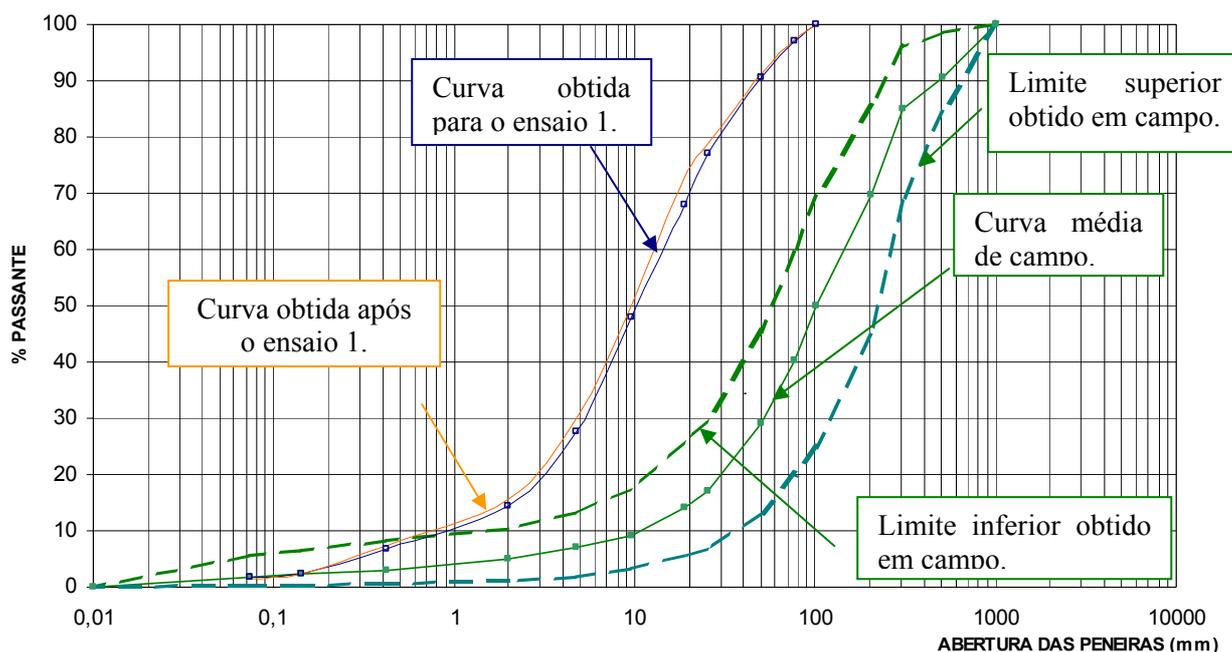


Figura 7-1 – Curva granulométrica obtida antes e depois do ensaio 1.

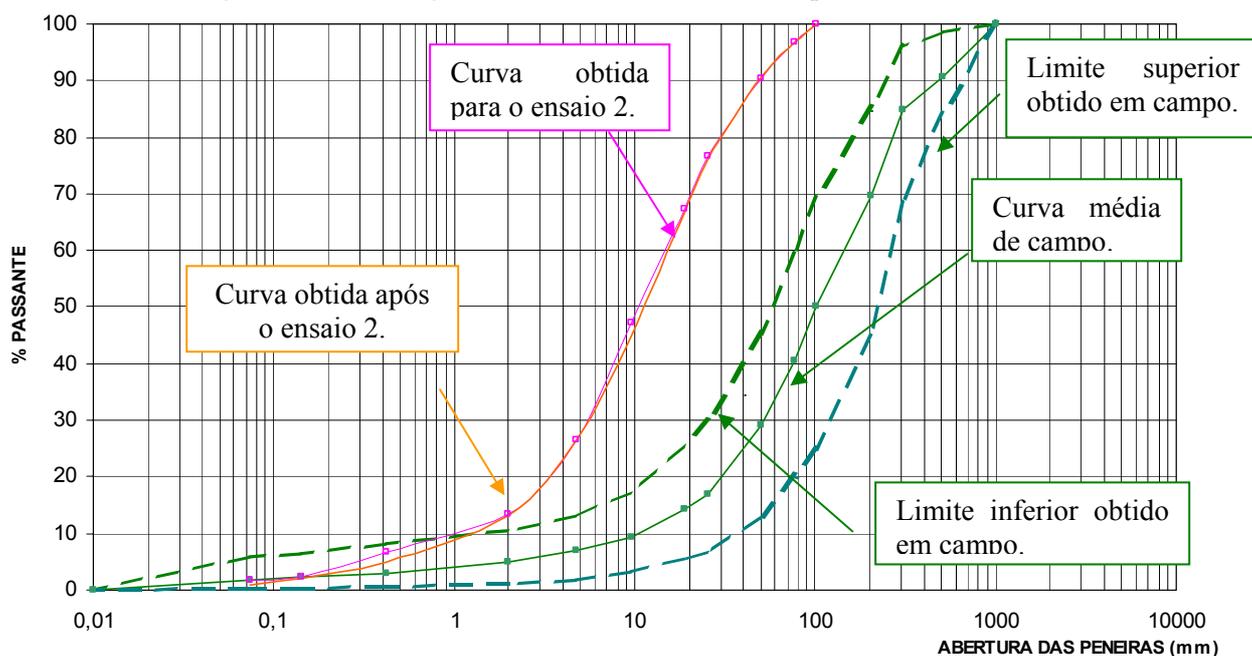


Figura 7-2 – Curva granulométrica obtida antes e depois do ensaio 2.

## 7.2 ABSORÇÃO

A Tabela 7-1 apresenta os valores de absorção das partículas, em função da litologia, para os diâmetros nominais ( $D_n$ ) de 4,8 a 19,1 mm e 25 a 76 mm. Verifica-se que a absorção na brecha basáltica é maior que no riódacito e, para menores diâmetros nominais, a absorção é também

maior. Isto pode ser explicado pelo aumento da superfície específica à medida que as partículas têm suas dimensões reduzidas.

Os valores de absorção de laboratório estão próximos dos valores estipulados para a Barragem de Machadinho (absorção  $\leq 3\%$ ). Os valores obtidos para a brecha basáltica apresentaram uma dispersão maior pelo fato das partículas serem mais heterogêneas, comparadas com as do riodacito.

Tabela 7-1 – Valores do ensaio de absorção.

Material	Diâmetro nominal - $D_n$ (mm)			Média ponderada (%) / Desvio padrão
	de 4,8 a 19,1	de 25 a 76	Média ponderada (%)	
Brecha basáltica	$6,94 \pm 0,51\%$	$6,32 \pm 2,61\%$	$6,67 \pm 1,44$	$3,54 \pm 0,52$
Riodacito	$2,45 \pm 0,11\%$	$1,9 \pm 0,14\%$	$2,21 \pm 0,12$	

### 7.3 COEFICIENTE DE FORMA

Para a determinação do coeficiente de forma ( $C_f$ ) procedeu-se a medida da massa e a determinação da dimensão média das partículas. Na medida da massa utilizou-se uma balança eletrônica com precisão de 0,01 g como citado no item 6.2.3.

A Tabela 7-2 apresenta os valores obtidos para o coeficiente de forma. Estes valores foram obtidos para os diâmetros nominais ( $D_n$ ) de 25 a 76 mm separadamente e, para cada litologia.

Tabela 7-2 – Valores médios e desvio padrão do coeficiente de forma.

Material	Diâmetro nominal $D_n$ (mm)			Média
	76	50	25	
Brecha basáltica	1,07	1,04	0,99	$1,04 \pm 0,04$
Riodacito	1,01	0,96	0,86	$0,94 \pm 0,08$

## 7.4 RESISTÊNCIA À ABRASÃO

Com os ensaios de abrasão Los Angeles, realizados tanto para a brecha basáltica quanto para o riodacito, foram obtidos os valores mostrados na Tabela 7-3, a seguir. Foi calculada também a média ponderada considerando 30% de brecha basáltica e 70% de riodacito. Estas porcentagens são equivalentes ao material E2 utilizado na barragem. Estes valores estão dentro do limite estipulado para este tipo de material que foi utilizado na Barragem de Machadinho (abrasão  $\leq$  25%). Com este ensaio constata-se a menor resistência a abrasão da brecha basáltica comparada com o riodacito.

Tabela 7-3 – Perda de massa no ensaio de abrasão (%).

Material	Porcentagem da perda de massa ( $D_n$ de 25 a 76 mm)			Média / Desvio padrão
	Ensaio 01	Ensaio 02	Ensaio 03	
Brecha basáltica	25,19	23,27	22,45	23,64 $\pm$ 1,41
Riodacito	10,61	12,91	12,15	11,89 $\pm$ 1,17
30% Brecha basáltica e 70% Riodacito				15,41 $\pm$ 1,24

## 7.5 DENSIDADES ESPECÍFICAS

Estes ensaios foram executados separadamente para os seguintes diâmetros nominais: 4,8 a 19,1 e 25,4 a 101,6 mm tanto para o riodacito quanto para a brecha basáltica. Para a determinação dos valores da densidade específica real seca  $\gamma_s$  pelo método do picnômetro foram utilizadas partículas passantes na peneira de 4,8 mm. A Tabela 7-4 apresenta os valores da densidade específica real seca  $\gamma_s$ , saturada com superfície seca  $\gamma_{sss}$  e aparente seca  $\gamma_{ap}$ , das partículas dos dois materiais estudados.

Os valores médios de densidade correspondente ao enrocamento, como um conjunto de partículas, foram determinados fazendo-se uma média ponderada, considerando os valores de densidade das partículas (em função do diâmetro nominal) e a porcentagem de cada intervalo destes diâmetros em relação à curva granulométrica média estipulada para os ensaios. Para isso utilizou-se a seguinte expressão:

$$\gamma_{total} = \frac{\gamma_{4,8} \times \%D_{n<4,8} + \gamma_{4,8a19,1} \times \%D_{n(4,8a19,1)} + \gamma_{25a101,6} \times \%D_{n(25a101,6)}}{100} \quad (7.1)$$

A média ponderada final das partículas do enrocamento considerou a proporção de 30% para o primeiro e 70% para o segundo material.

Tabela 7-4 - Valores médios e desvio padrão das densidades específicas.

Material	Brecha basáltica			Riodacito		
	4,8	4,8 a 19,1	25 a 101,6	4,8	4,8 a 19,1	25 a 101,6
Diâmetro nominal $D_n$ (mm)	4,8	4,8 a 19,1	25 a 101,6	4,8	4,8 a 19,1	25 a 101,6
Densidade específica real seca ( $\gamma_s$ )	2,63 ± 0,02	2,58 ± 0,08	2,48 ± 0,07	2,71 ± 0,02	2,71 ± 0,002	2,72 ± 0,05
Média ponderada	2,56 ± 0,03			2,71 ± 0,02		
Média ponderada total	2,66 ± 0,02					
Densidade saturada superfície seca ( $\gamma_{sss}$ )	-	2,34 ± 0,02	2,28 ± 0,06	-	2,61 ± 0,004	2,64 ± 0,04
Média ponderada	2,31 ± 0,05			2,62 ± 0,03		
Média ponderada total	2,53 ± 0,03					
Densidade aparente seca ( $\gamma_{ap}$ )	-	2,19 ± 0,03	2,14 ± 0,1	-	2,54 ± 0,007	2,59 ± 0,04
Média ponderada	2,17 ± 0,06			2,56 ± 0,03		
Média ponderada total	2,44 ± 0,04					

## 7.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL

Para o estudo da força de atrito elaboraram-se gráficos contendo o valor aplicado pela prensa, que foram denominadas de força vertical efetiva global. Para o cálculo dos módulos, das relações entre tensão e deformação e, entre tensões horizontais e verticais, foi subtraído o valor da força de atrito (valores obtidos nas 3 células de cargas) da força vertical efetiva global.

Os gráficos obtidos em cada ensaio estão apresentados a seguir. É importante notar que se considerou uma diferenciação na força vertical apresentada nestas figuras (força vertical efetiva

global e força vertical efetiva líquida). A diferença entre a força vertical efetiva líquida e a força vertical efetiva global está na consideração ou não da força de atrito nos resultados dos ensaios.

A Tabela 7-5 indica as características iniciais das amostras para o ensaio de compressão unidimensional.

Tabela 7-5 – Características iniciais das amostras no ensaio de compressão unidimensional.

Ensaio	1SSI	2SCI	3MSI	4MCI
Altura inicial – $H$ (m)	0,520	0,523	0,545	0,540
Peso específico inicial ( $\text{kN/m}^3$ )	18,9	18,7	18,2	17,8
Índice de vazios inicial $-e_i$	0,41	0,43	0,46	0,50
Reutilização do material	não	não	sim	sim
Condição do material na compactação	seco	seco	com molhagem	com molhagem
Estudo do colapso	não	sim	não	sim
Coefficiente de desuniformidade - $U$	16,89	15,20	16,89	12,2

Os estágios de tensão realizados em cada ensaio estão resumidos na Tabela 7-6. Nesta apresenta-se tanto a tensão vertical efetiva global quanto a tensão vertical efetiva líquida em cada estágio. O carregamento do ensaio 1 deu-se em nove estágios. No estágio 7, houve o descarregamento rápido da amostra em função de problemas no atuador hidráulico. No ensaio 2 o descarregamento ocorreu no final do estágio 4, também por problemas do equipamento. A imersão do material para uma carga constante foi realizada no estágio 7 (ensaio 2) e no estágio 6 (ensaio 4).

Tabela 7-6 – Estágios de carga.

Ensaio	1SSI		2SCI		3MSI		4MCI	
	Tensão Vertical (kN/m <sup>2</sup> )		Tensão Vertical (kN/m <sup>2</sup> )		Tensão Vertical (kN/m <sup>2</sup> )		Tensão Vertical (kN/m <sup>2</sup> )	
	global	líquida	global	líquida	global	líquida	global	líquida
01	58	43	49	39	35	28	58	47
02	70	52	60	48	47	37	70	56
03	129	94	120	91	59	46	130	101
04	201	147	189	141	106	83	200	155
05	283	211	190	145	177	137	283	218
06	520	397	272	209	260	200	519	395
07	994	773	509	391	498	379	1001	764
08	1697	1340	983	758	972	742	1674	1299
09	1690*	1321*	1687	1303	1655	1280	2308	1790
10	2305	1827	2326	1809	2285	1784	-	-

Onde:  Inundação da amostra

Descarregamento/ recarregamento

\* Estes valores também estão apresentados no gráfico do estágio 8 (Figura 7-10).

### 7.6.1 Resultados do Ensaio 1

Este ensaio foi realizado utilizando uma amostra compactada sem adição de água. A altura inicial da amostra é de 52 cm. A força vertical efetiva líquida máxima aplicada foi de 1431 kN.

Os estágios de carregamento e descarregamento do ensaio 1 estão apresentados desde a Figura 7-3 até a Figura 7-18.

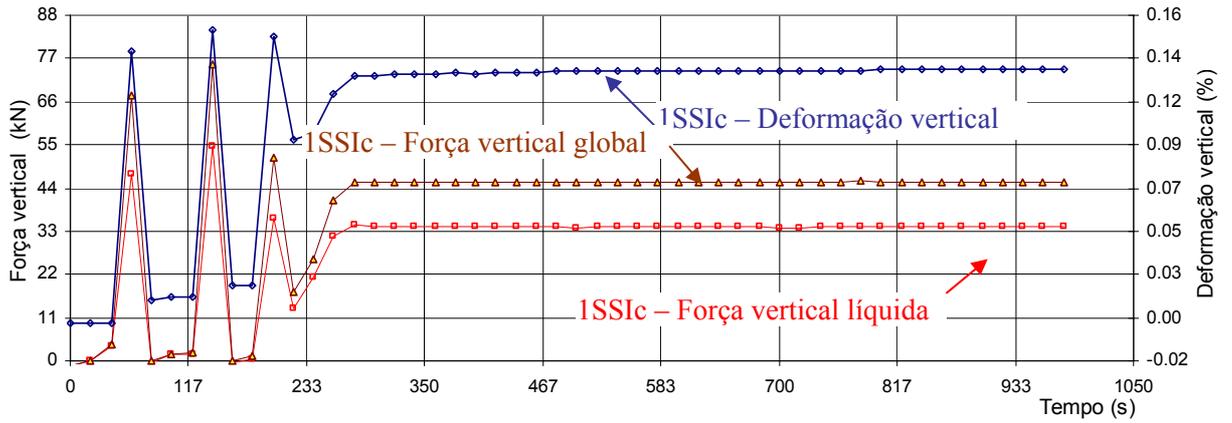


Figura 7-3 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 1.

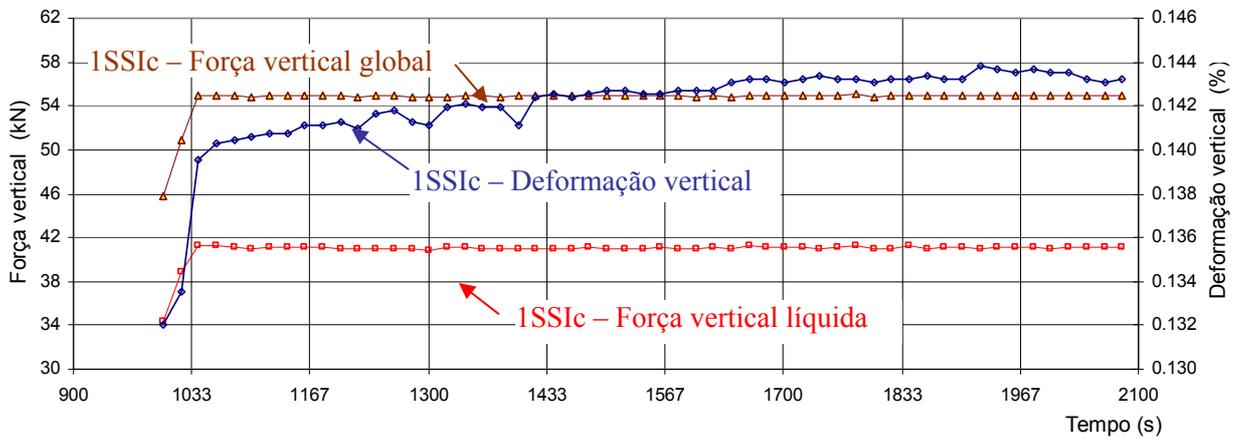


Figura 7-4 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 2.

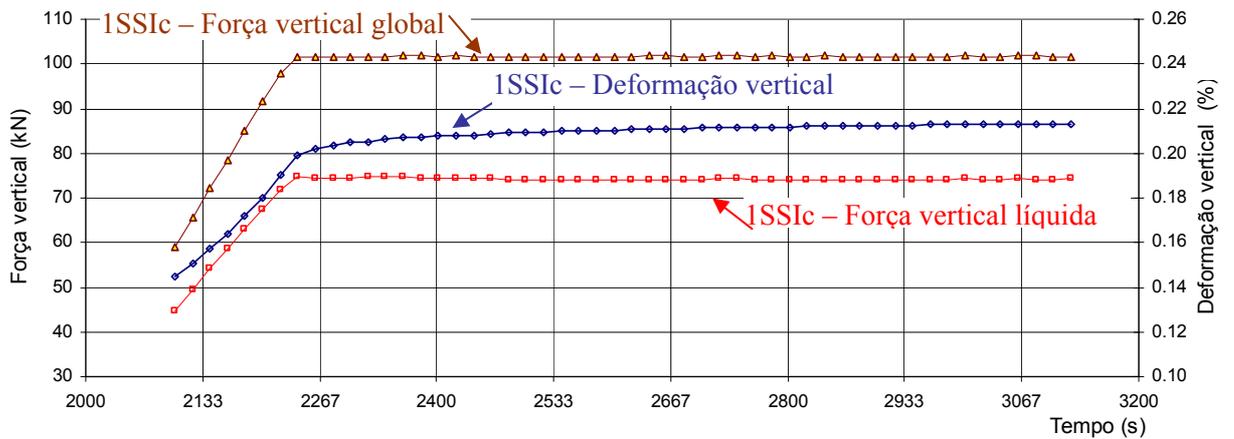


Figura 7-5 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 3.

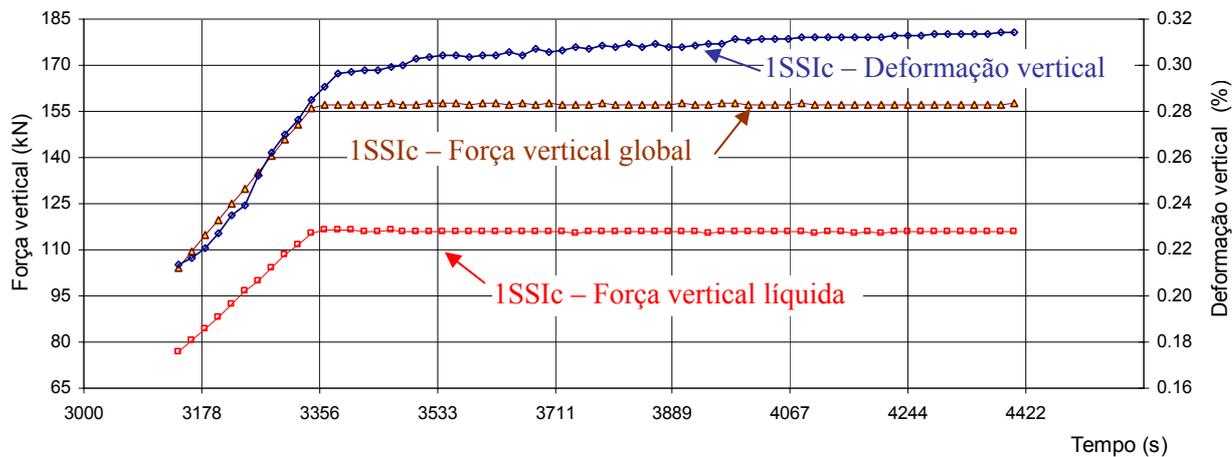


Figura 7-6 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 4.

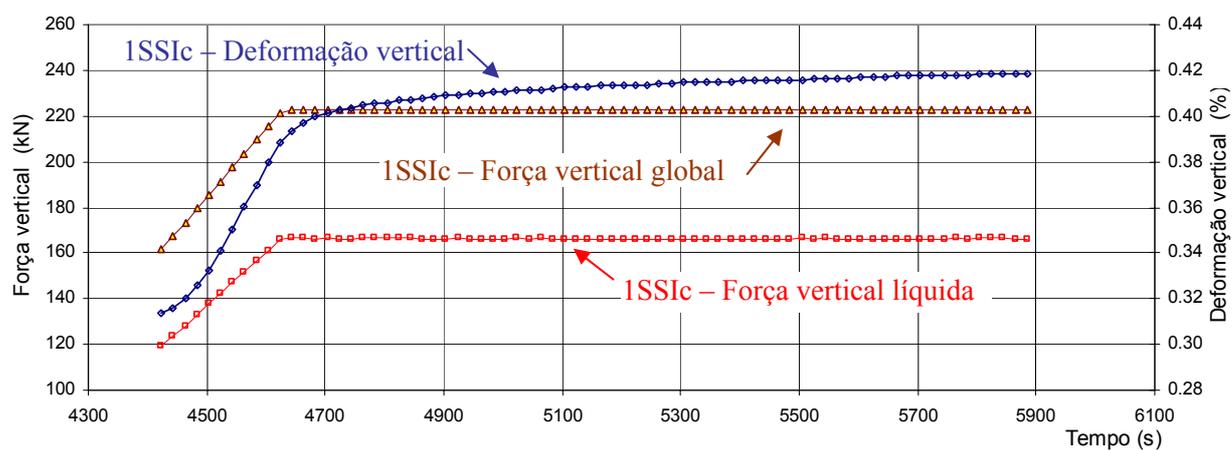


Figura 7-7 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 5.

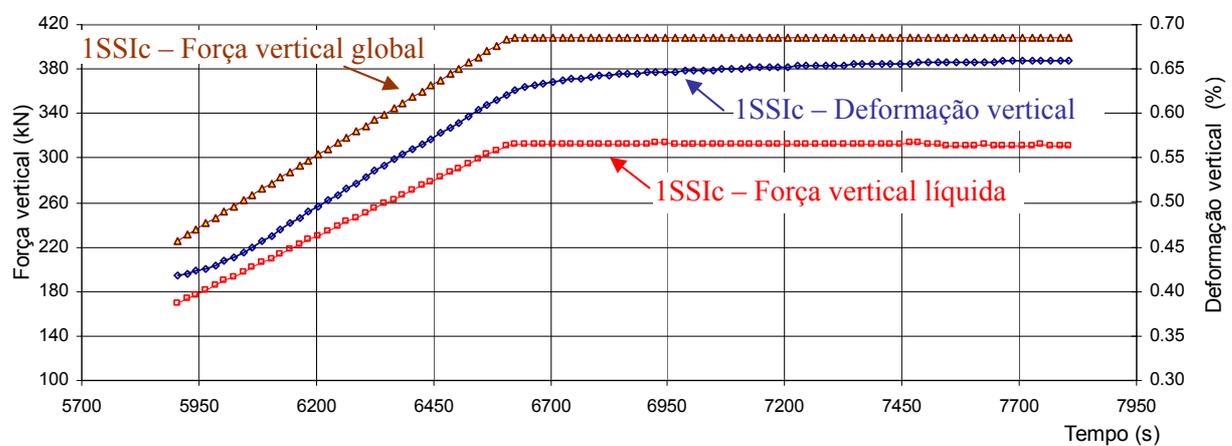


Figura 7-8 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 6.

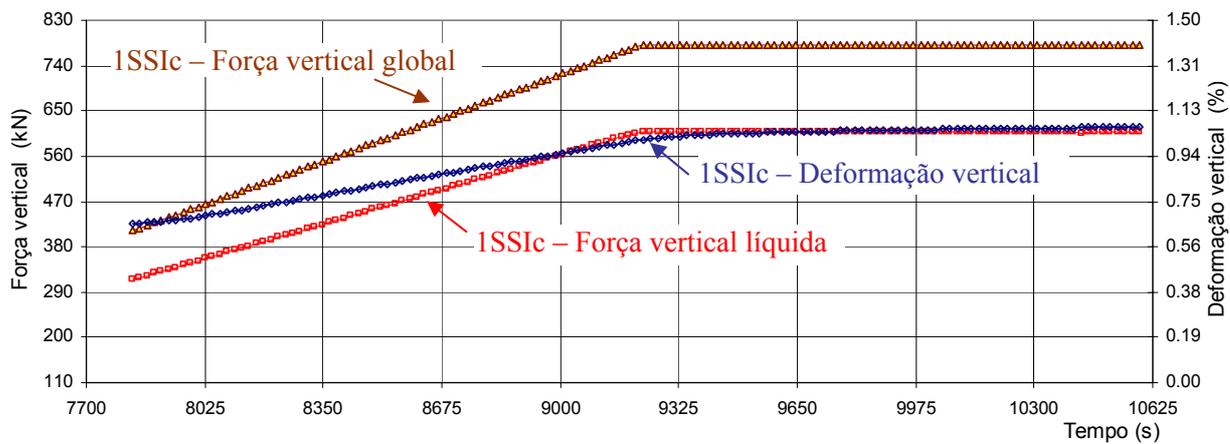


Figura 7-9 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 7.

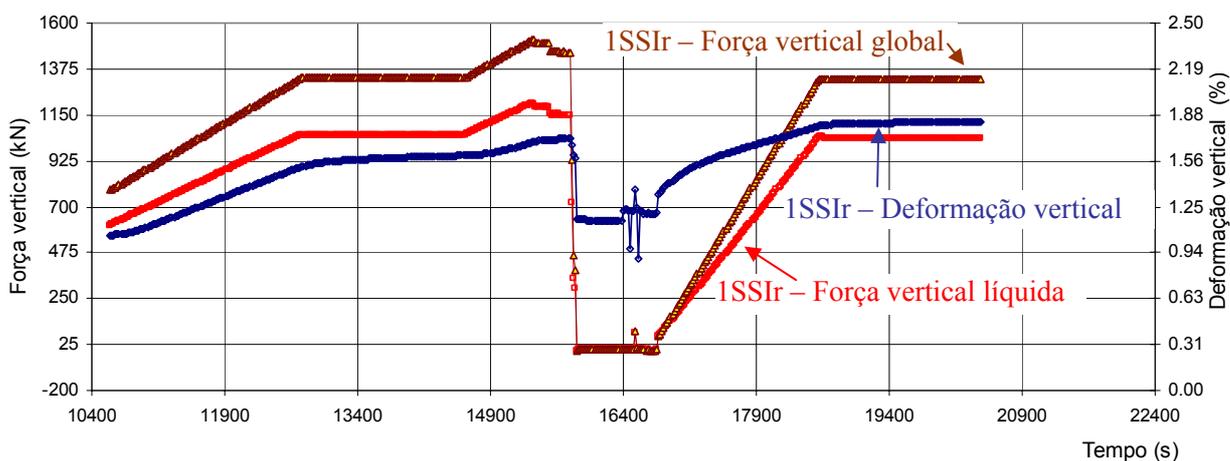


Figura 7-10 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento e recarregamento 8.

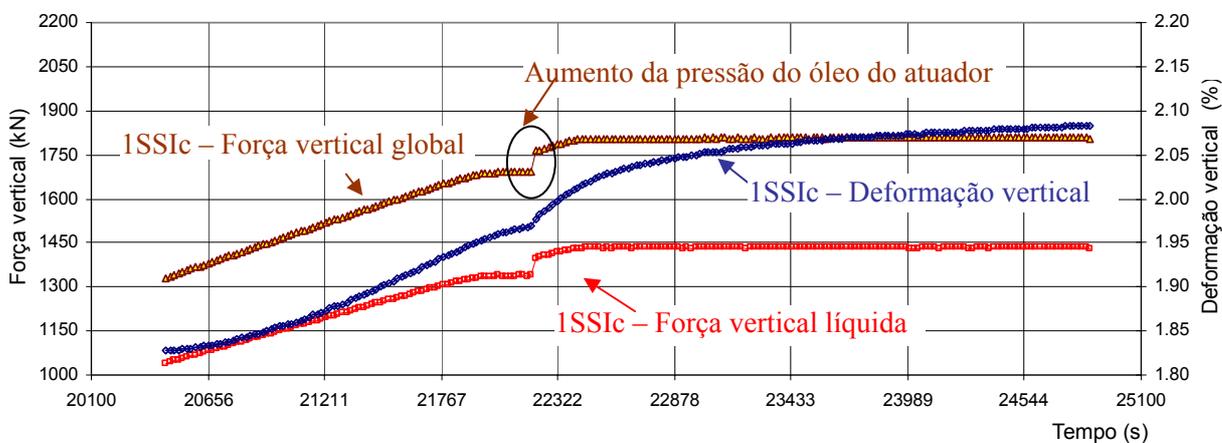


Figura 7-11 – Ensaio 1 – Estágio de carregamento 9.

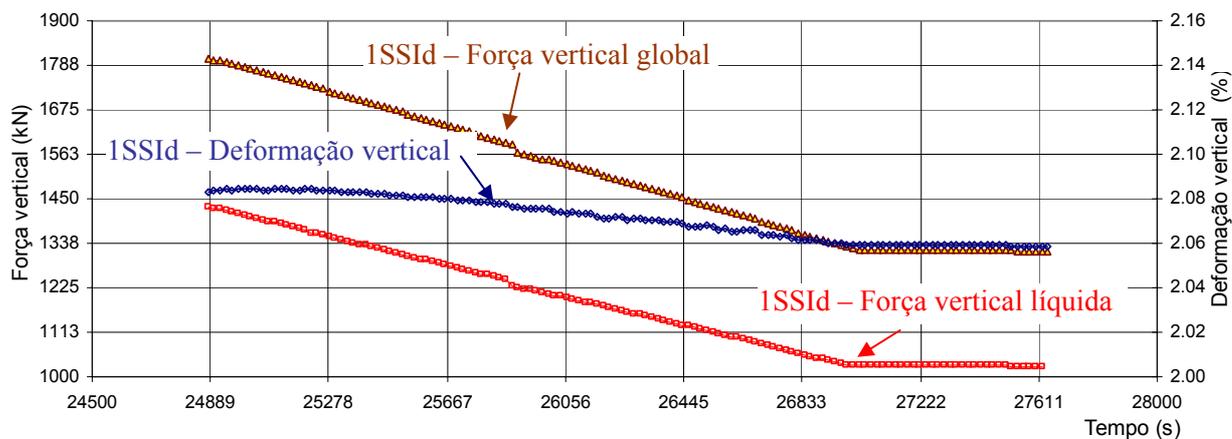


Figura 7-12 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 10.

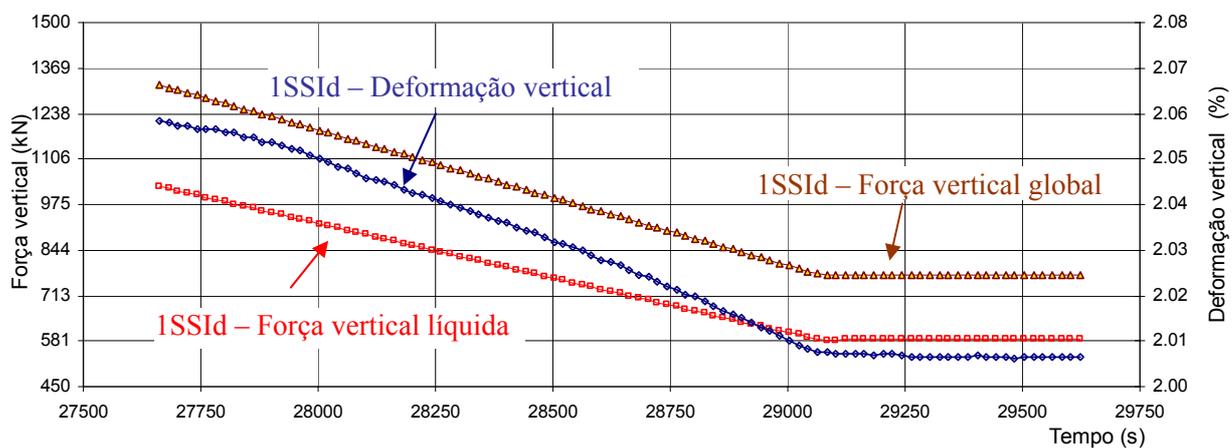


Figura 7-13 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 11.

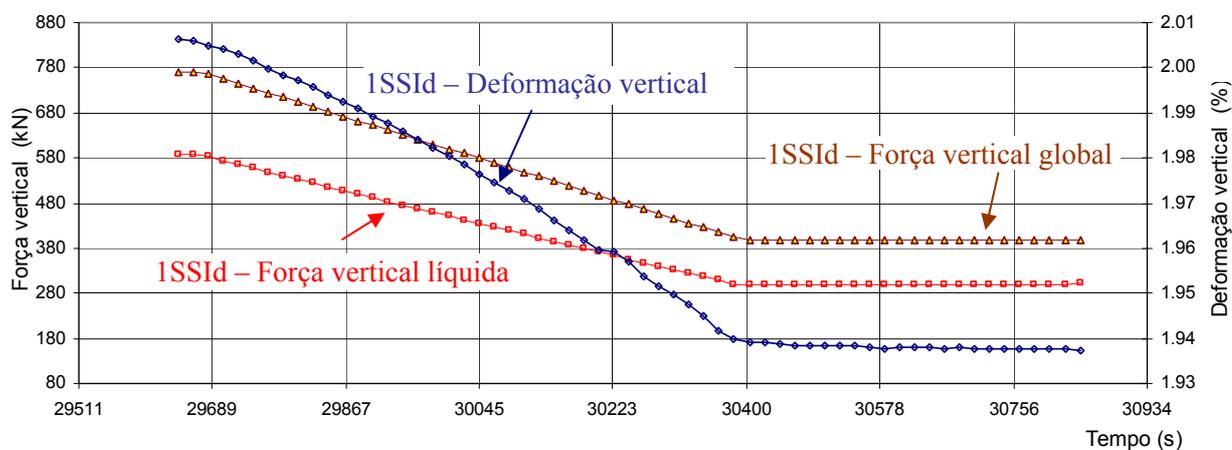


Figura 7-14 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 12.

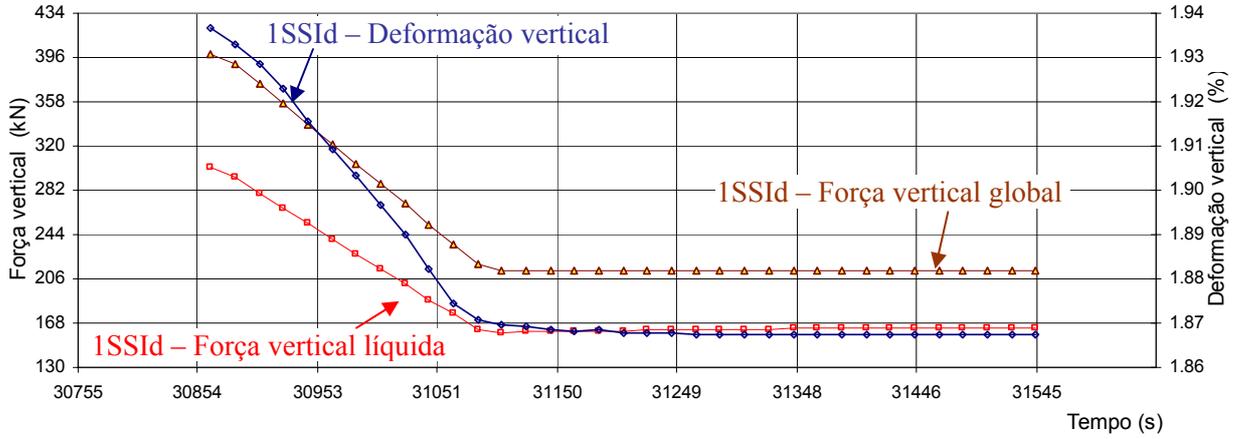


Figura 7-15 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 13.

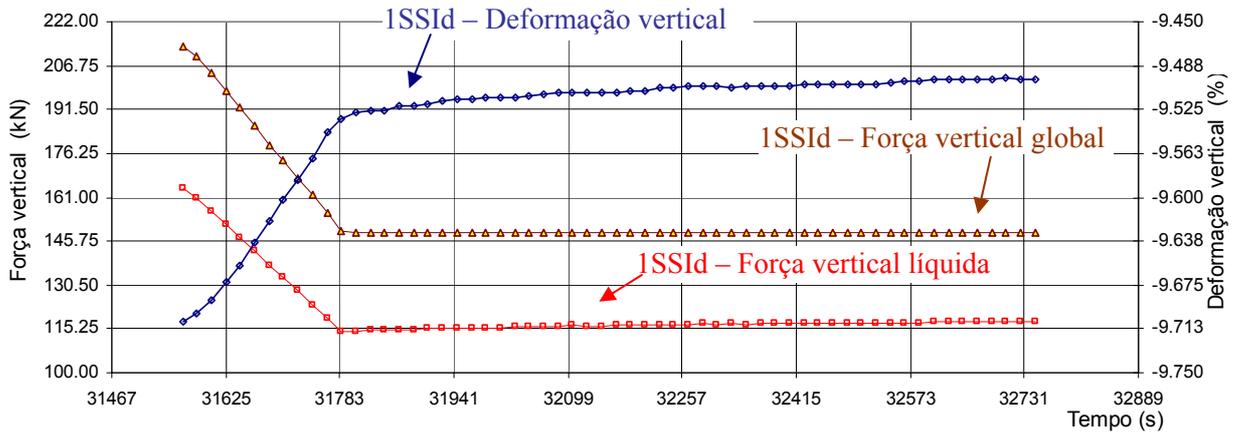


Figura 7-16 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 14.

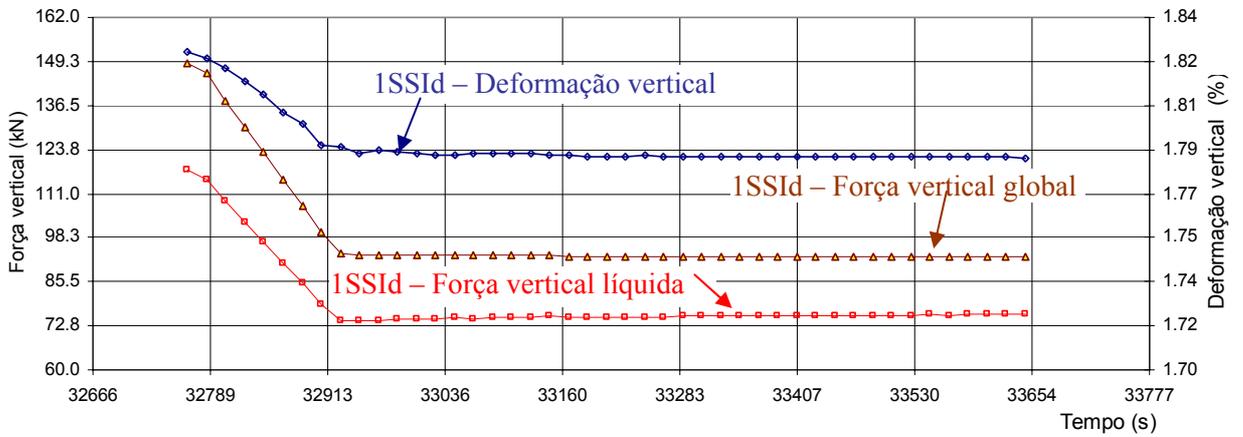


Figura 7-17 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 15.

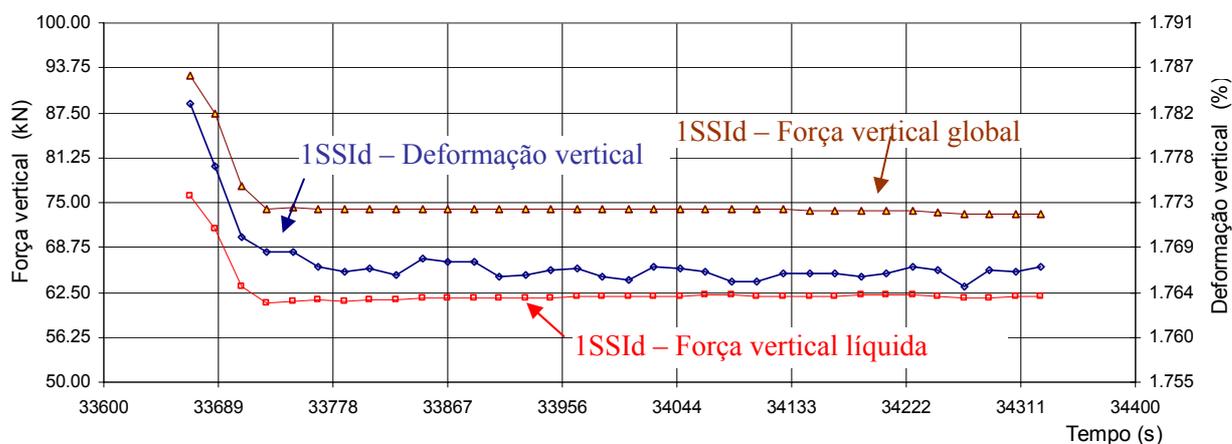


Figura 7-18 – Ensaio 1 – Estágio de descarregamento 16.

A seguir estão apresentadas as seguintes curvas: a) tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica e b) curva de compressibilidade obtida no ensaio 1.

A seqüência desde a Figura 7-21 até a Figura 7-25 apresenta as curvas da força de atrito *versus* força vertical efetiva global.

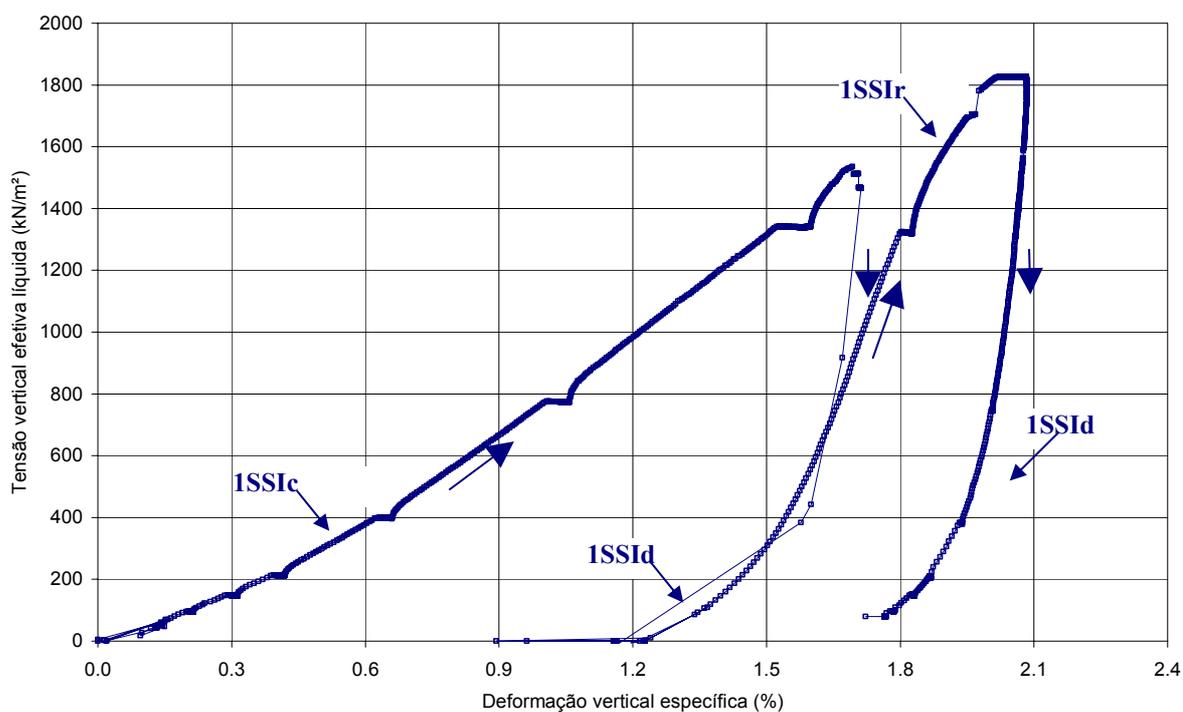


Figura 7-19 – Ensaio 1 – Tensão vertical efetiva líquida *versus* Deformação vertical específica.

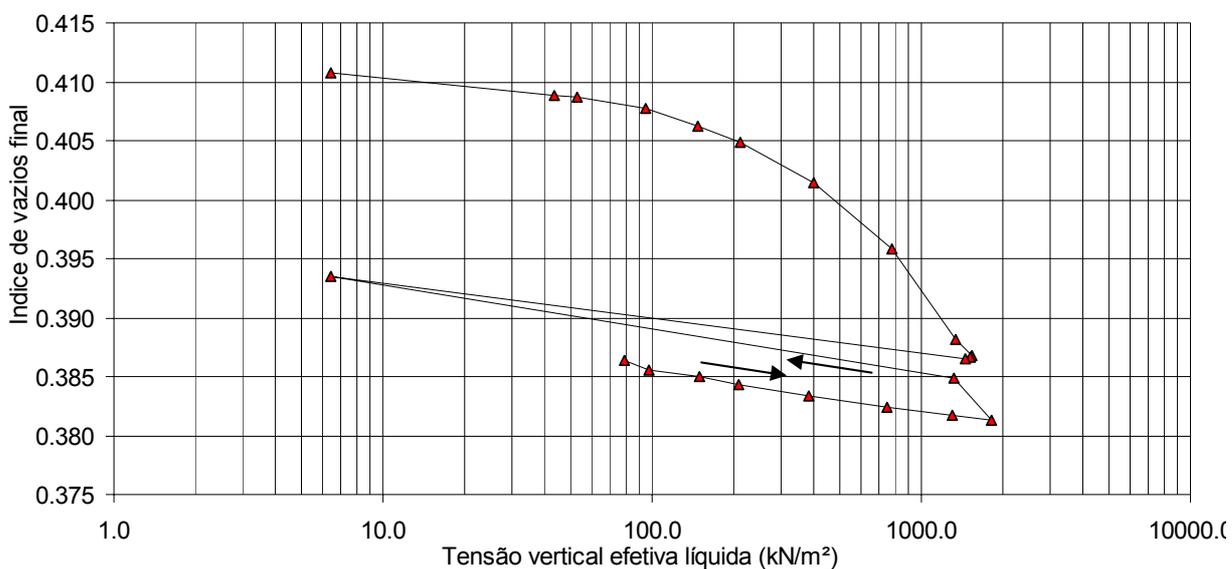


Figura 7-20 - Ensaio 1 – Curva de compressibilidade.

A seqüência da Figura 7-21 até a Figura 7-24 apresenta os valores medidos pelas células de carga 1, 2 e 3 respectivamente. Como comentado no item 6.5, observou-se que a célula de carga 3 acusava um valor menor de carga em função de uma deformação em sua base de apoio.

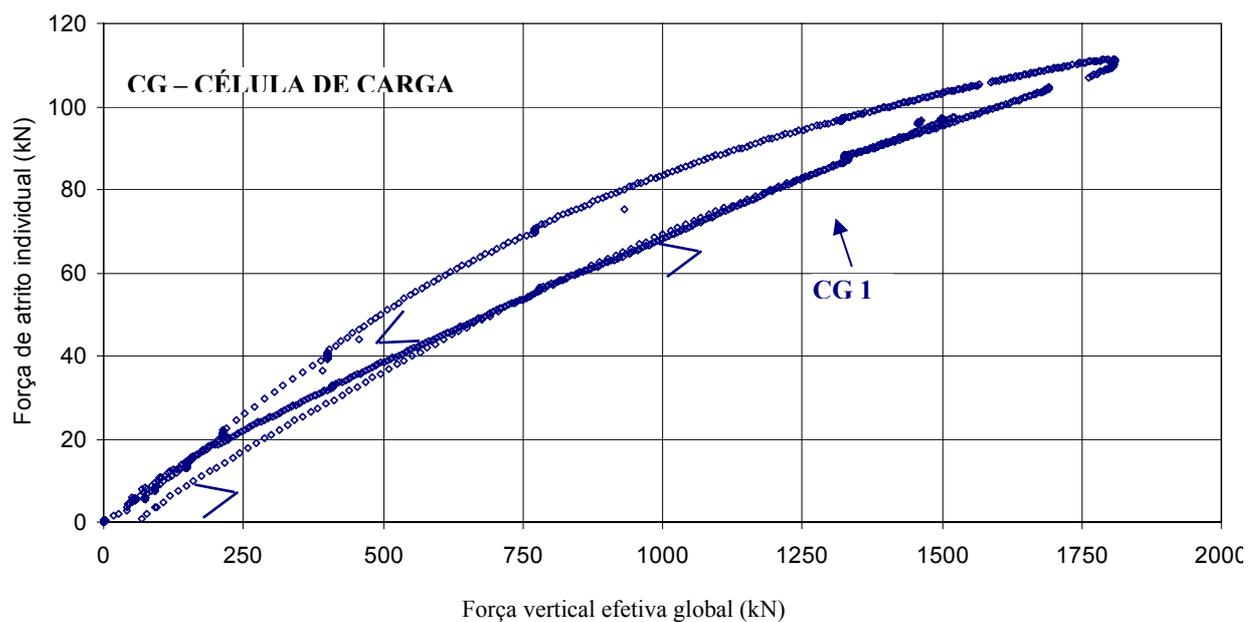


Figura 7-21 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) versus Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 1.

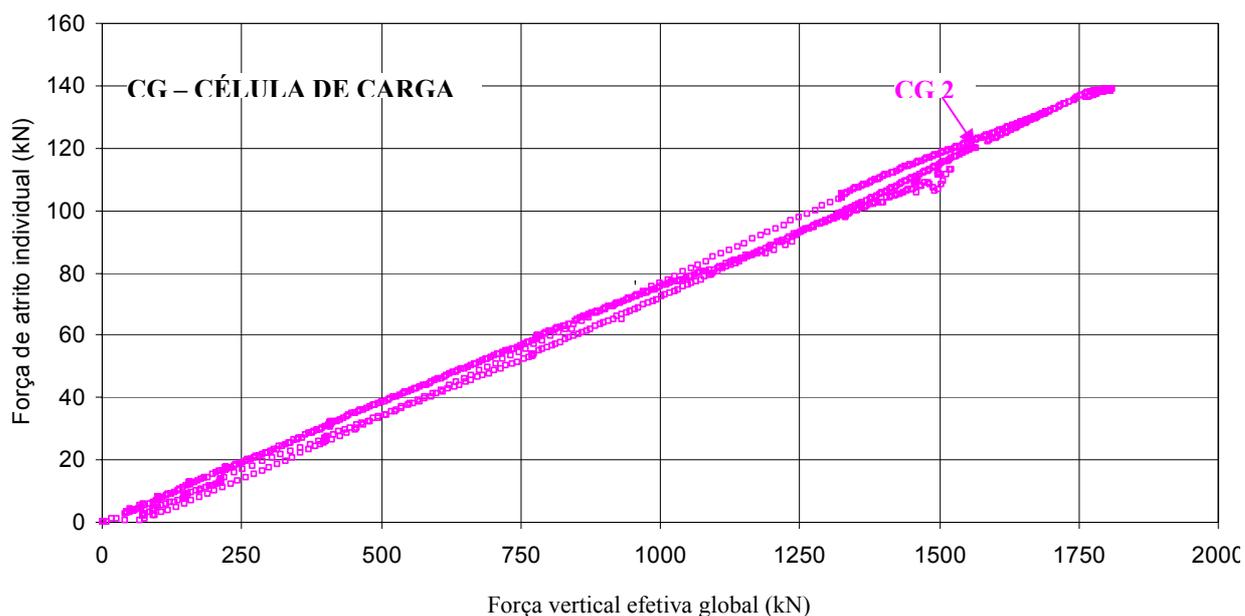


Figura 7-22 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 2.

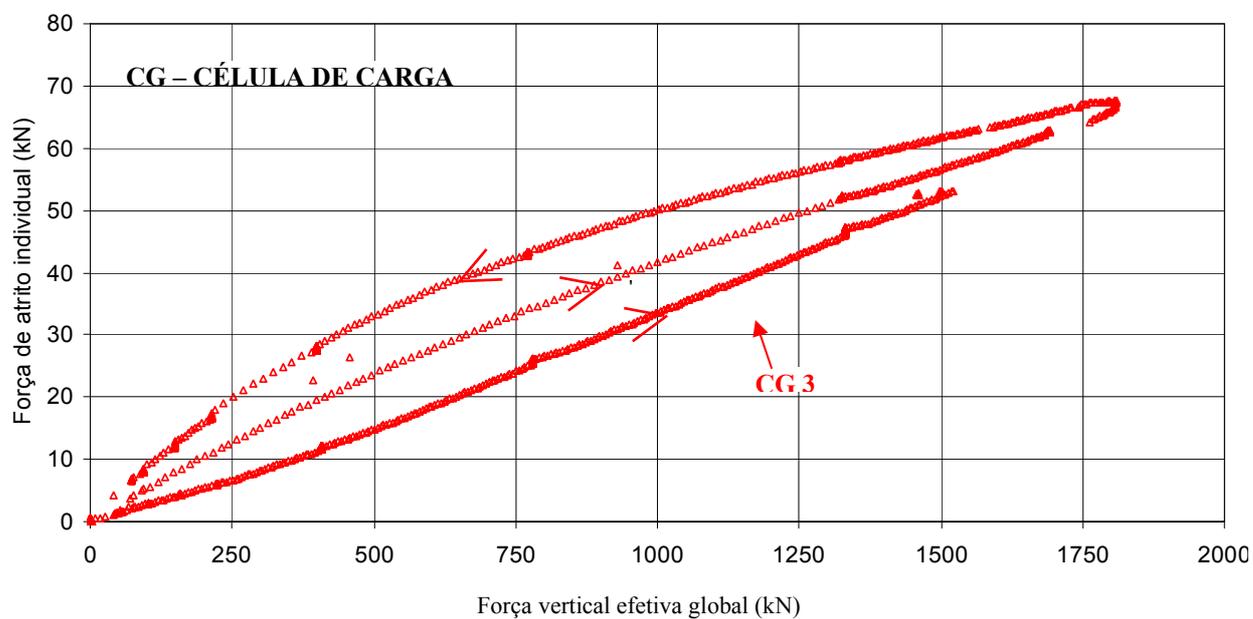


Figura 7-23 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 3.

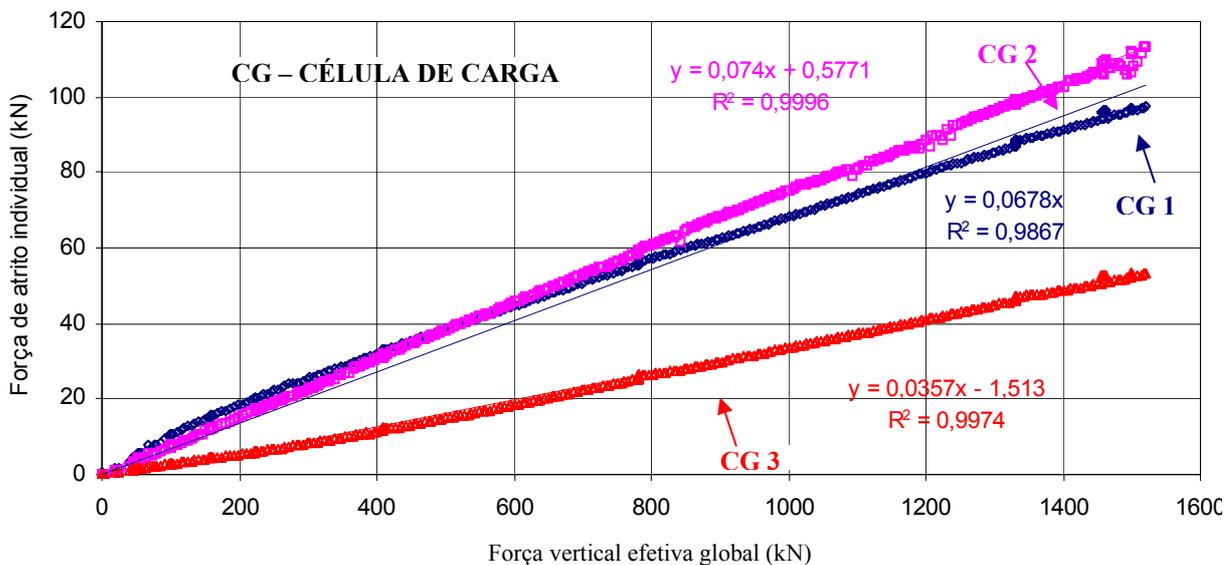


Figura 7-24 – Ensaio 1 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para as três células somente no estágio de carregamento.

A Figura 7-25 mostra a relação entre a força de atrito total e a força vertical efetiva global. A Figura 7-26 apresenta a relação da força de atrito com a força vertical efetiva global em função da força vertical efetiva global para o ensaio 1.

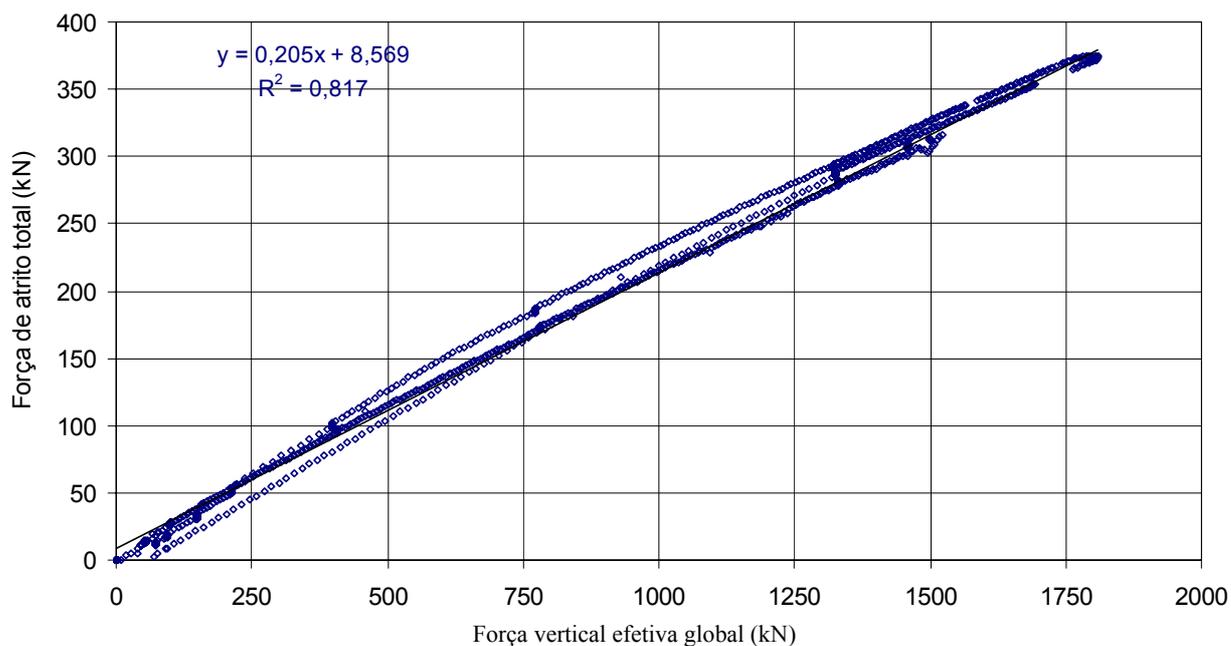


Figura 7-25 – Ensaio 1 – Força de atrito total (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN).

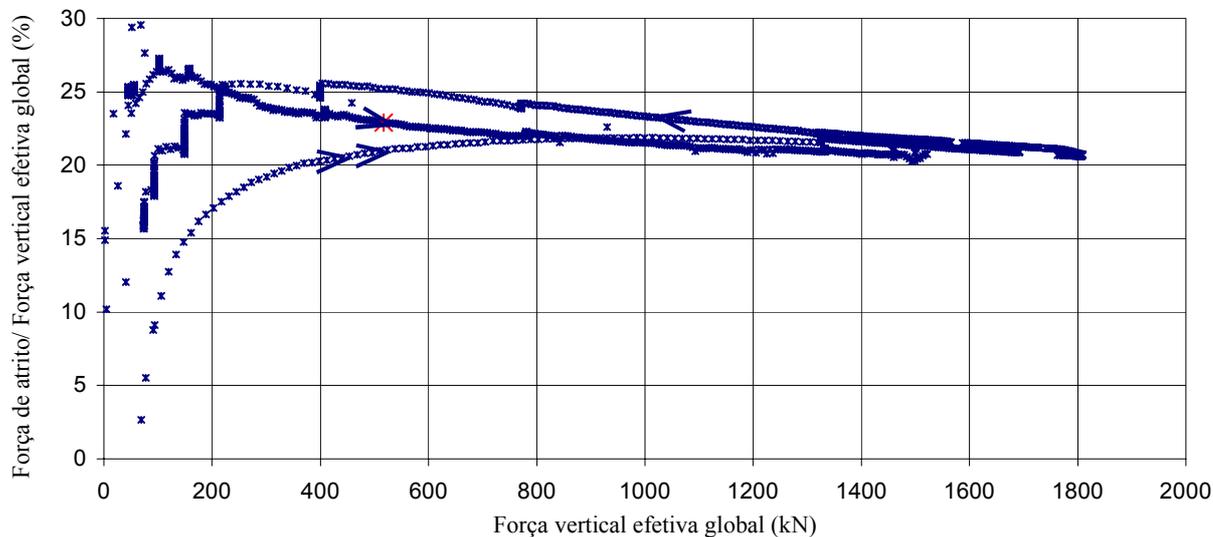


Figura 7-26 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 1.

A Figura 7-27 apresenta um gráfico resumo com a medida dos 8 extensômetros horizontais (*strain gages*) no final de cada estágio de carga. Pode-se notar que o ext-6, referente ao *strain gage* 6 apresenta valores discrepantes, comparados com os outros instrumentos instalados. Os valores positivos indicam uma tração da fibra externa e os negativos, compressão no anel.

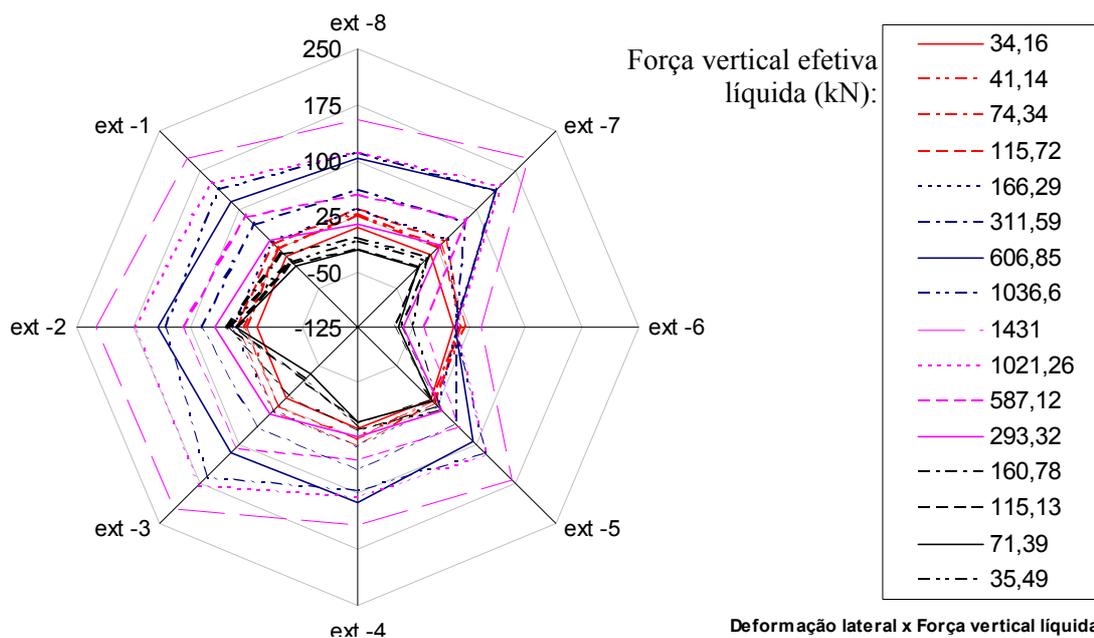


Figura 7-27 – Ensaio 1 – Deformação lateral ( $\mu\text{m/m}$ ) versus Força vertical efetiva líquida (kN).

## 7.6.2 Resultados do Ensaio 2

Este ensaio foi realizado com a amostra compactada sem adição de água. A altura inicial da amostra é de 52,27 cm. A força vertical efetiva líquida máxima aplicada foi de 1418 kN. A amostra foi inundada quando a tensão vertical efetiva líquida atingiu  $397 \text{ kN/m}^2$ , mantendo-se neste valor até que a deformação devida à molhagem do material mantivesse constante. Neste tipo de ensaio foi desprezada a pressão hidrostática (coluna d'água de 50 cm).

Os estágios de carregamento e descarregamento do ensaio 2 estão apresentados nas Figura 7-28 a Figura 7-42.

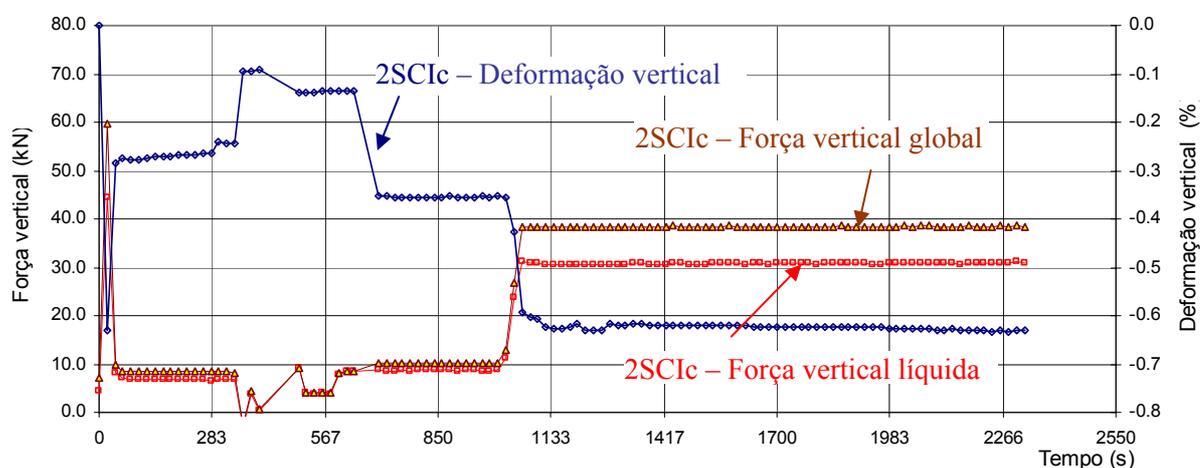


Figura 7-28 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 1.

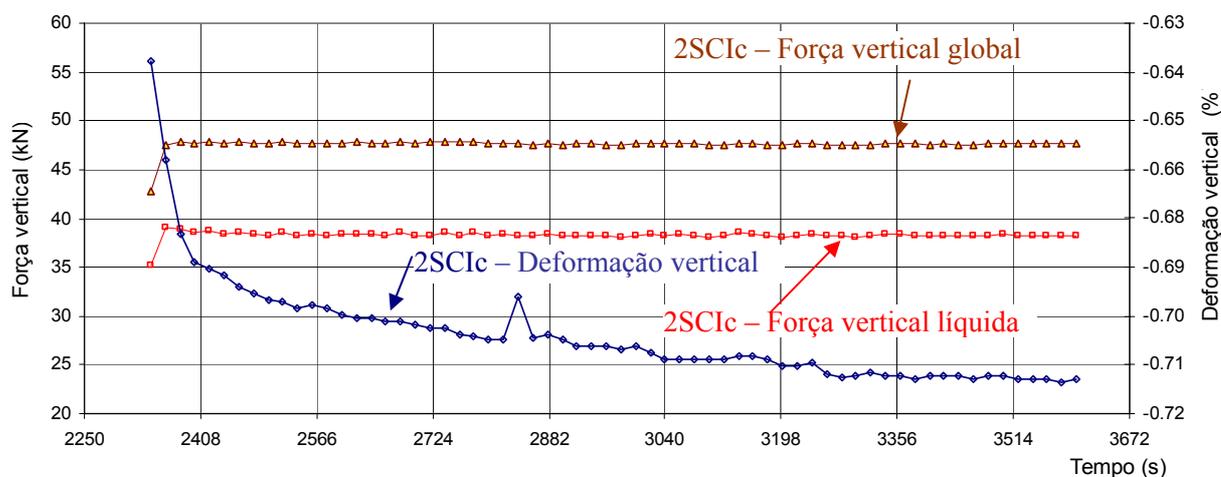


Figura 7-29 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 2.

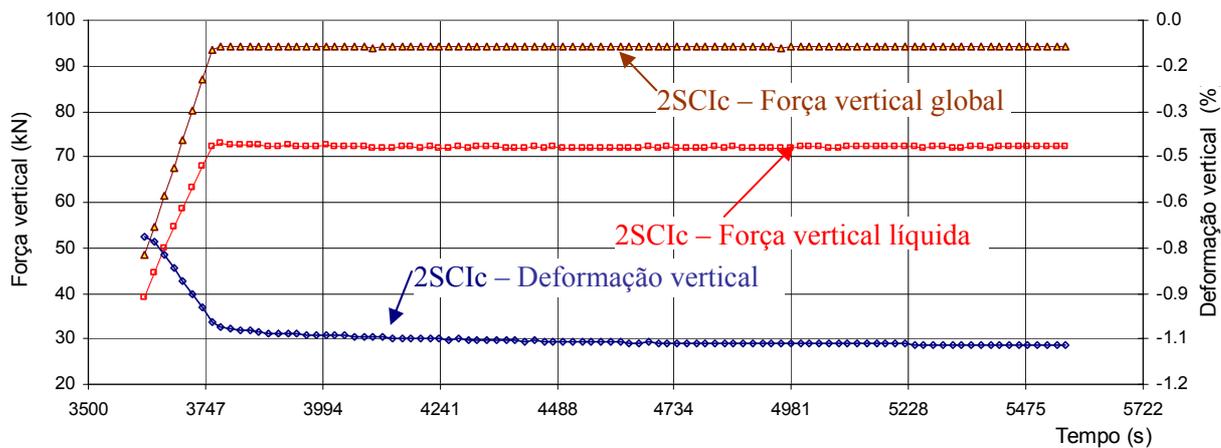


Figura 7-30 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 3.

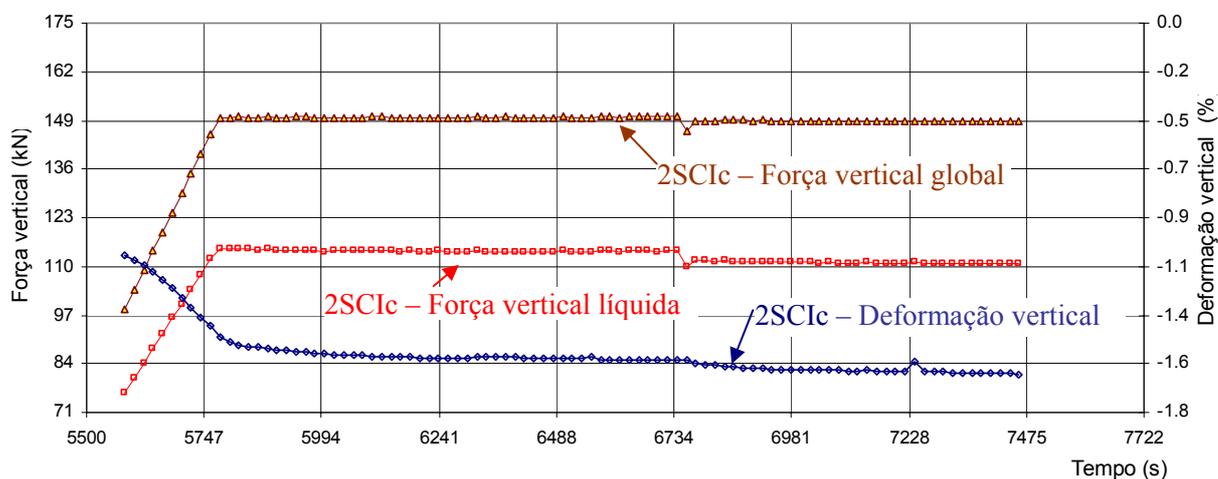


Figura 7-31 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 4.

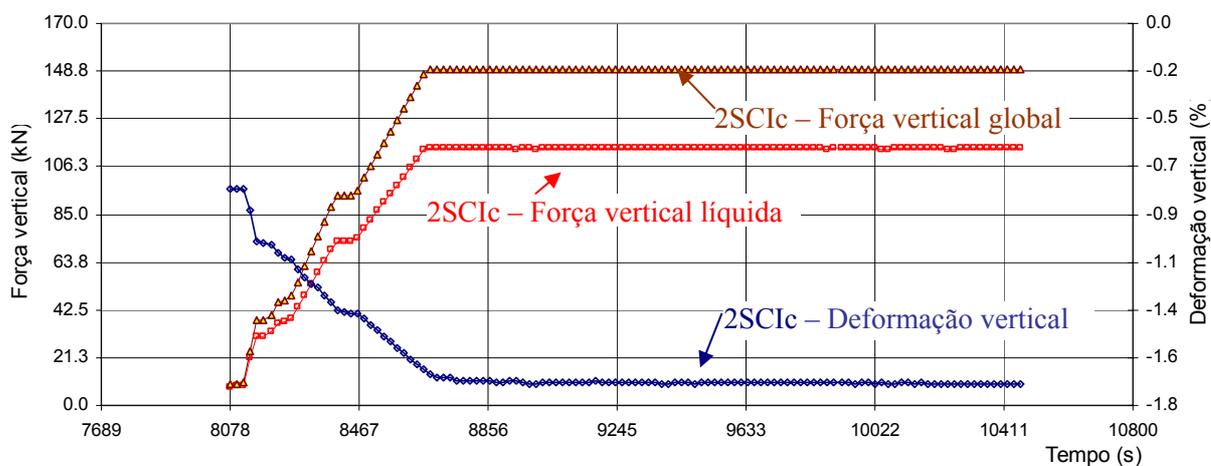


Figura 7-32 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 5.

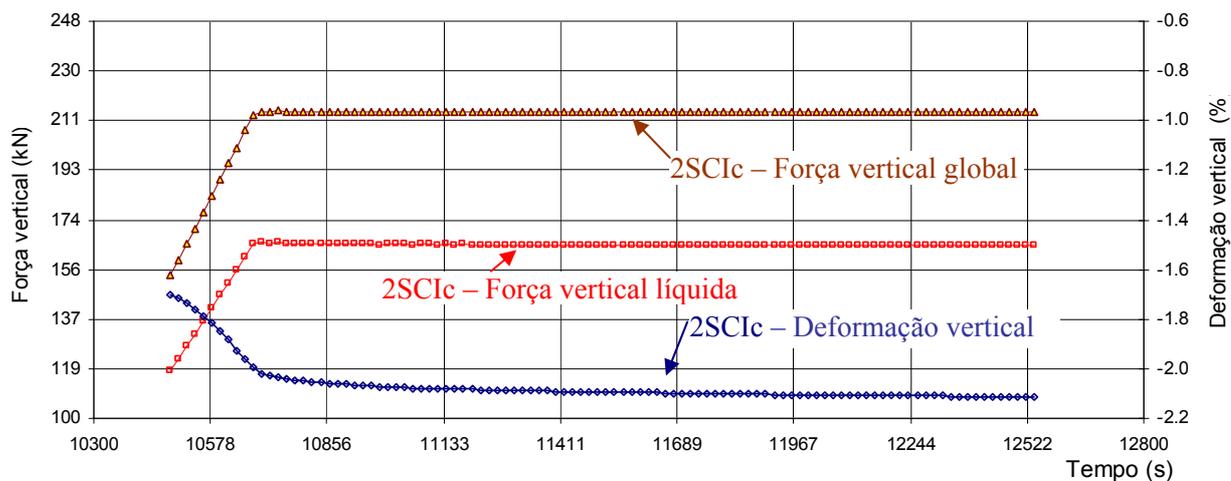


Figura 7-33 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 6.

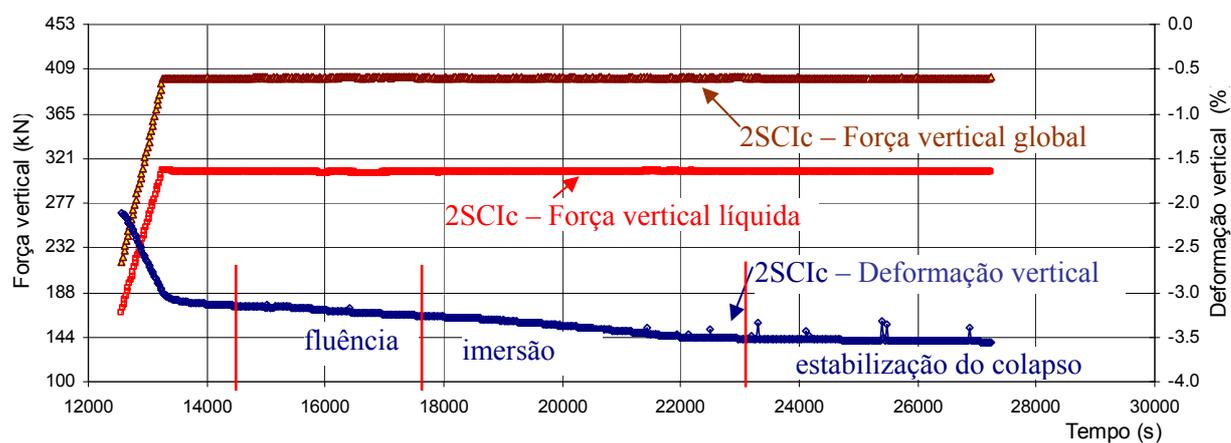


Figura 7-34 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 7 (inundação da amostra).

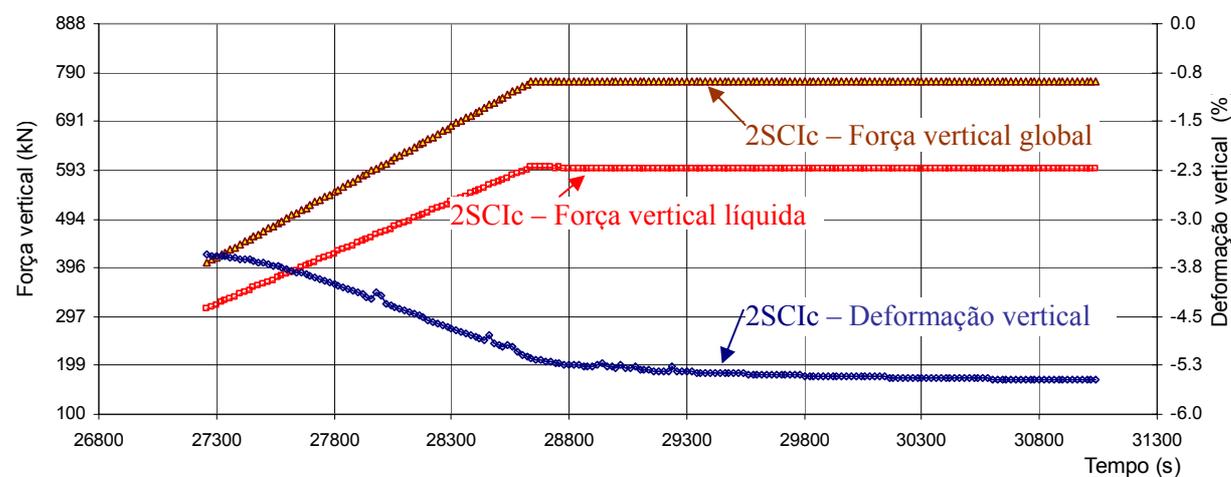


Figura 7-35 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 8.

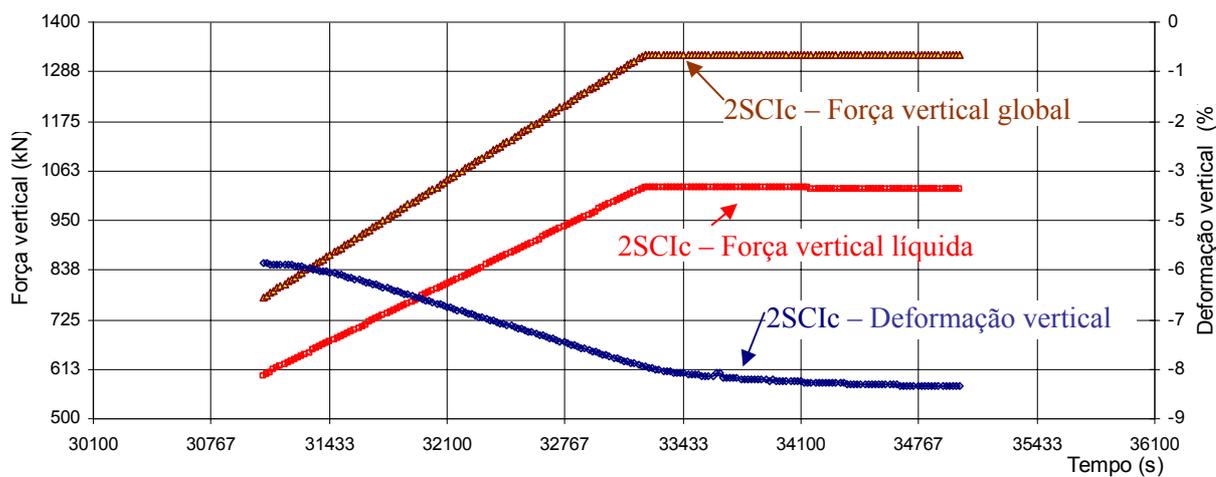


Figura 7-36 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 9.

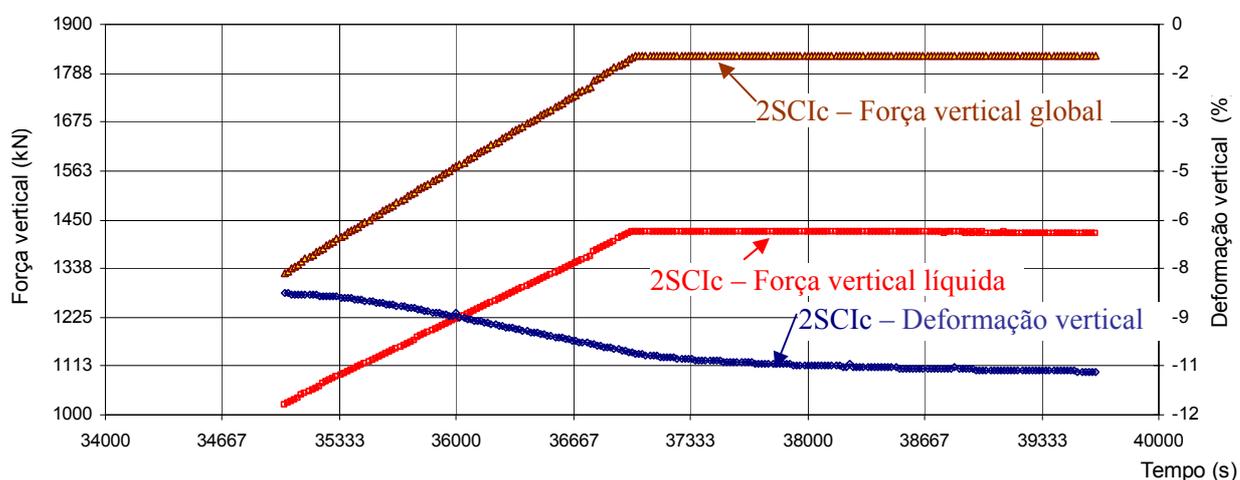


Figura 7-37 – Ensaio 2 – Estágio de carregamento 10.

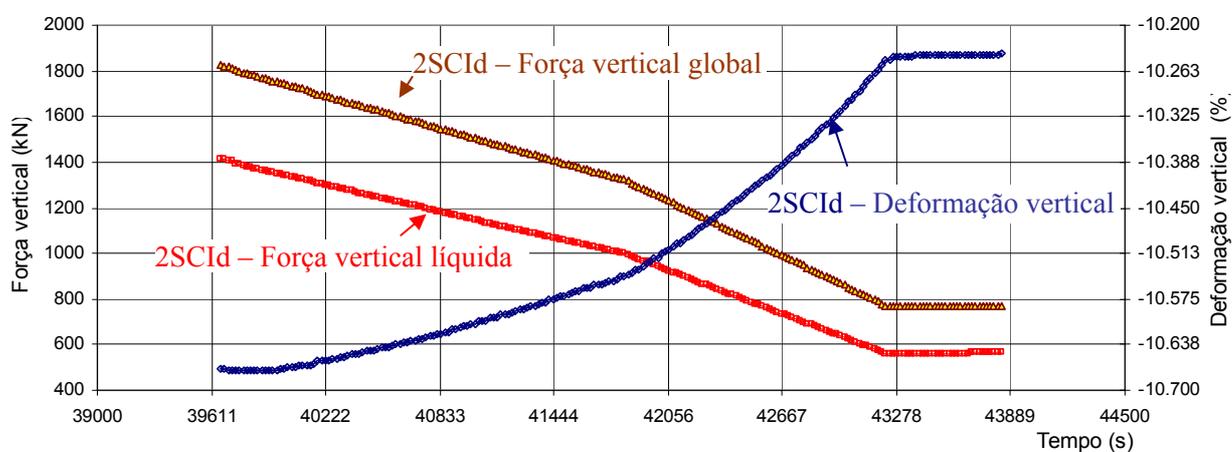


Figura 7-38 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 11.

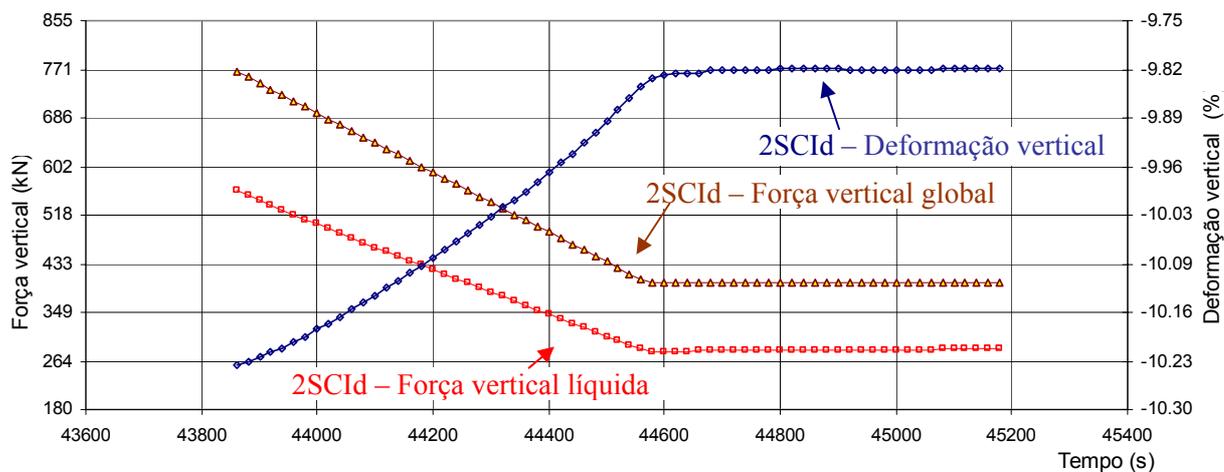


Figura 7-39 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 12.

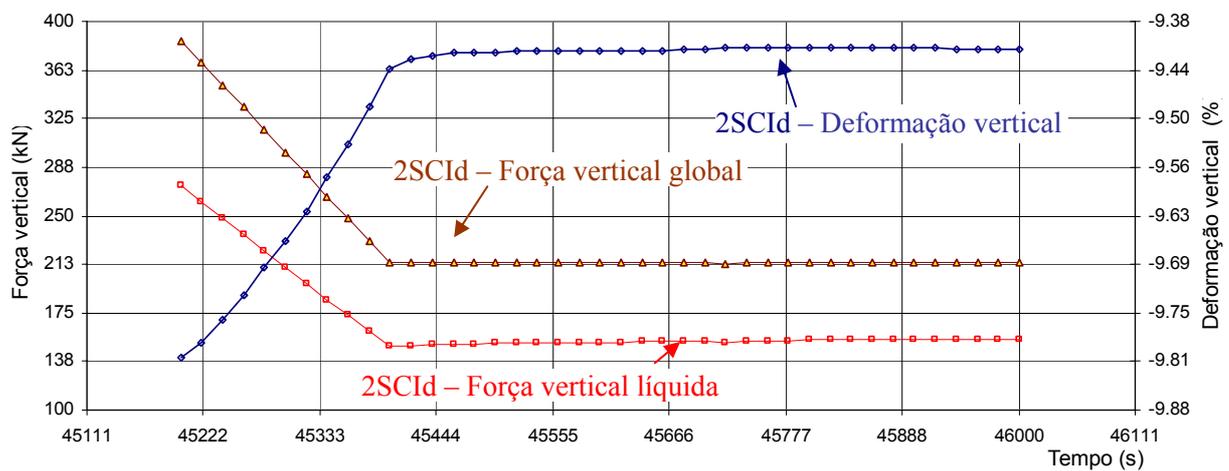


Figura 7-40 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 13.

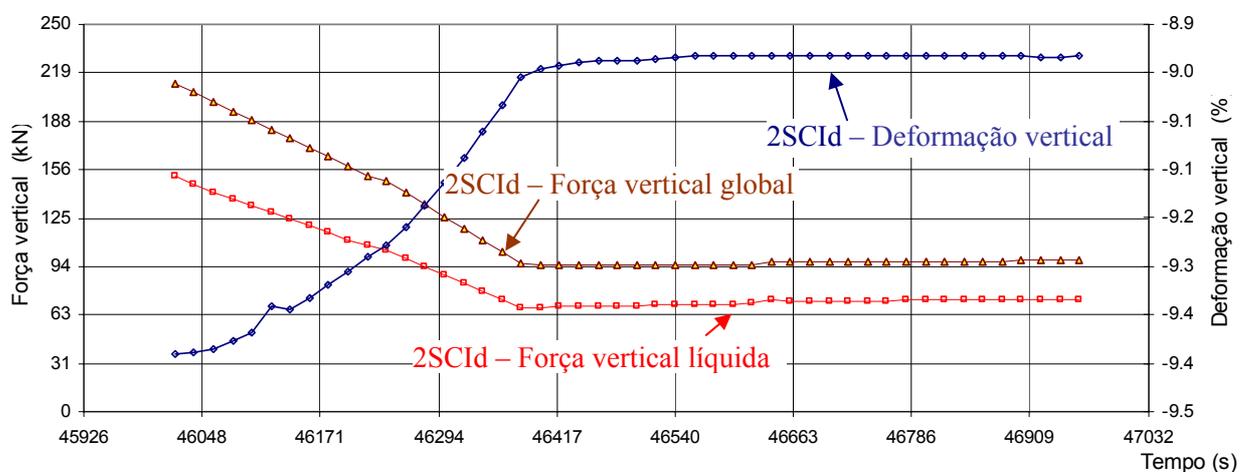


Figura 7-41 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 14.

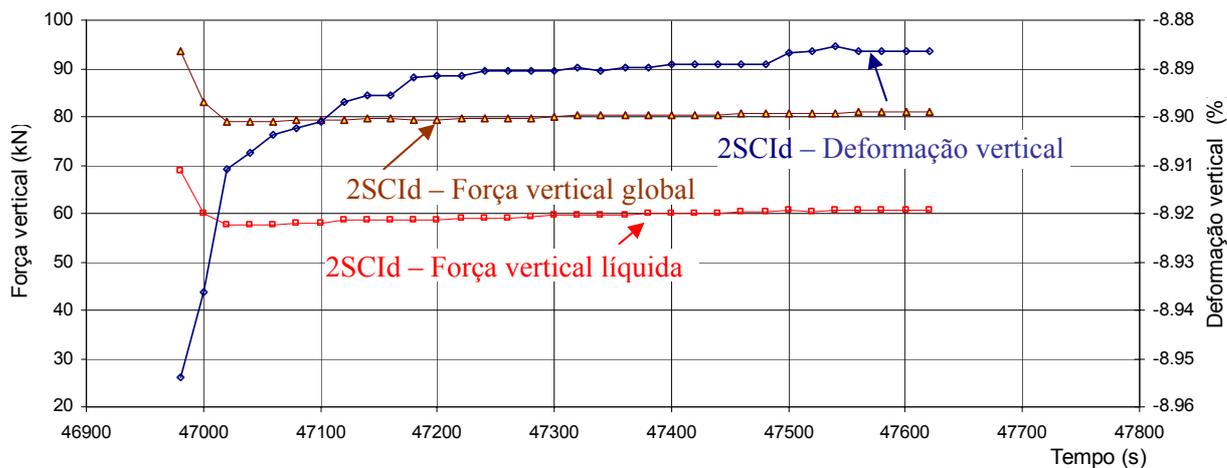


Figura 7-42 – Ensaio 2 – Estágio de descarregamento 15.

A seguir estão apresentadas as seguintes curvas: a) tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica e b) curva de compressibilidade obtida no ensaio 2 (Figura 7-43 a Figura 7-44).

Na seqüência (Figura 7-45 a Figura 7-49) são apresentadas as curvas da força de atrito *versus* força vertical efetiva global.

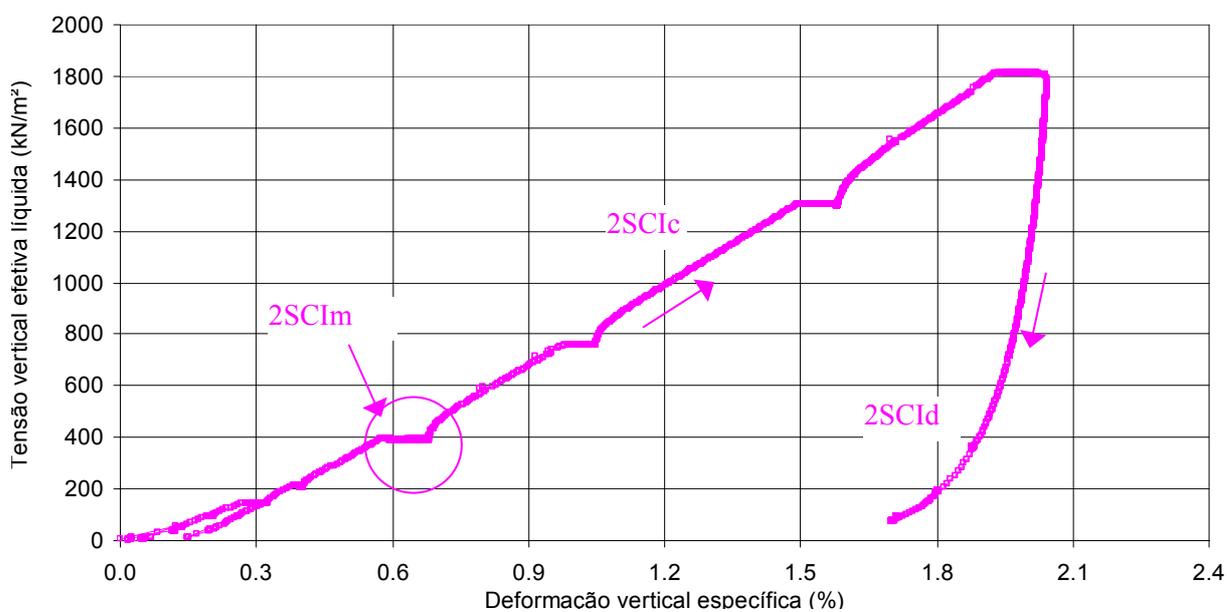


Figura 7-43 – Ensaio 2 – Tensão vertical efetiva líquida *versus* Deformação vertical específica.

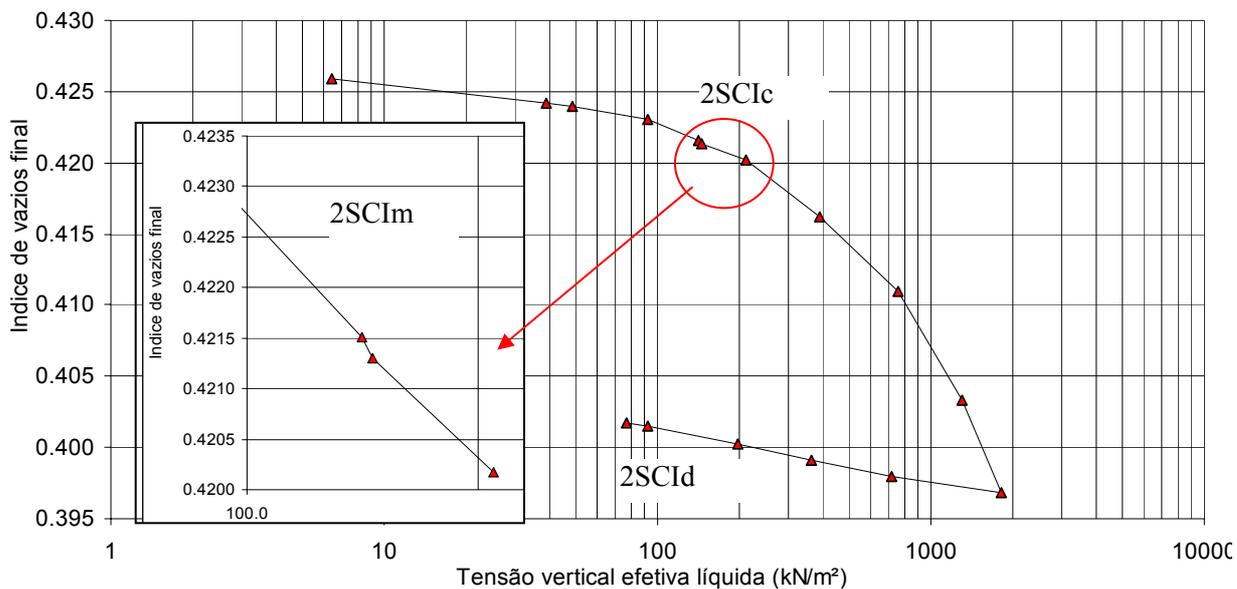


Figura 7-44 – Ensaio 2 – Curva de compressibilidade.

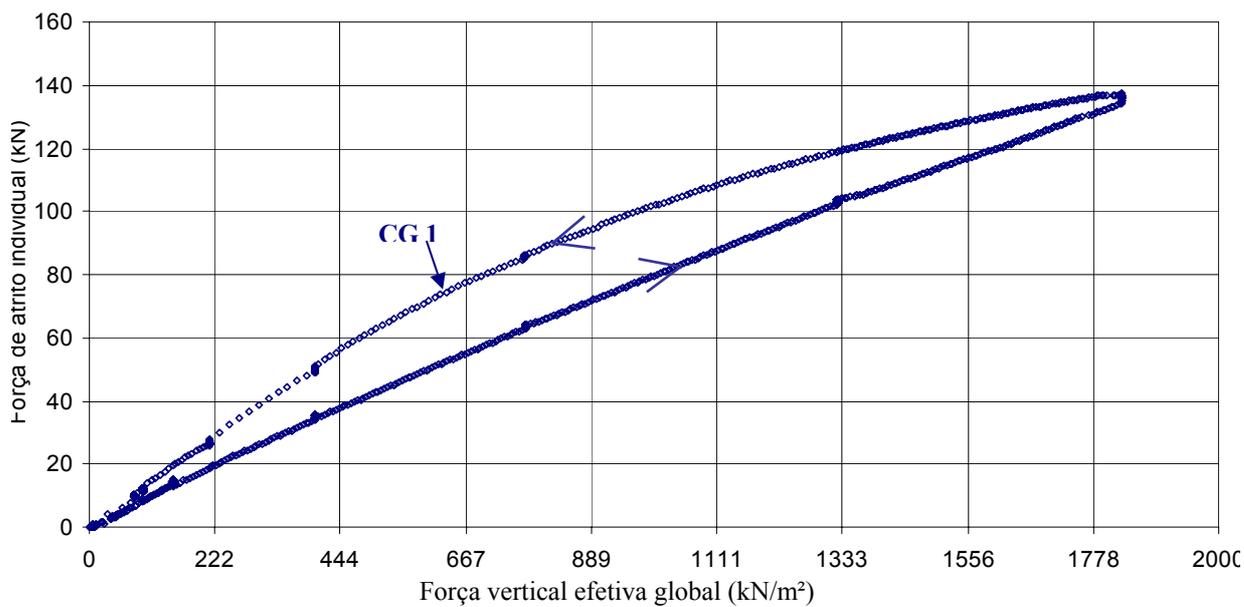


Figura 7-45 – Ensaio 2 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para a célula de carga 1.

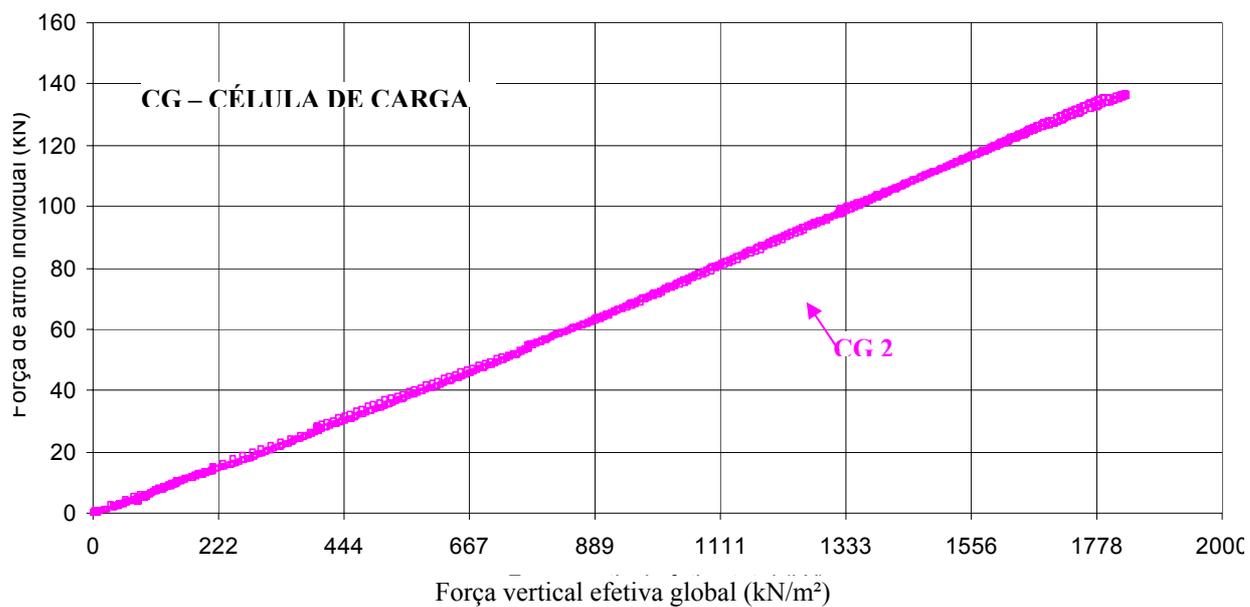


Figura 7-46 – Ensaio 2 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para a célula de carga 2.

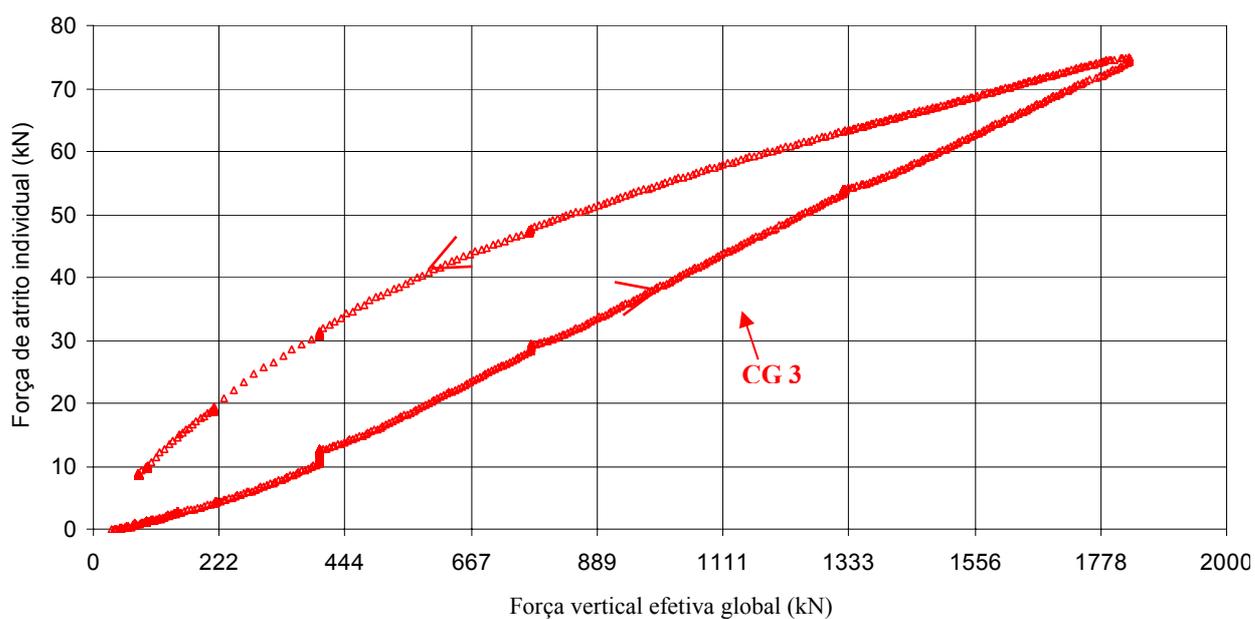


Figura 7-47 – Ensaio 2 – Força de atrito individual *versus* força vertical efetiva global para a célula de carga 3.

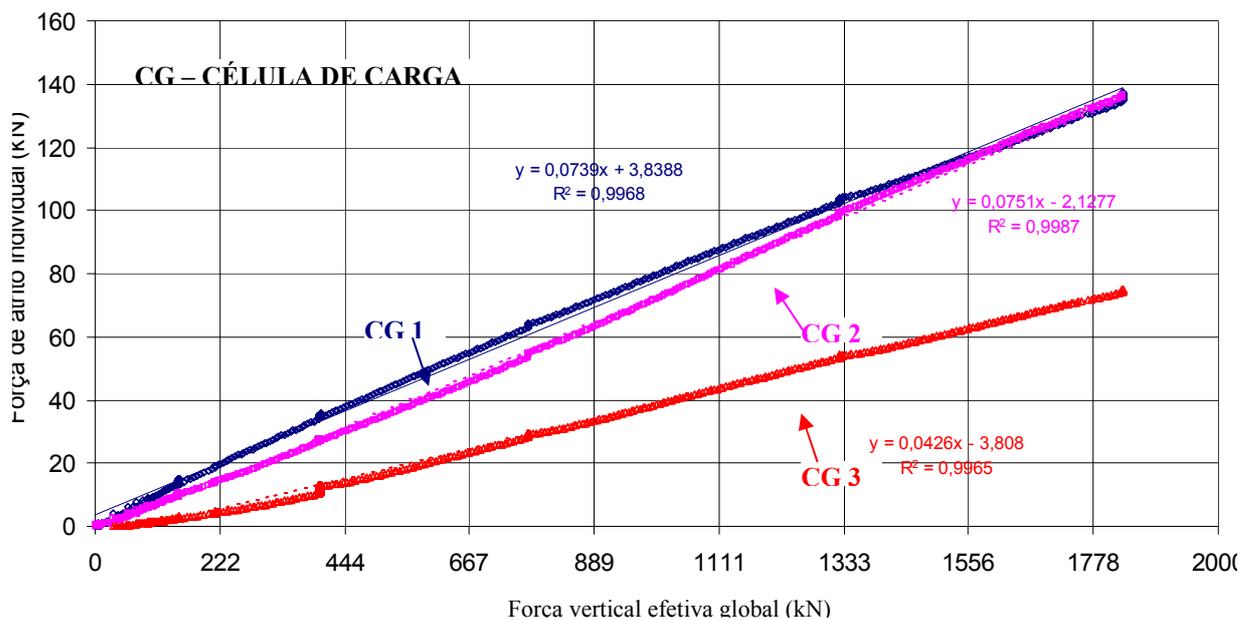


Figura 7-48 – Ensaio 2 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para as três células somente no estágio de carregamento.

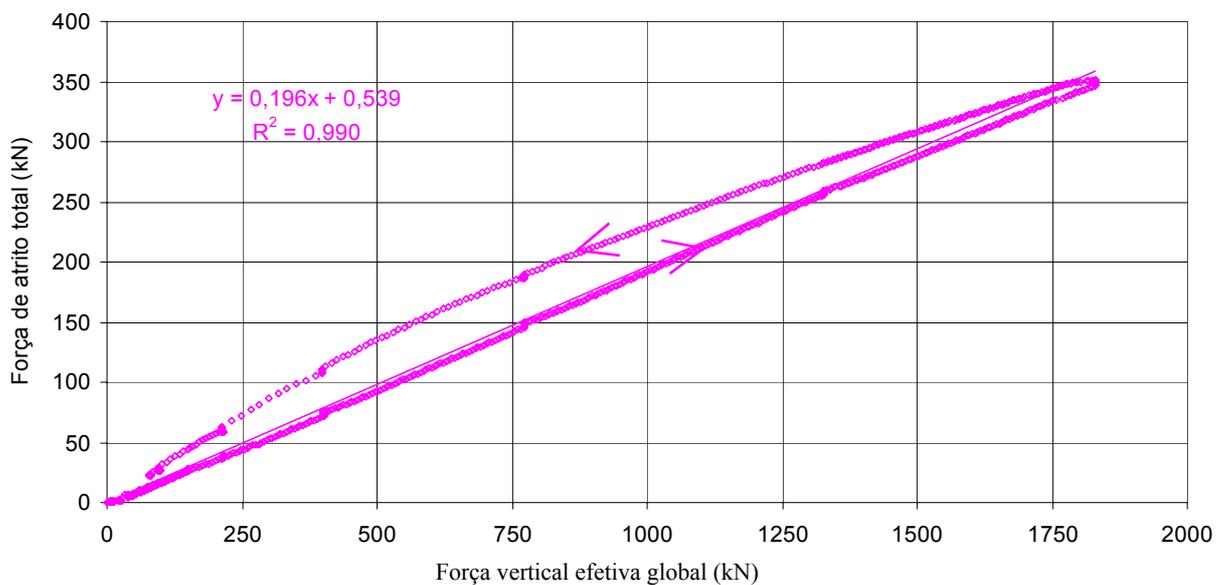


Figura 7-49 – Ensaio 2 – Força de atrito total (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN).

A Figura 7-50 apresenta a relação da força de atrito com a força vertical efetiva global em função da força vertical efetiva global para o ensaio 2. Este gráfico apresenta duas curvas: uma considerando os valores medidos nas células de carga 1, 2 e 3 e o outro utilizando apenas os valores das células de carga 1 e 2.

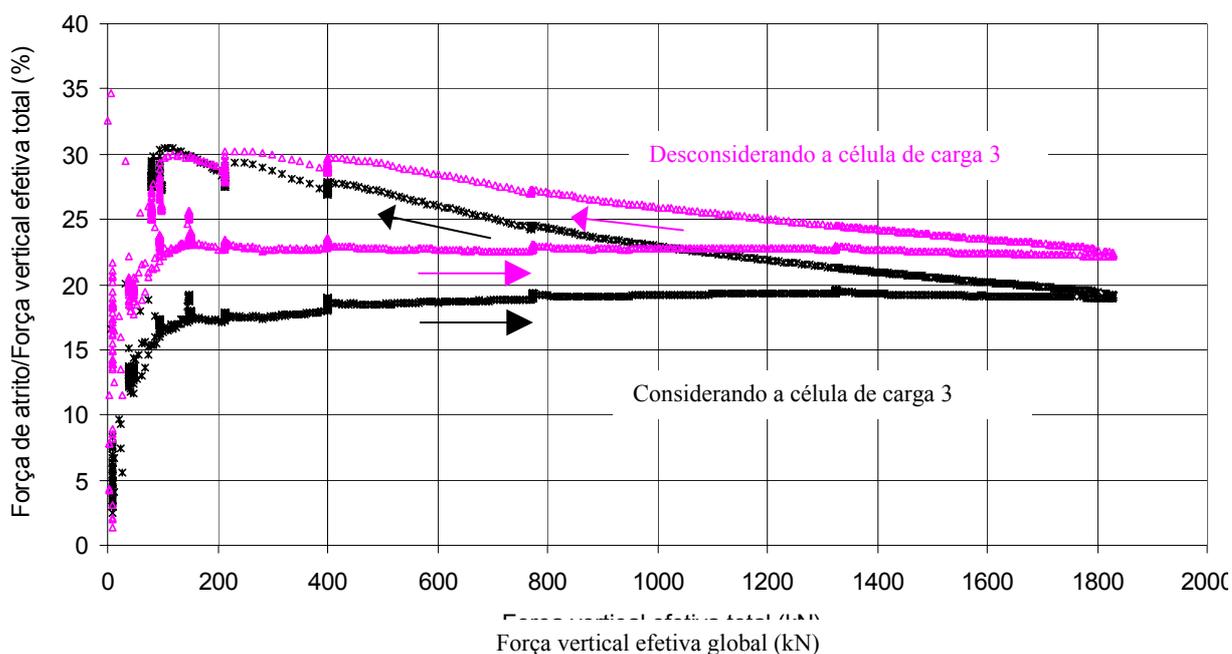


Figura 7-50 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 2 com e sem a correção da célula de carga 3.

Após o ensaio 1 fez-se uma verificação na instalação dos *strain gages*. Desta forma, no ensaio 2, os dados obtidos pelo *strain gage* 6 apresentou um pouco mais coerente (ver Figura 7-51).

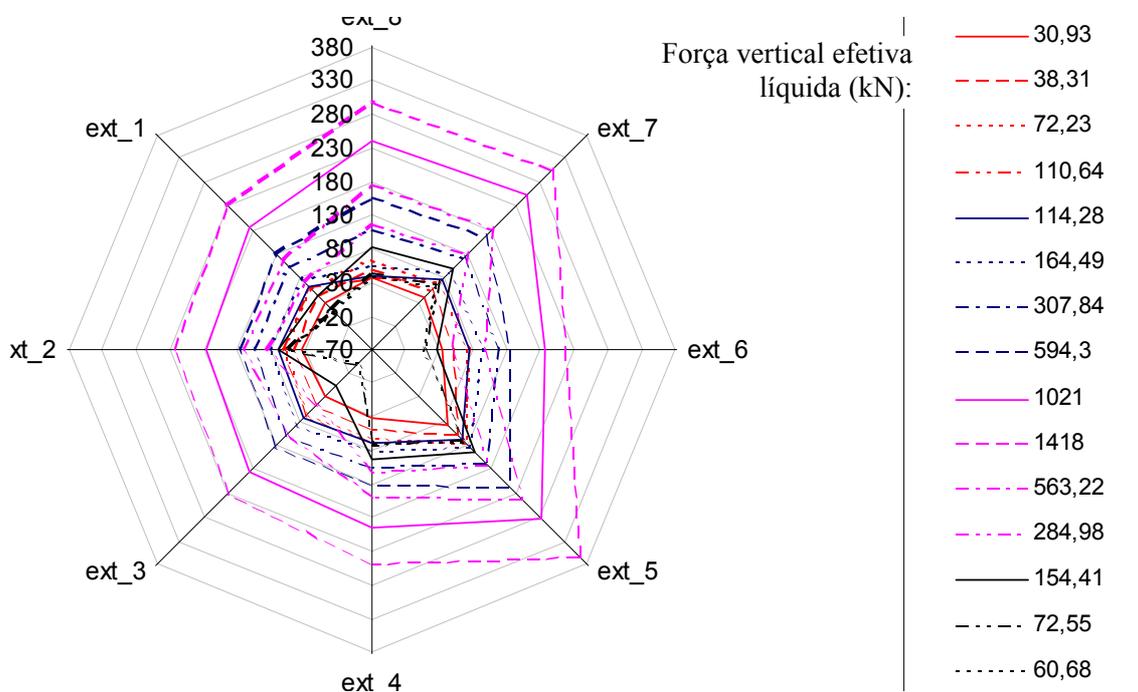


Figura 7-51 – Ensaio 2 – Deformação lateral ( $\mu\text{m/m}$ ) versus Força vertical efetiva líquida (kN).

### 7.6.3 Resultados do Ensaio 3

Este ensaio foi realizado com a amostra compactada com adição de água. A altura inicial da amostra é de 54,47 cm. A força vertical efetiva líquida máxima aplicada foi de 1392 kN.

Os estágios de carregamento e descarregamento do ensaio 3 são mostrados a partir da Figura 7-52 até a Figura 7-67.

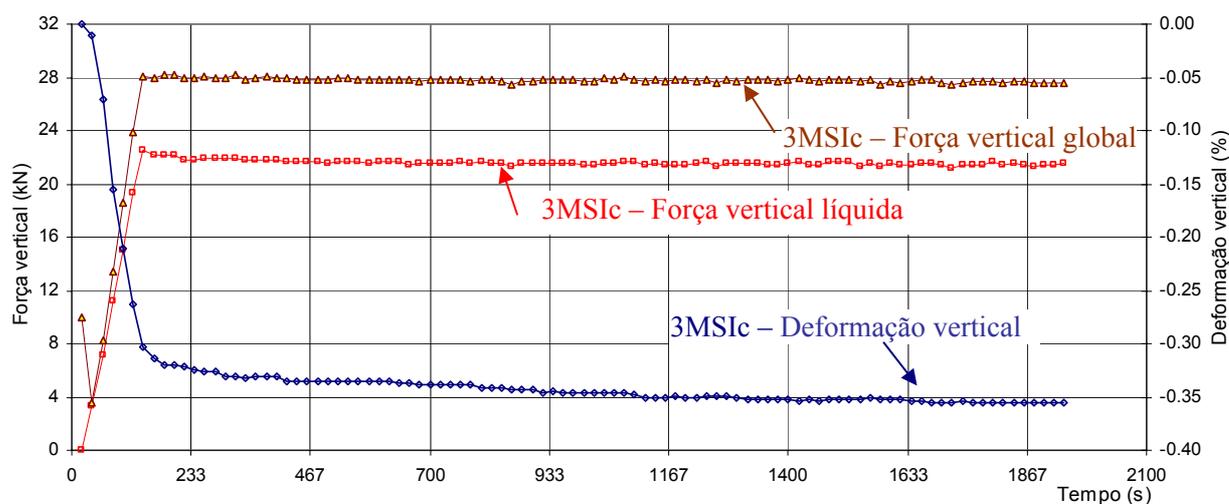


Figura 7-52 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 1.

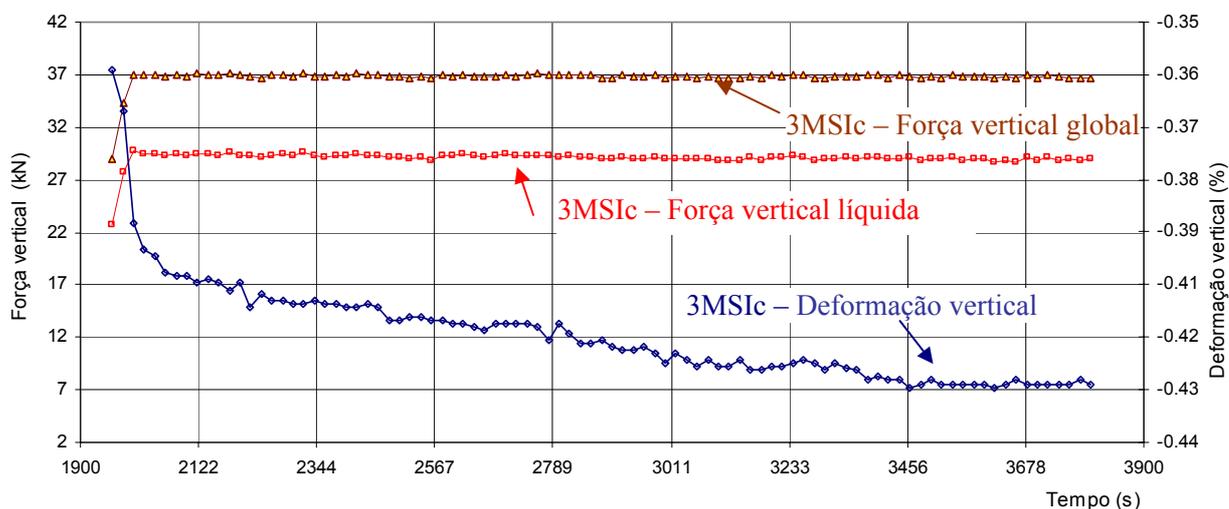


Figura 7-53 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 2.

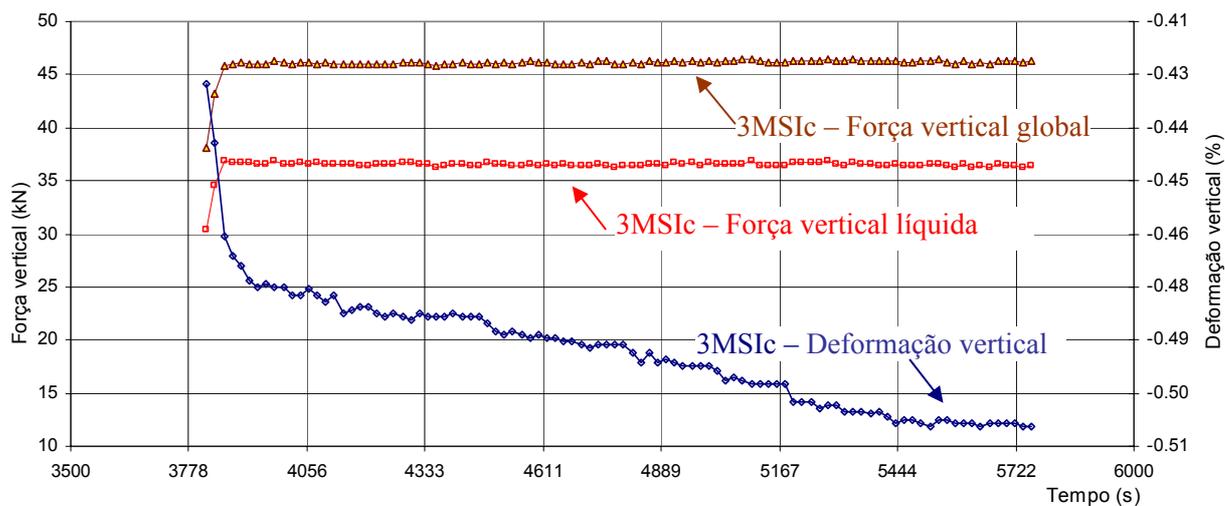


Figura 7-54 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 3.

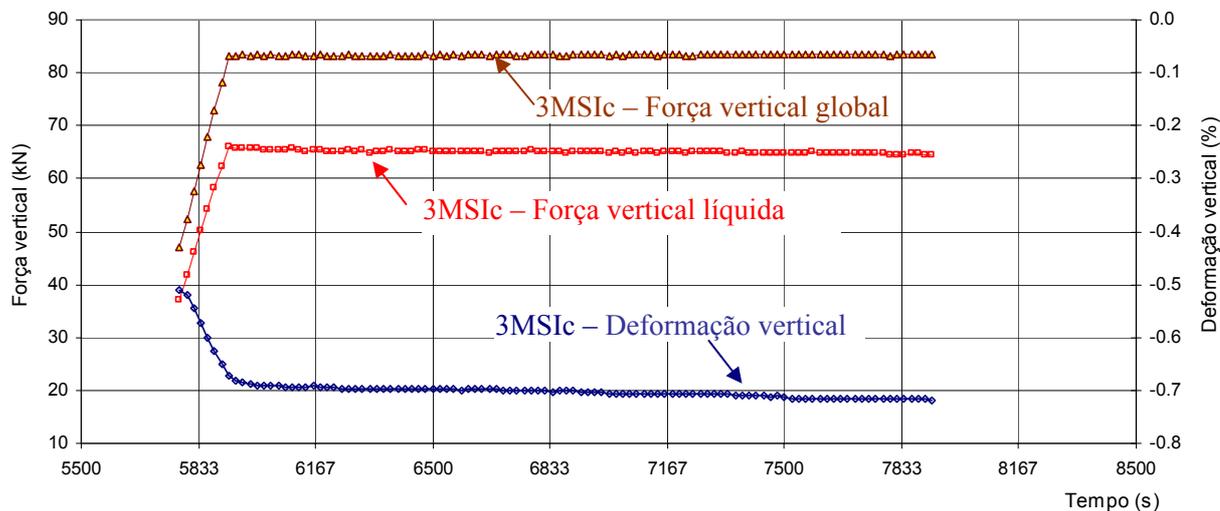


Figura 7-55 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 4.

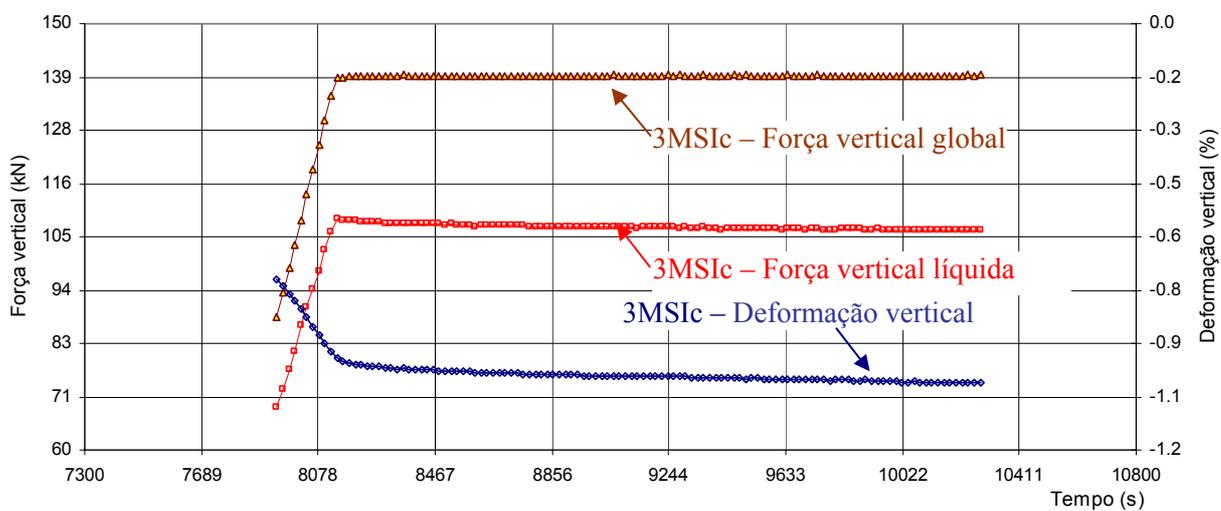


Figura 7-56 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 5.

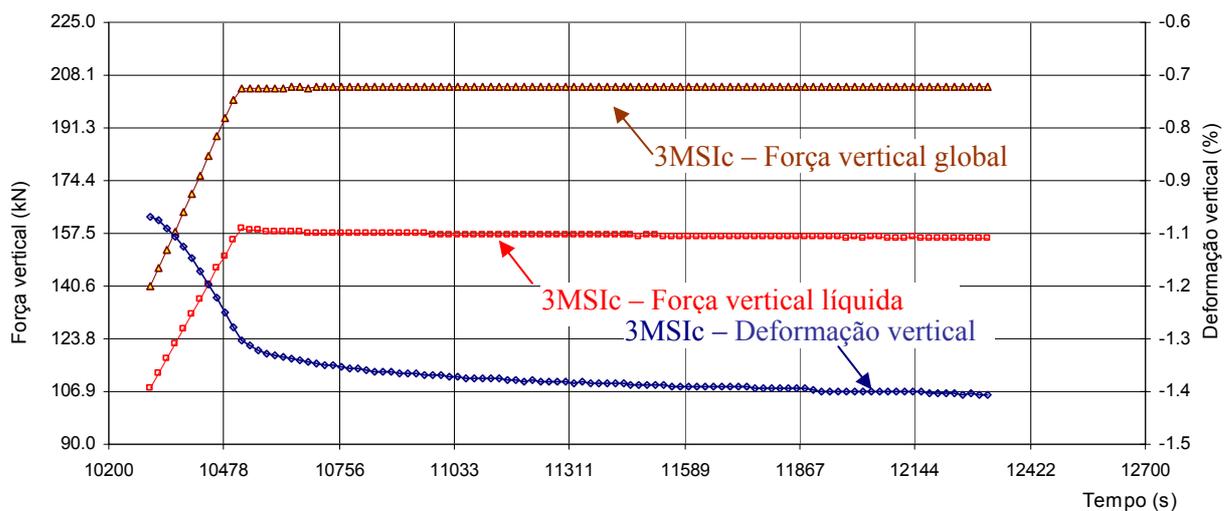


Figura 7-57 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 6.

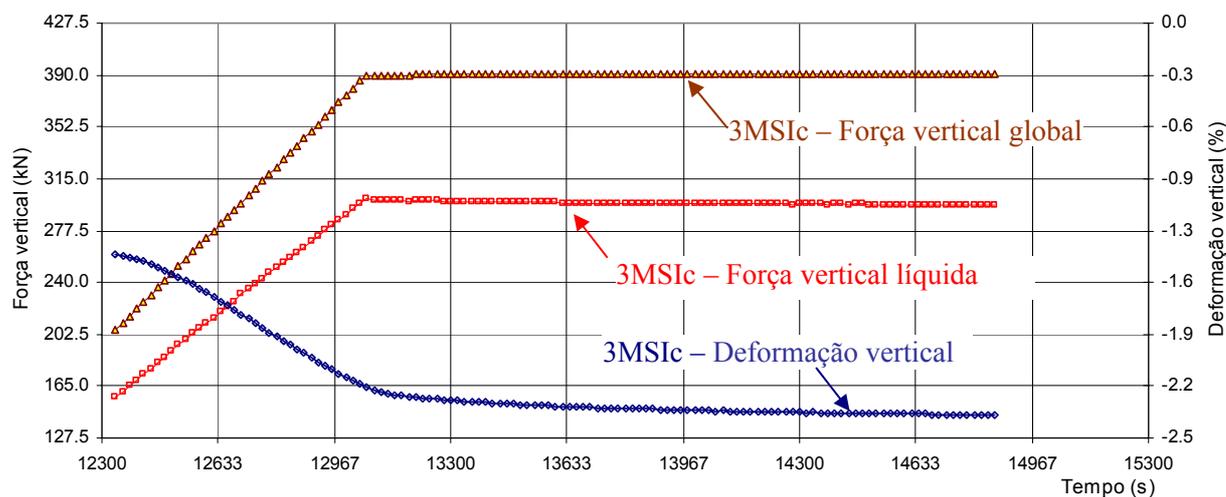


Figura 7-58 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 7.

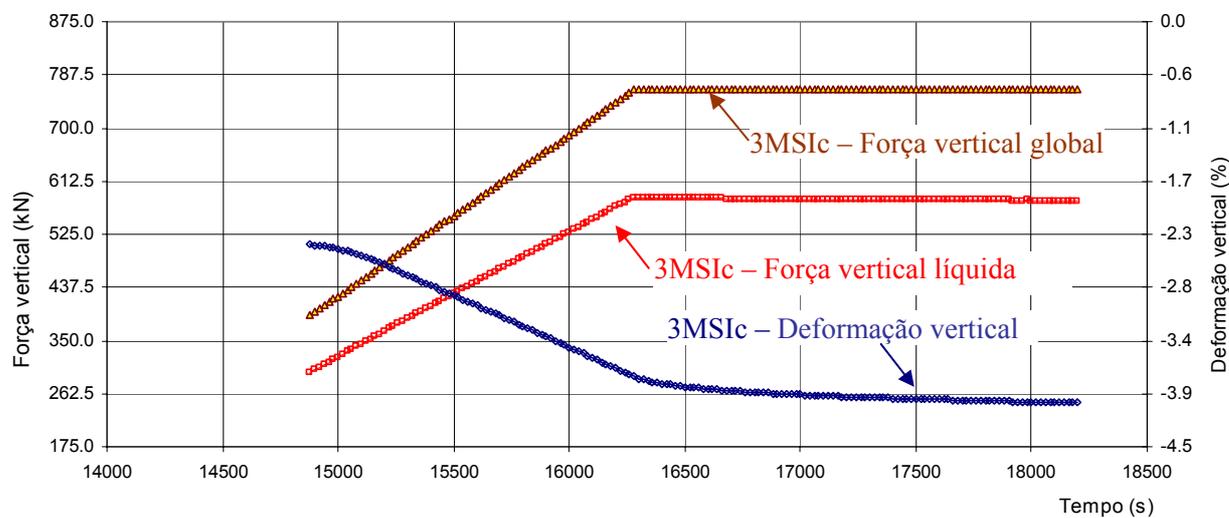


Figura 7-59 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 8.

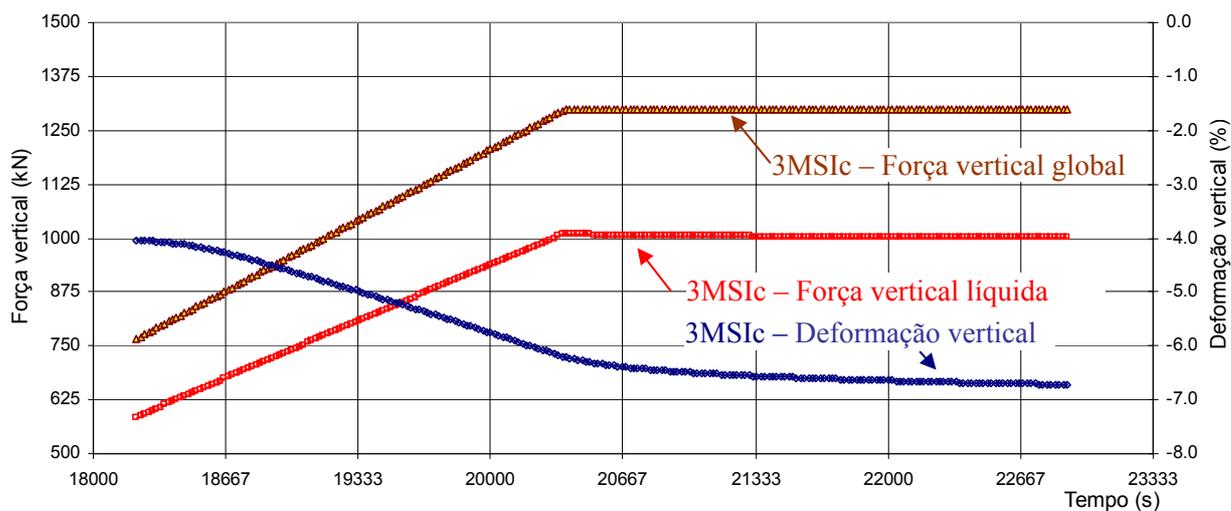


Figura 7-60 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 9.

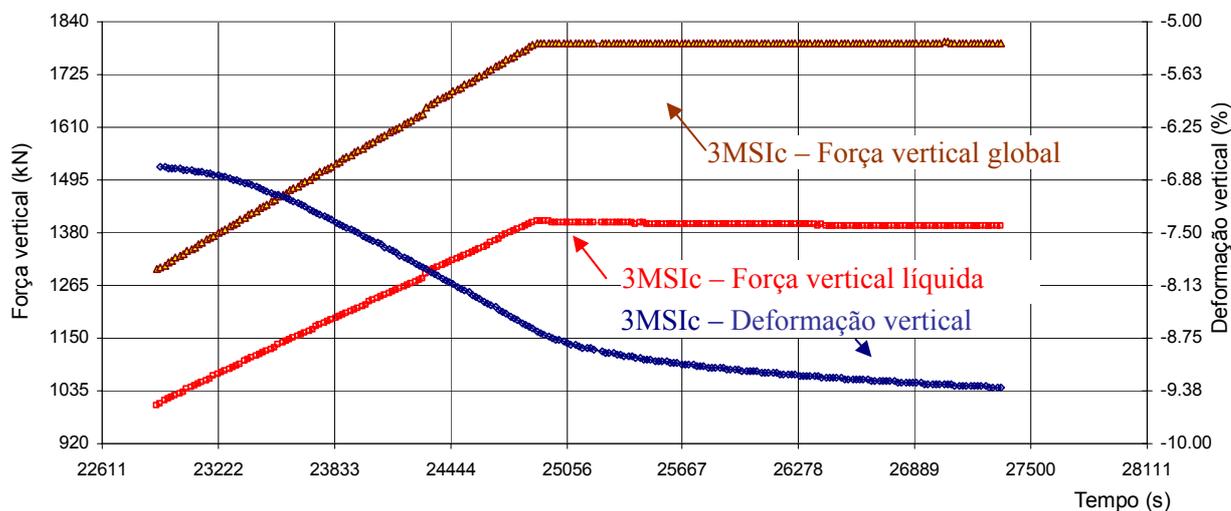


Figura 7-61 – Ensaio 3 – Estágio de carregamento 10.

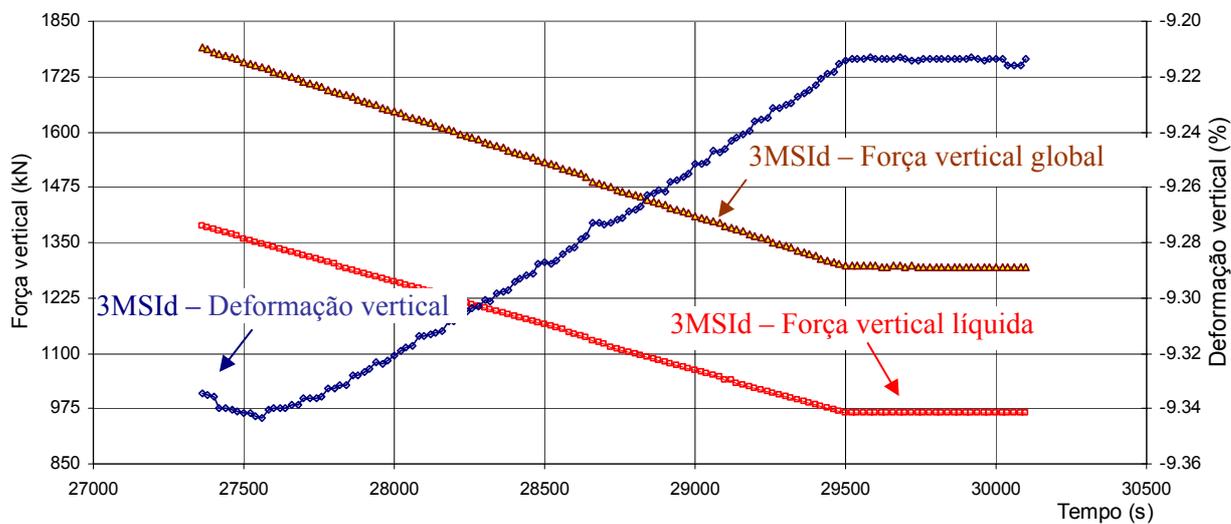


Figura 7-62 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 11.

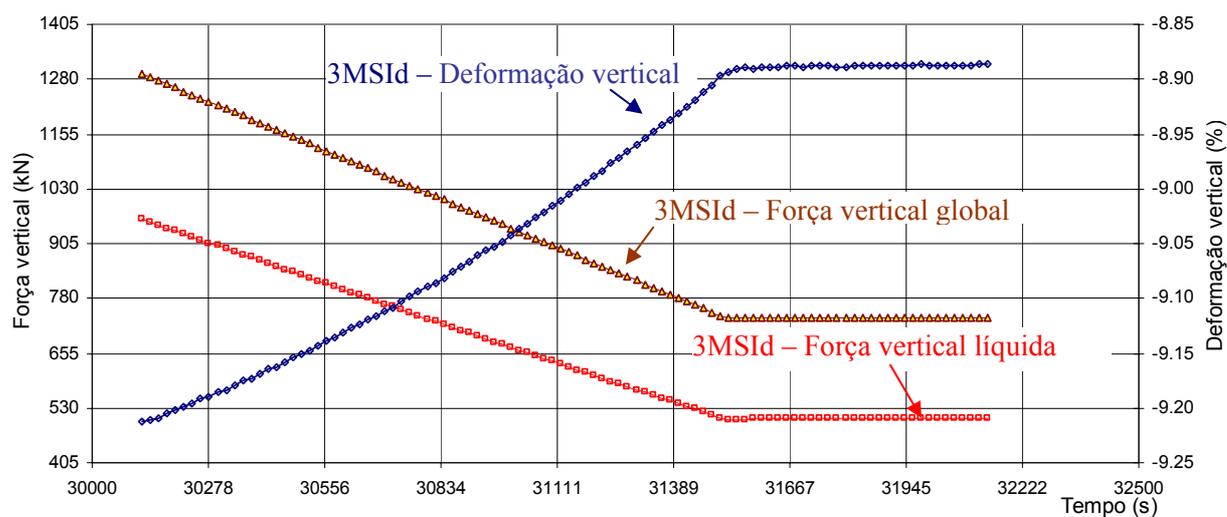


Figura 7-63 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 12.

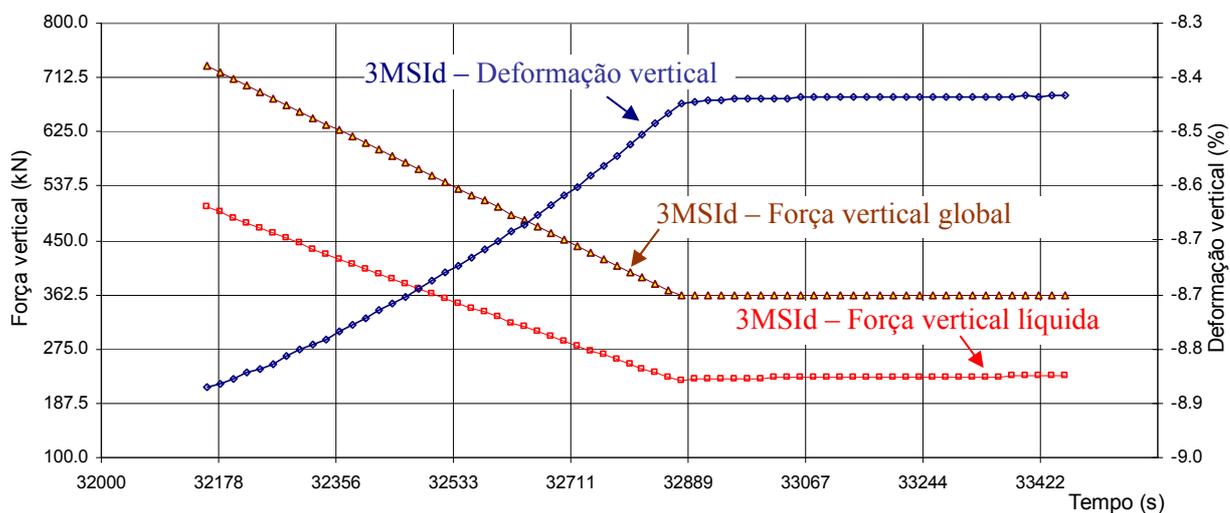


Figura 7-64 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 13.

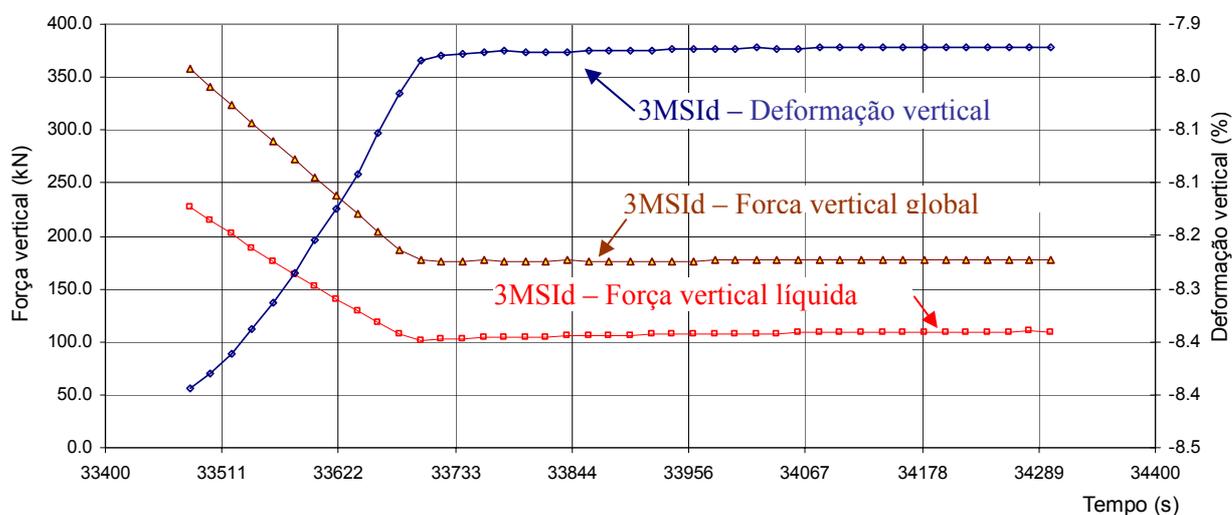


Figura 7-65 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 14.

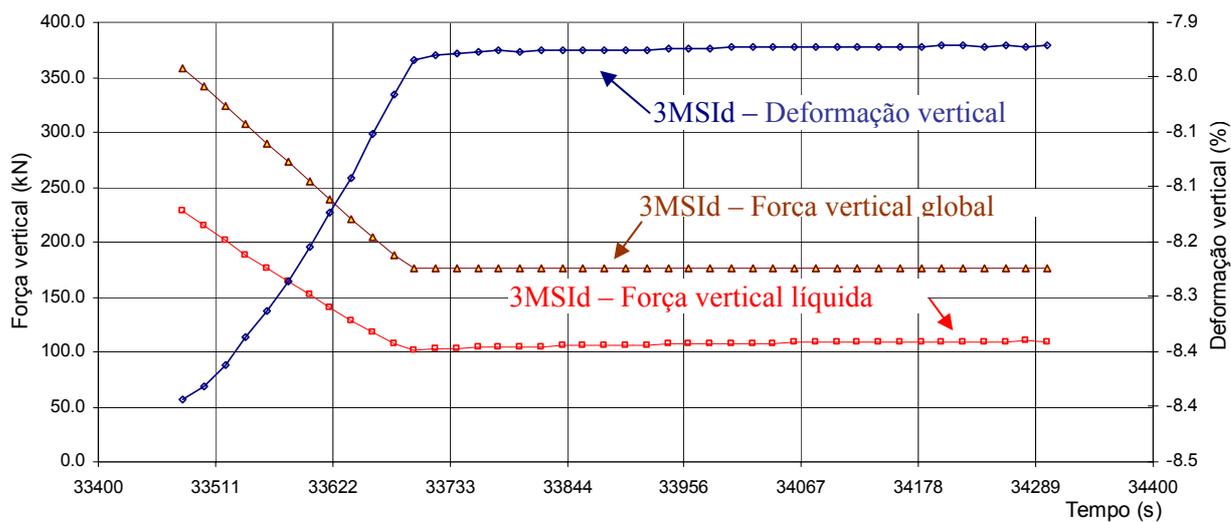


Figura 7-66 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 15.

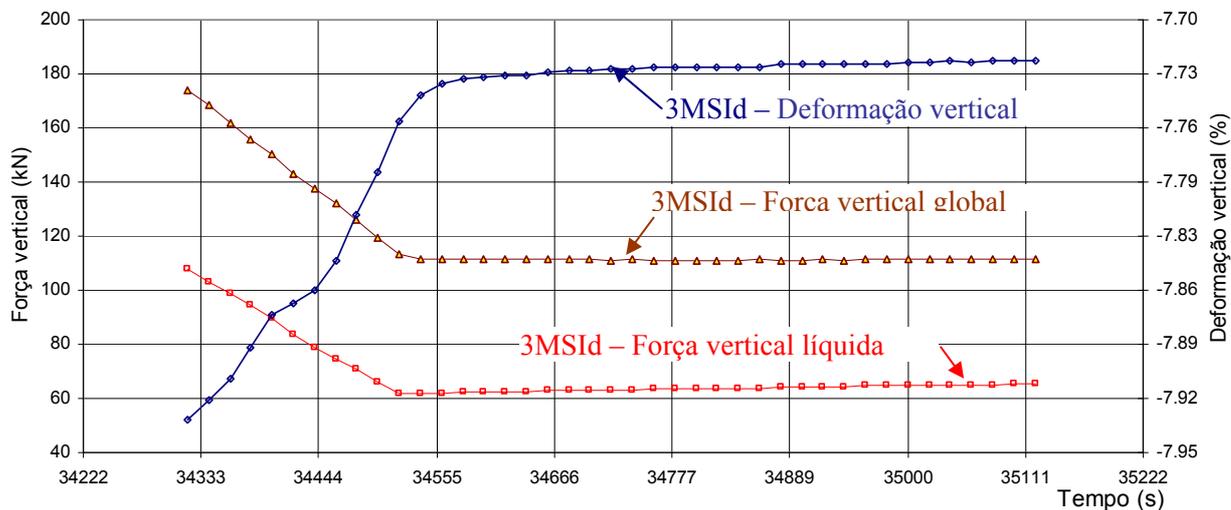


Figura 7-67 – Ensaio 3 – Estágio de descarregamento 16.

A seguir estão apresentadas as seguintes curvas: a) tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica e b) curva de compressibilidade obtida no ensaio 3 (Figura 7-68 a Figura 7-69).

Na seqüência são apresentadas as curvas da força de atrito *versus* Força vertical efetiva global (Figura 7-70 a Figura 7-74).

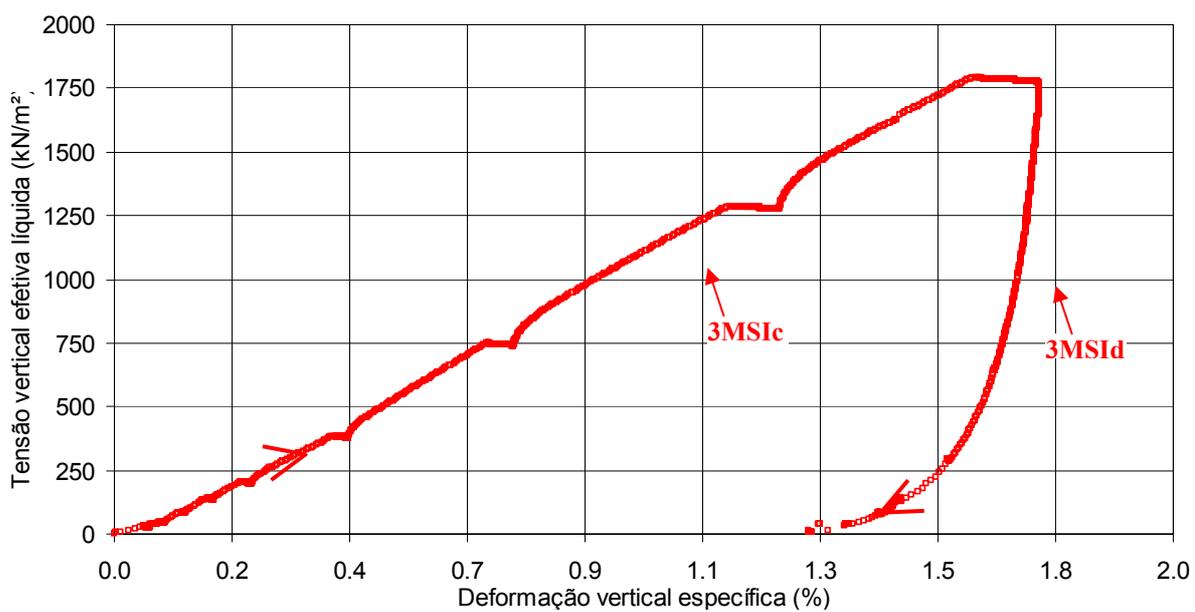


Figura 7-68 – Ensaio 3 – Tensão vertical efetiva líquida *versus* Deformação vertical específica.

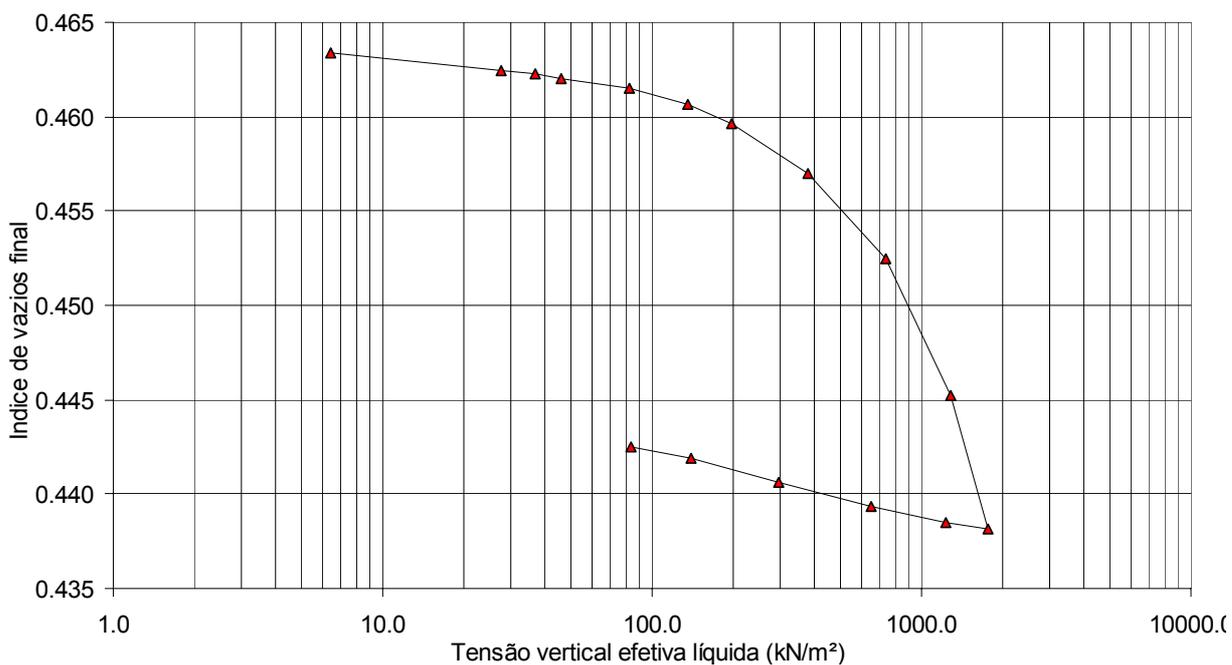


Figura 7-69 – Ensaio 3 – Curva de compressibilidade.

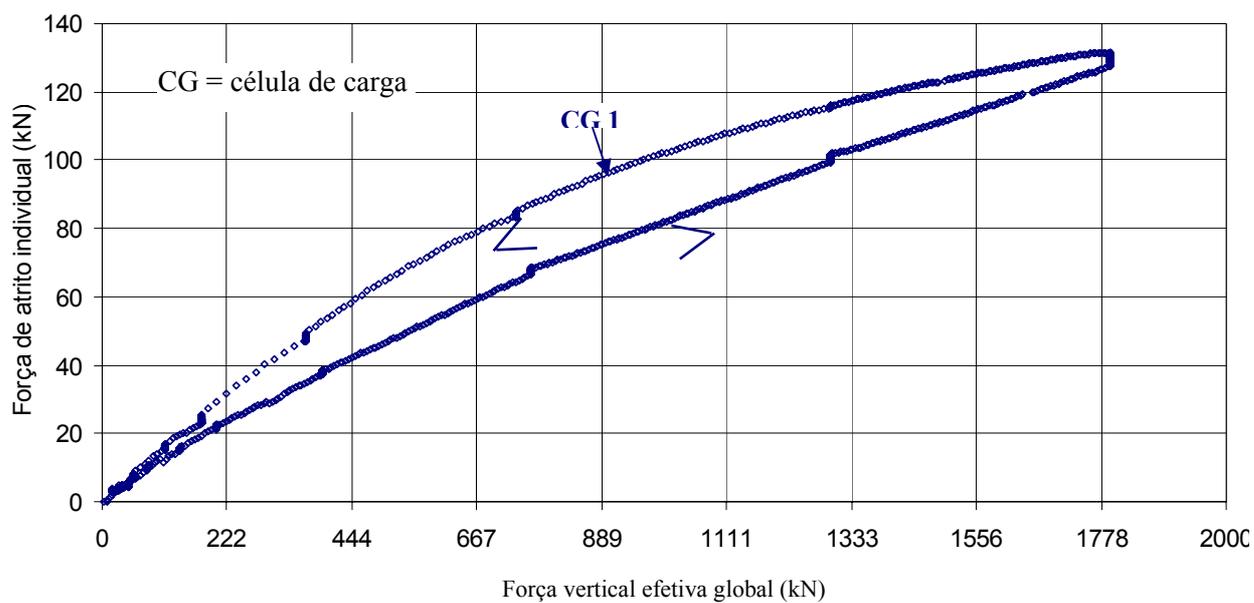


Figura 7-70 – Ensaio 3 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para a célula de carga 1.

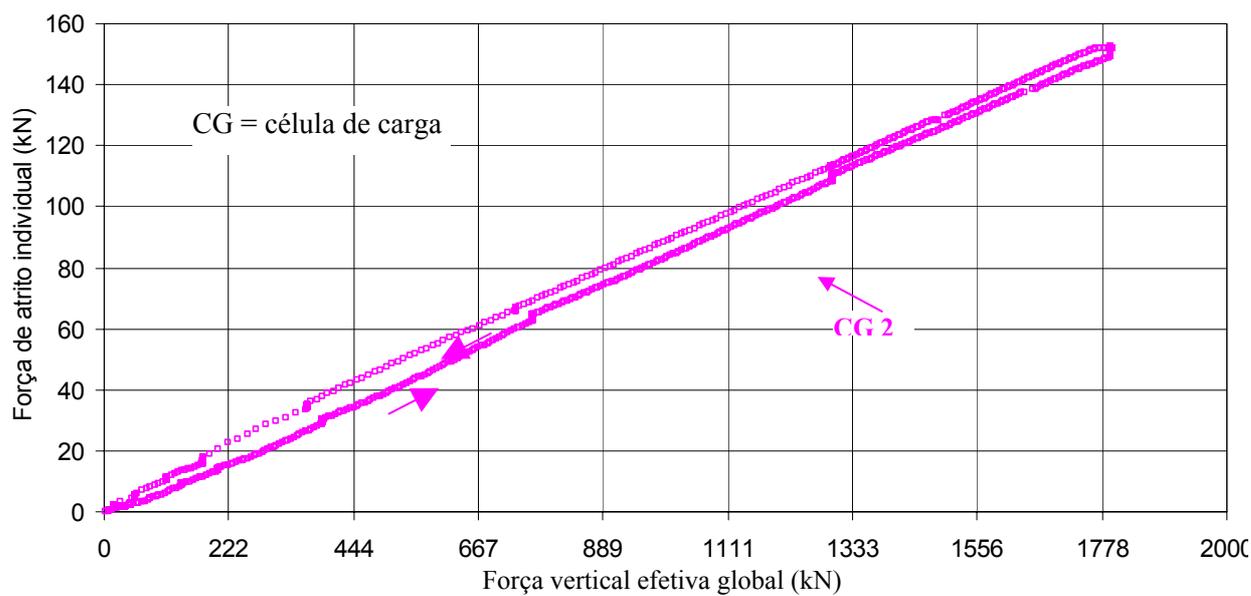


Figura 7-71 – Ensaio 3 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para a célula de carga 2.

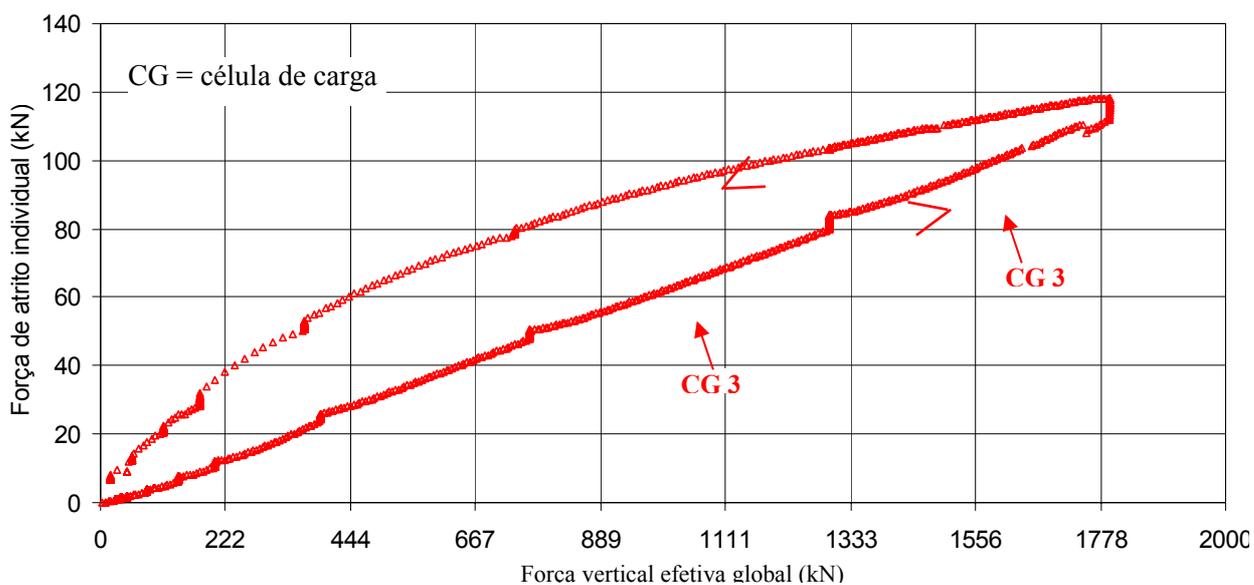


Figura 7-72 – Ensaio 3 – Força de atrito individual *versus* Força vertical efetiva global para a célula de carga 3.

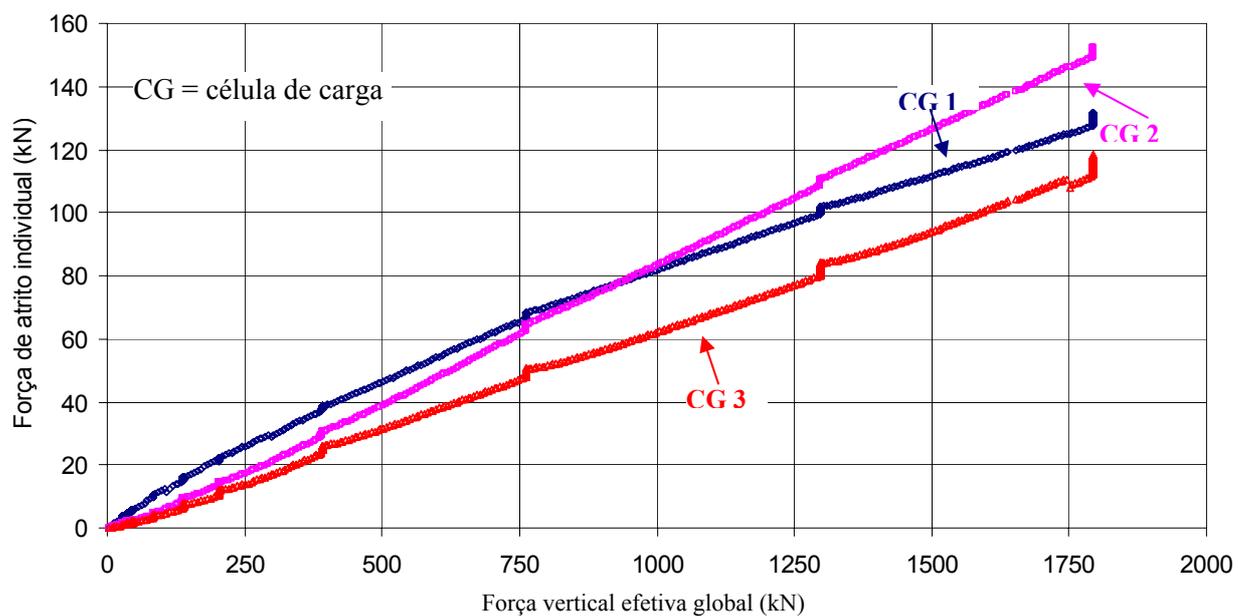


Figura 7-73 – Ensaio 3 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) total para as três células somente no estágio de carregamento.

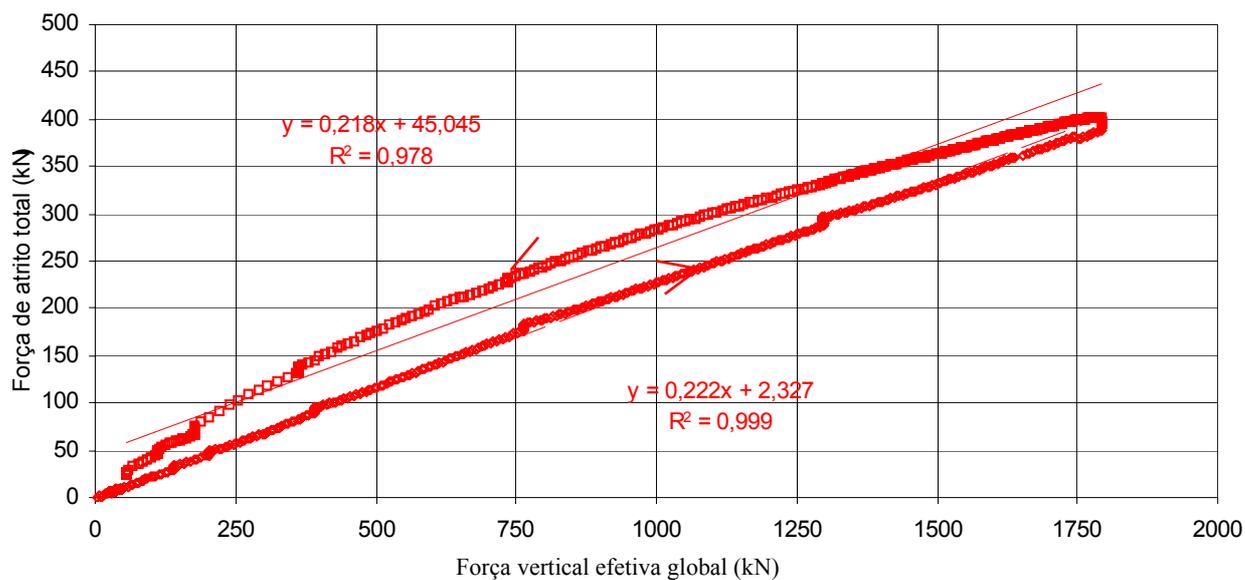


Figura 7-74 – Ensaio 3 – Força de atrito total (kN) versus Força vertical efetiva global (kN).

A Figura 7-75 apresenta a relação da força de atrito com a força vertical efetiva global em função da força vertical efetiva global para o ensaio 3.

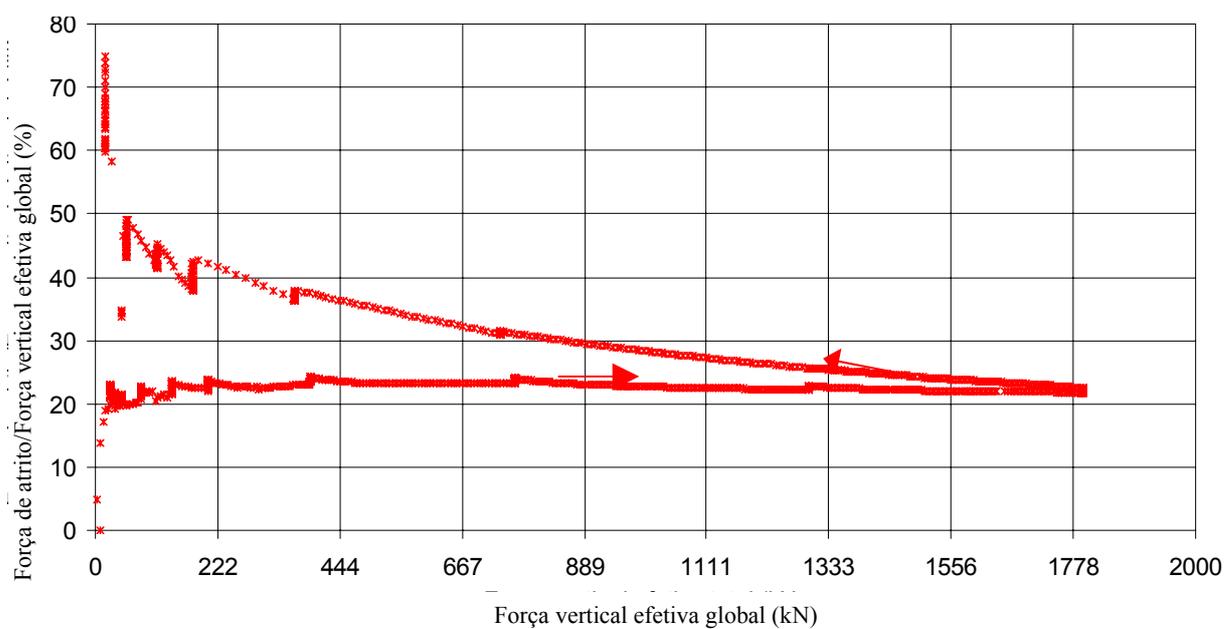


Figura 7-75 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 3.

A deformação lateral, obtida pelos 8 *strain gages* instalados na lateral da câmara de compressão unidimensional, no ensaio 3 está apresentada na Figura 7-76.

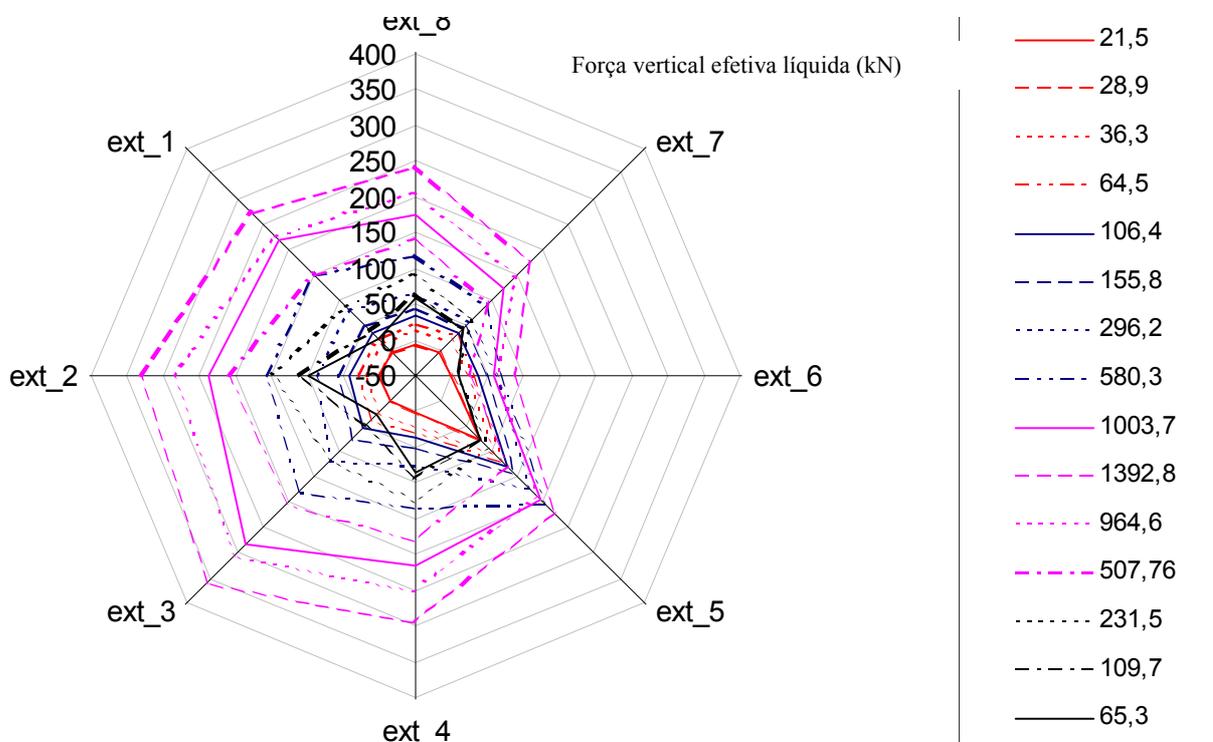


Figura 7-76 – Ensaio 3 – Deformação lateral ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) versus Força vertical efetiva líquida (kN).

#### 7.6.4 Resultados do Ensaio 4

Este ensaio foi realizado com a amostra compactada com adição de água, da mesma maneira que no ensaio 3. A altura inicial da amostra é de 54,0 cm. A força vertical efetiva líquida máxima aplicada foi de 1402 kN. A amostra foi inundada quando a tensão vertical efetiva líquida atingiu  $395 \text{ kN}/\text{m}^2$ , mantendo-se neste valor até que a deformação devida à molhagem do material mantivesse constante. Neste tipo de ensaio foi desprezada a pressão hidrostática (coluna d'água de 50 cm).

Os estágios de carregamento e descarregamento do ensaio 4 estão apresentados abaixo (Figura 7-77 a Figura 7-91).

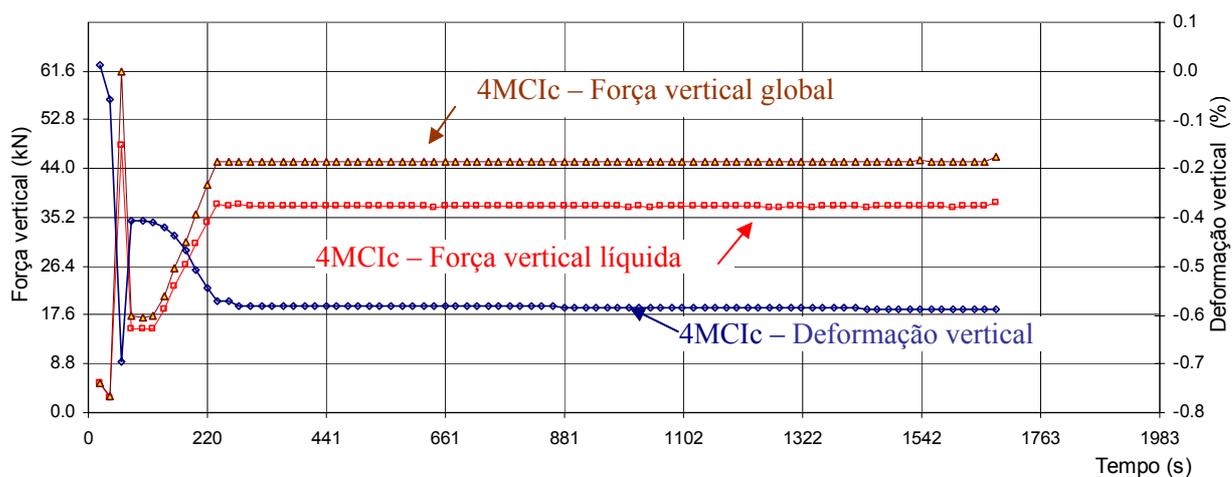


Figura 7-77 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 1.

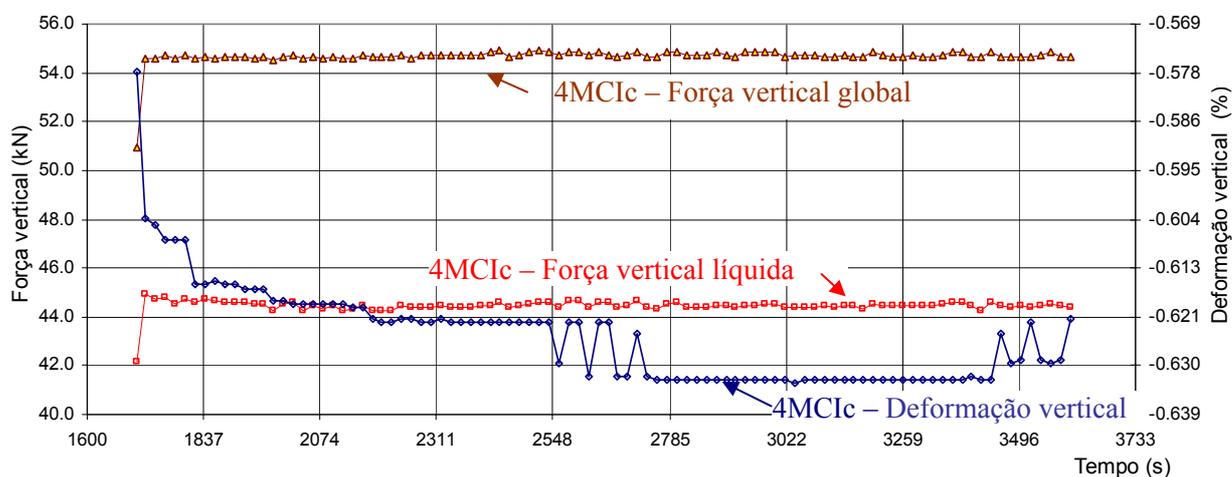


Figura 7-78 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 2.

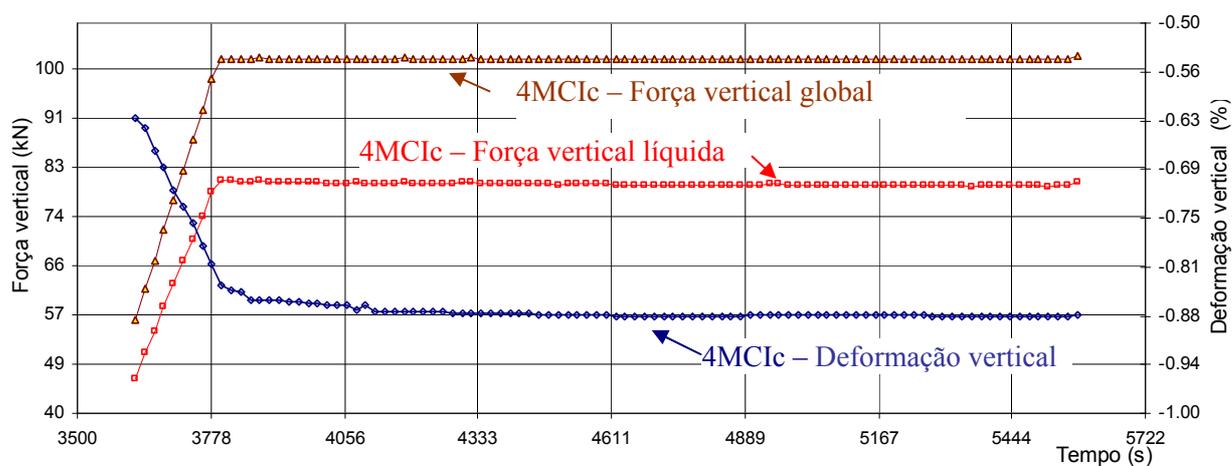


Figura 7-79 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 3.

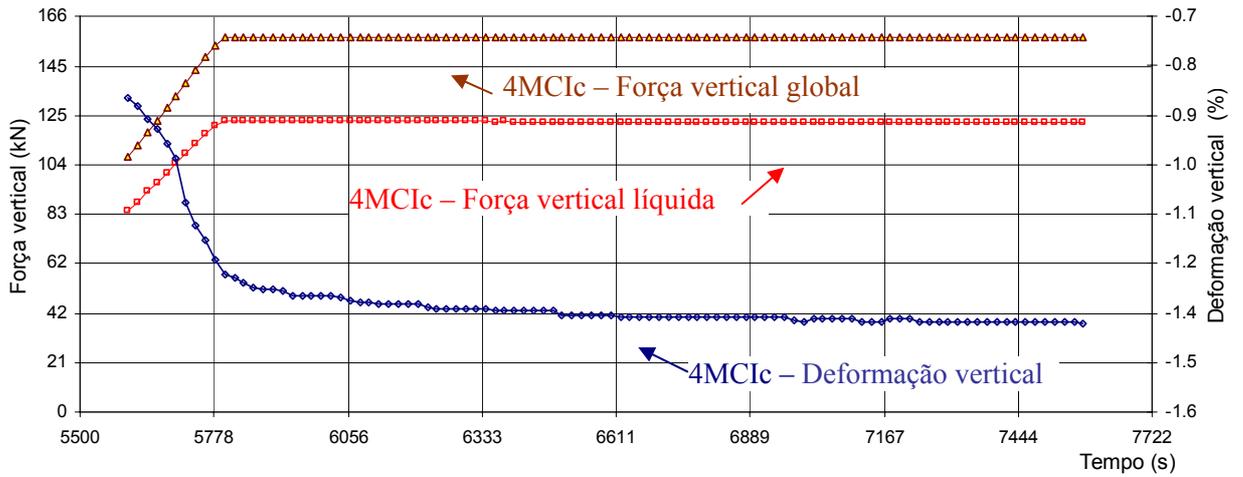


Figura 7-80 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 4.

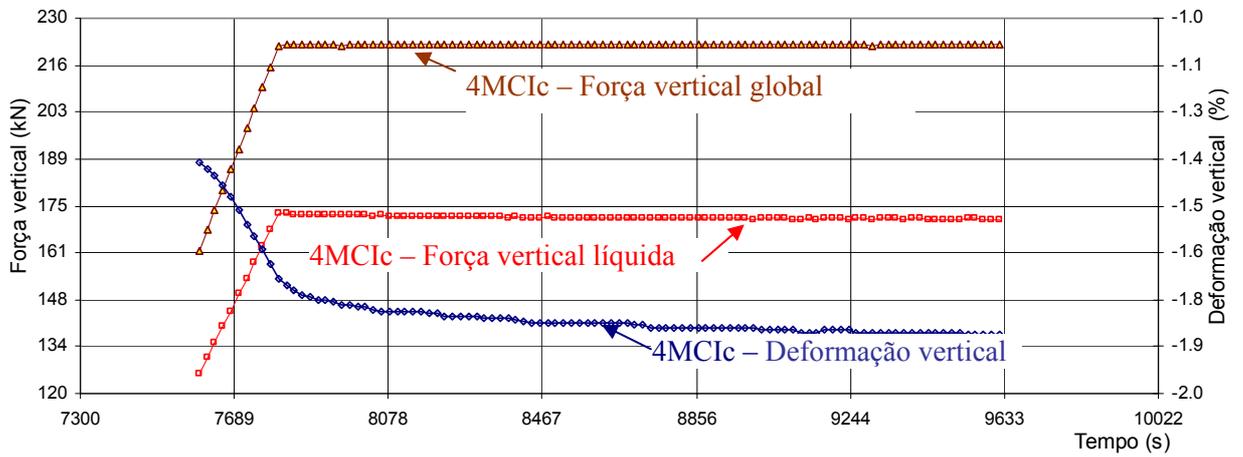


Figura 7-81 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 5.

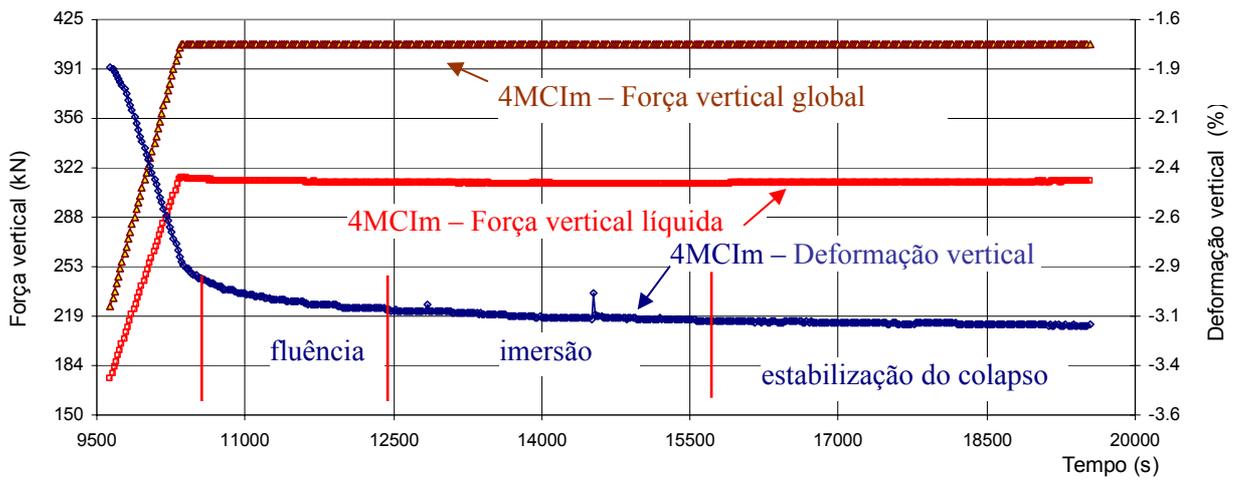


Figura 7-82 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 6 (inundação da amostra).

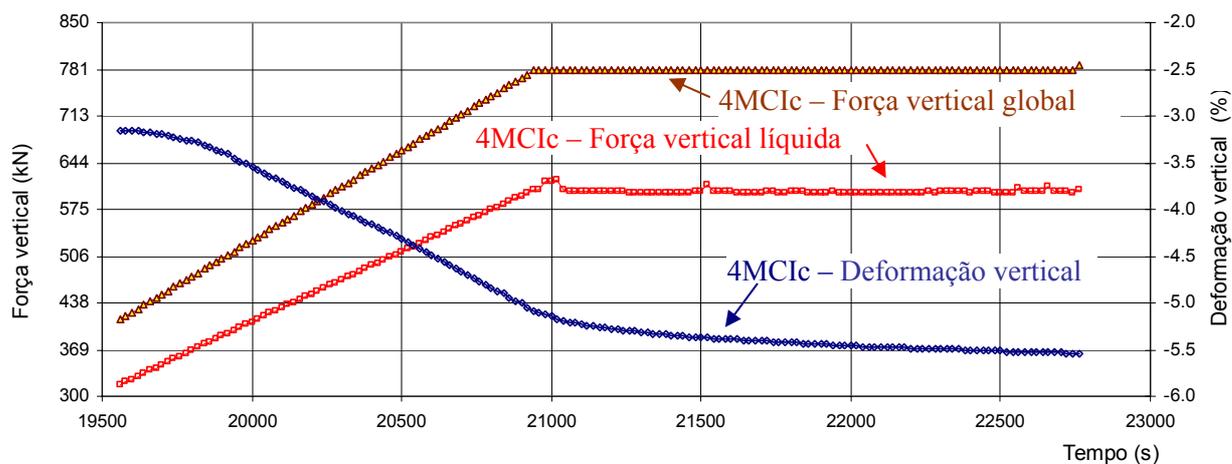


Figura 7-83 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 7.

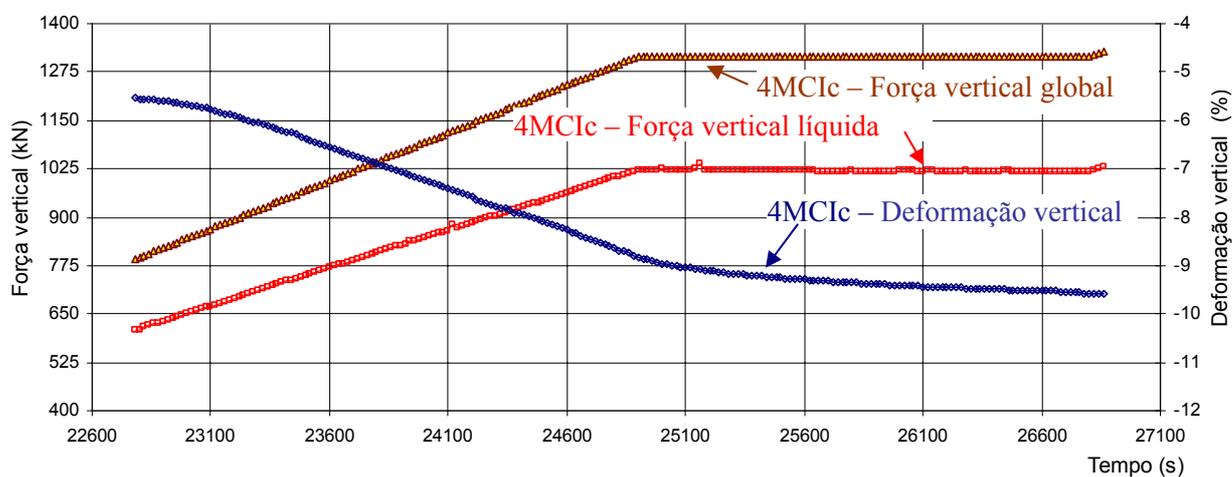


Figura 7-84 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 8.

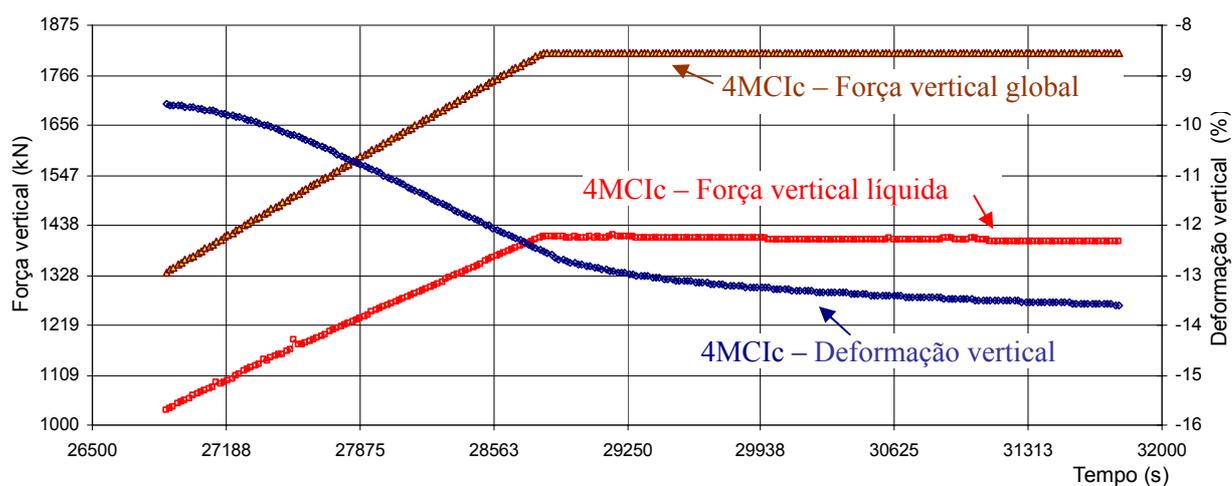


Figura 7-85 – Ensaio 4 – Estágio de carregamento 9.

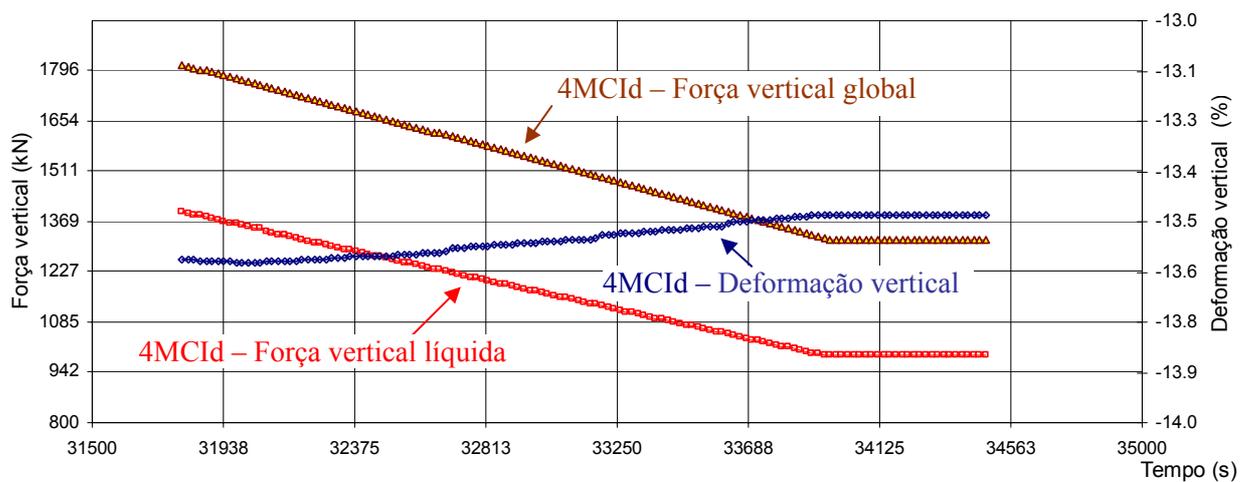


Figura 7-86 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 10.

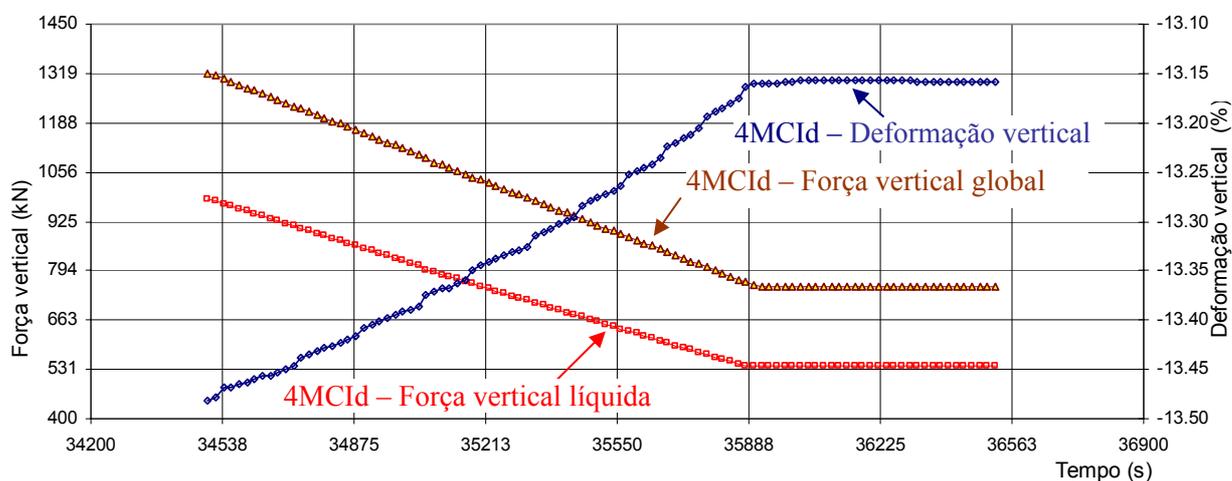


Figura 7-87 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 11.

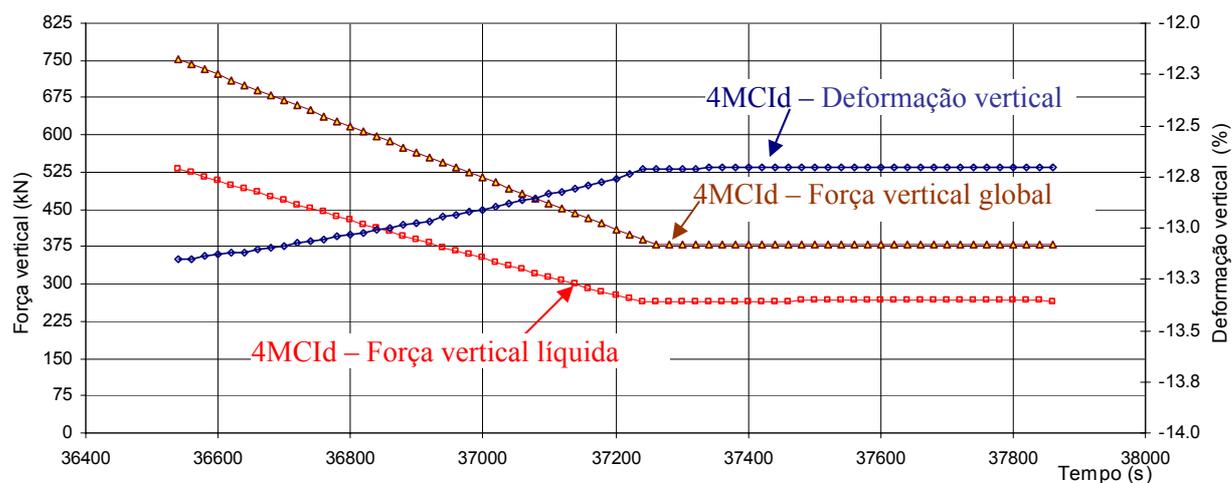


Figura 7-88 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 12.

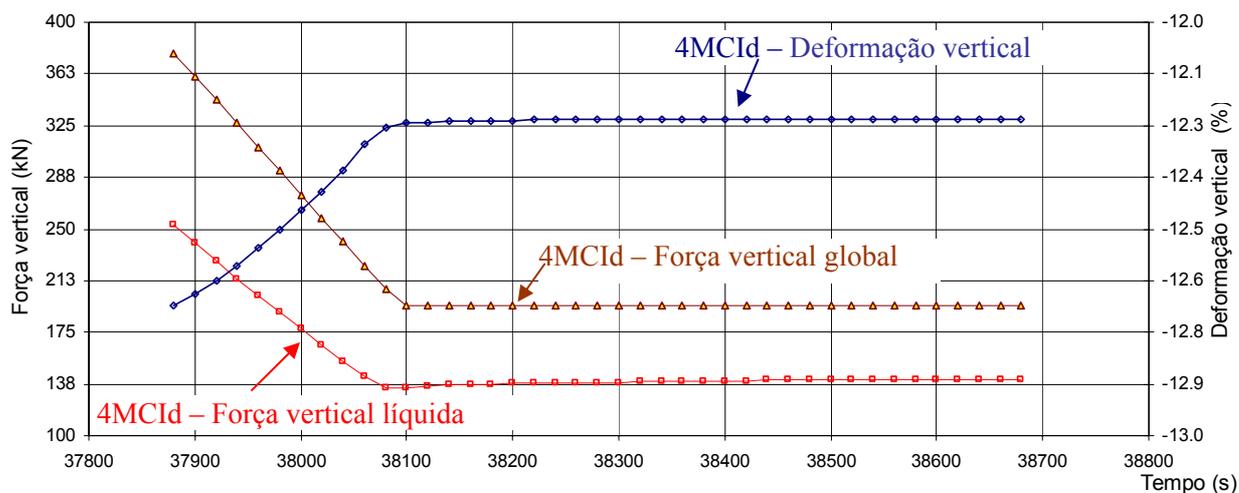


Figura 7-89 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 13.

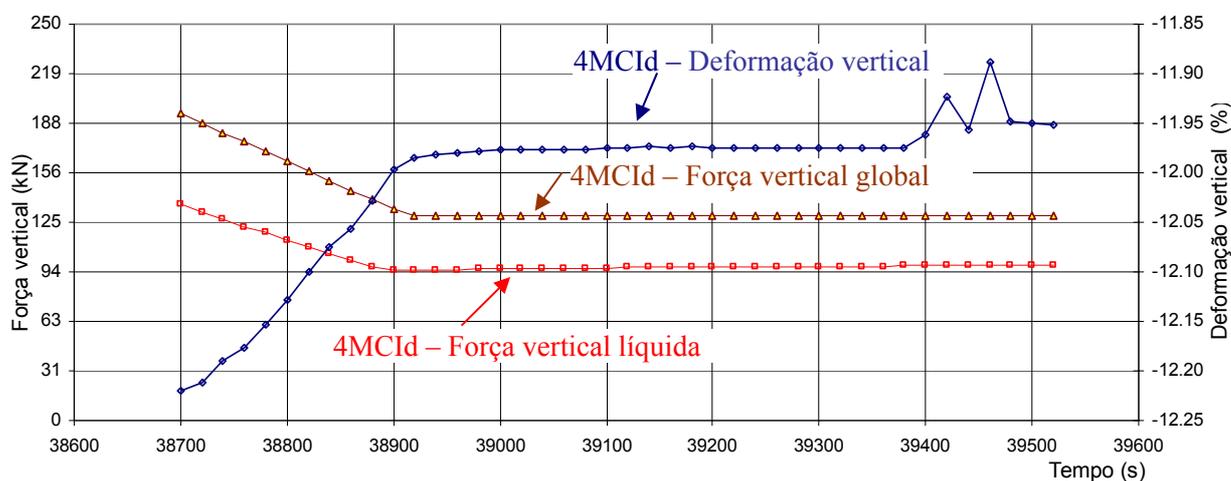


Figura 7-90 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 14.

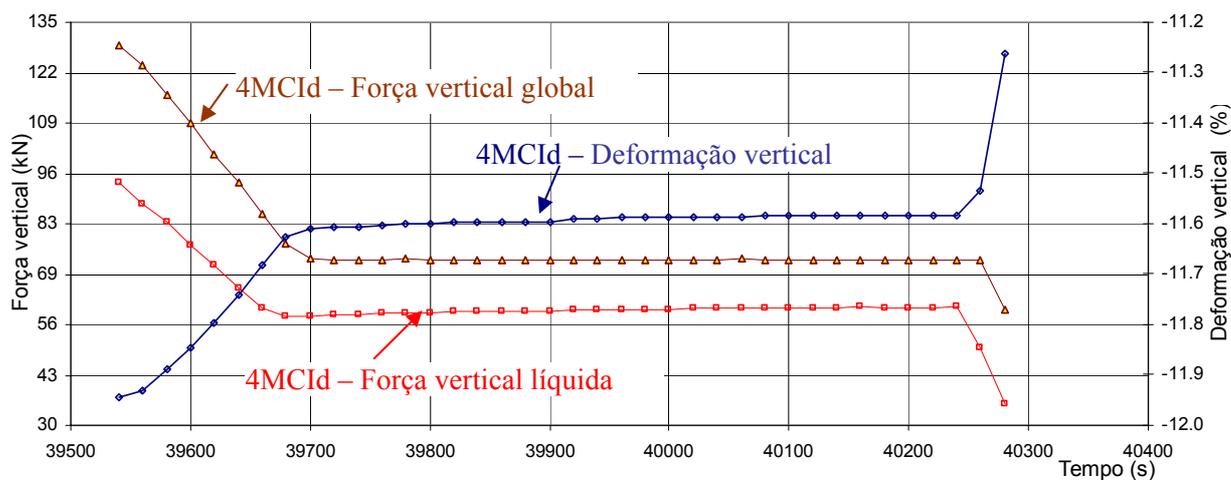


Figura 7-91 – Ensaio 4 – Estágio de descarregamento 15.

A seguir estão apresentadas as seguintes curvas: a) tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica e b) curva de compressibilidade obtida no ensaio 4 (Figura 7-92 a Figura 7-93).

Na seqüência são apresentadas as curvas da força de atrito *versus* Força vertical efetiva global (Figura 7-94 a Figura 7-98).

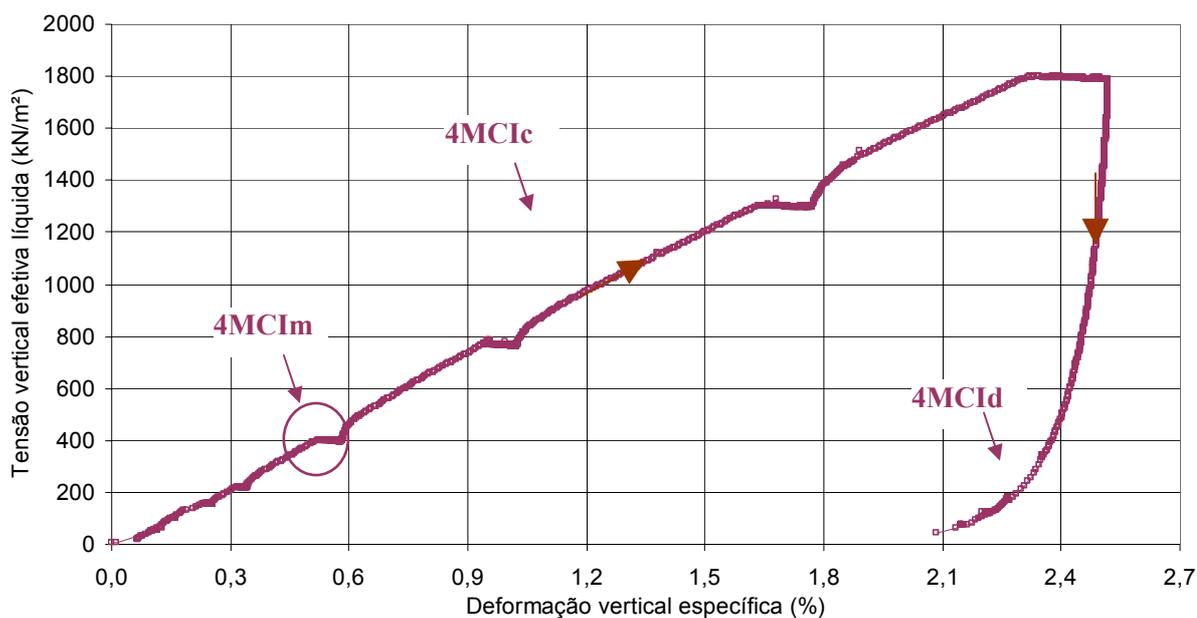


Figura 7-92 – Ensaio 4 – Tensão vertical efetiva líquida versus Deformação vertical específica.

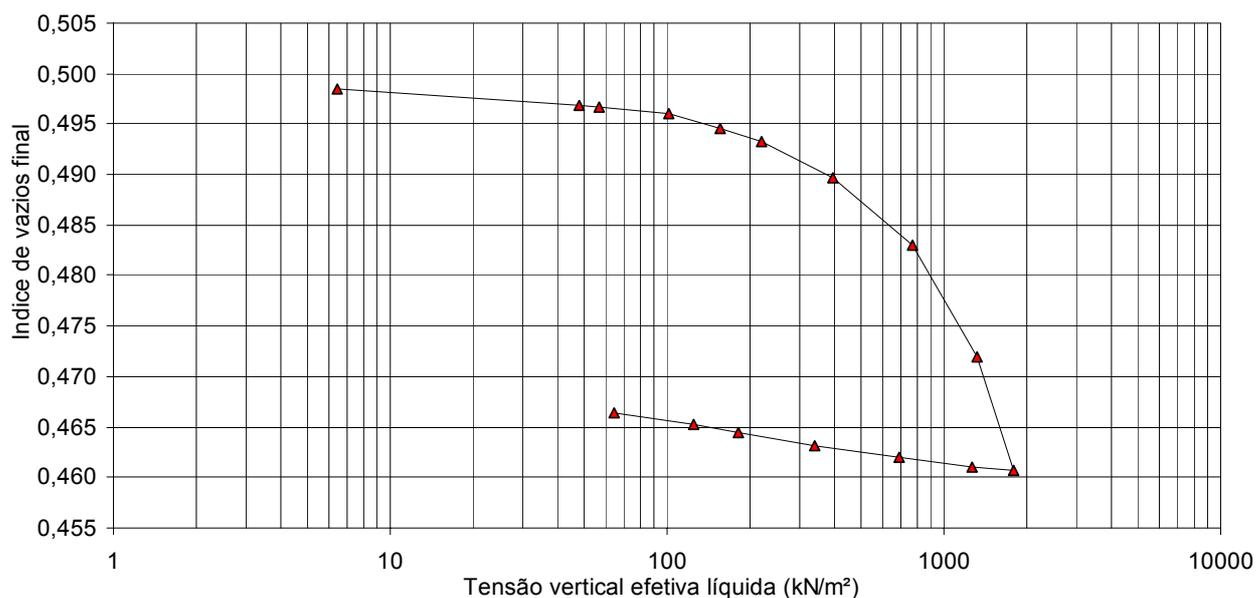


Figura 7-93 – Ensaio 4 – Curva de compressibilidade.

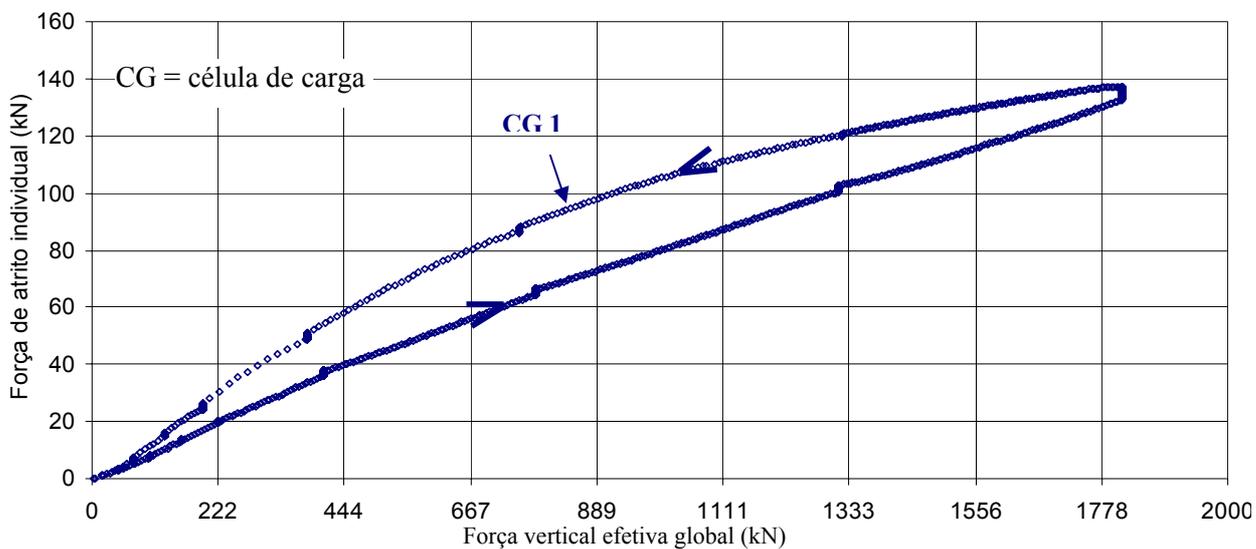


Figura 7-94 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 1.

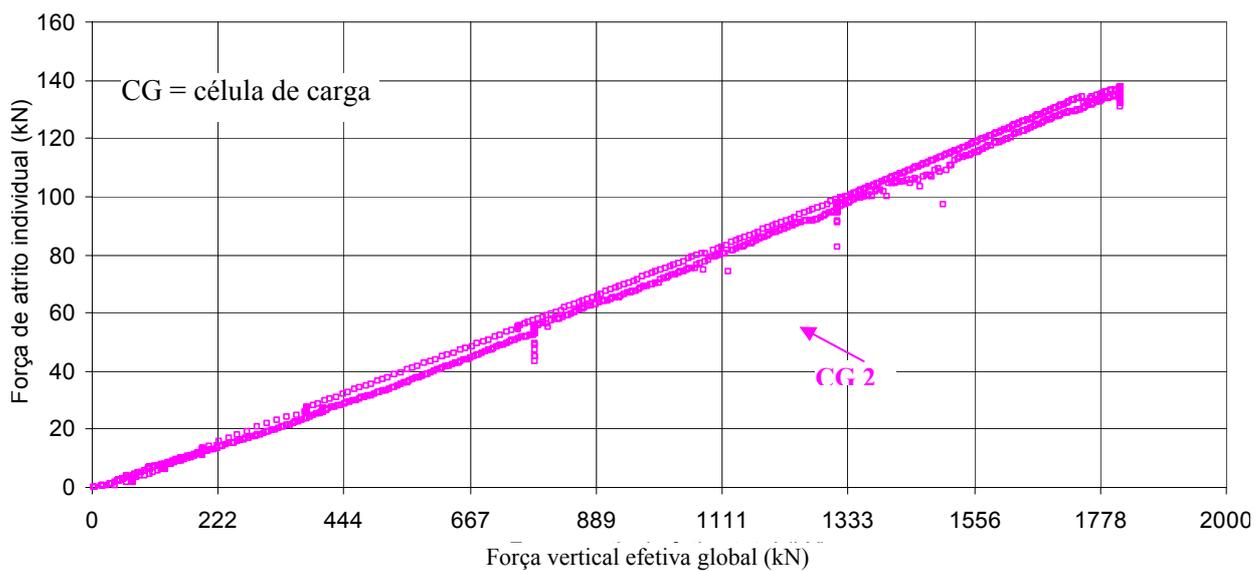


Figura 7-95 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 2.

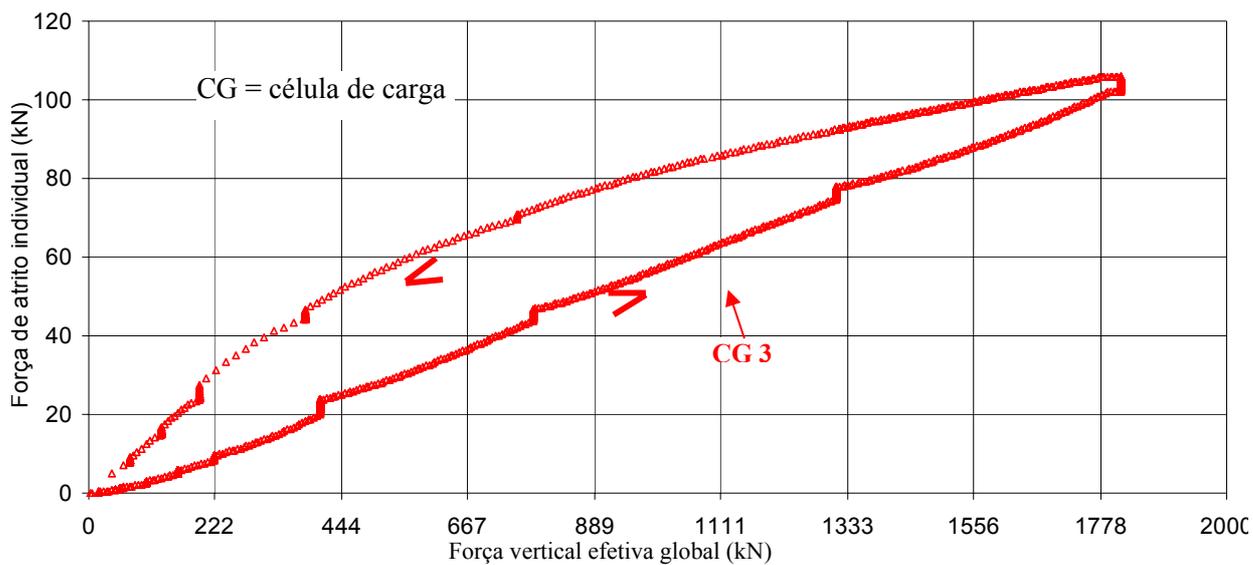


Figura 7-96 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para a célula de carga 3.

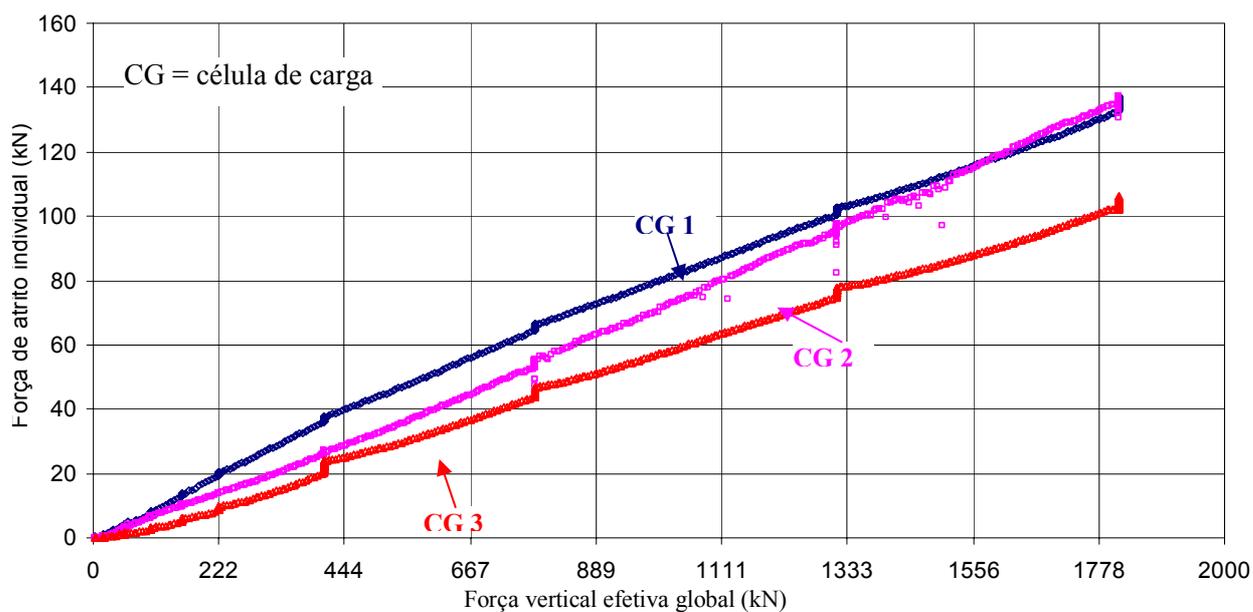


Figura 7-97 – Ensaio 4 – Força de atrito individual (kN) *versus* Força vertical efetiva global (kN) para as três células somente no estágio de carregamento.

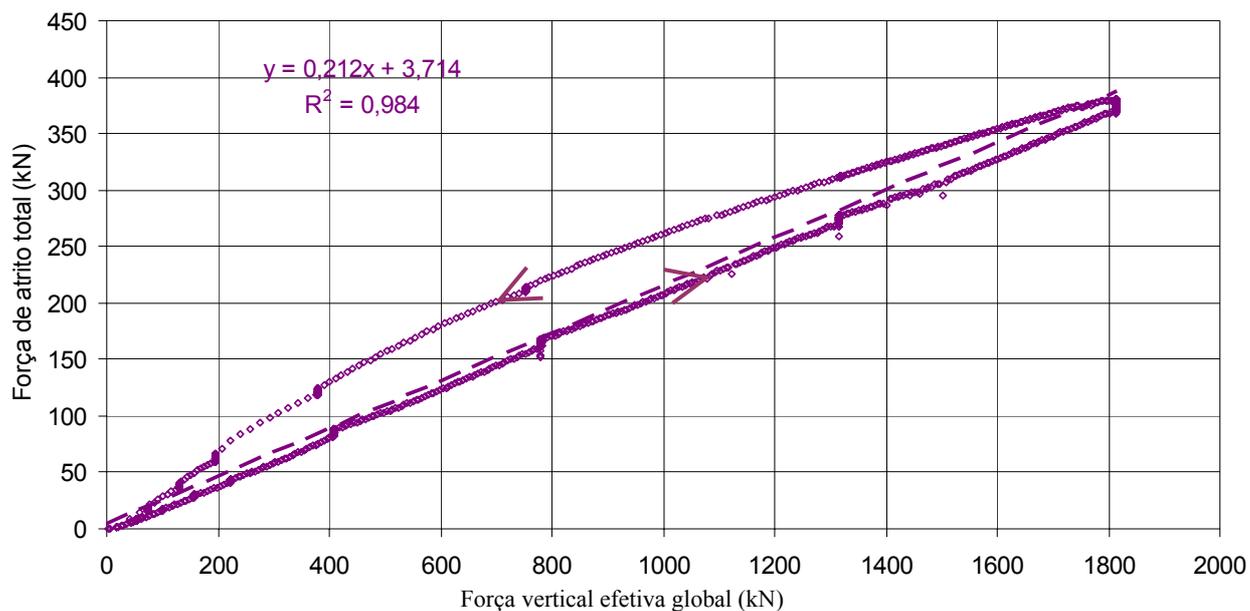


Figura 7-98 – Ensaio 4 – Força de atrito total (kN) versus Força vertical efetiva global (kN).

A Figura 7-99 apresenta a relação da força de atrito com a força vertical efetiva global em função da força vertical efetiva global para o ensaio 3. Este gráfico apresenta duas curvas: uma considerando os valores medidos nas células de carga 1, 2 e 3 e o outro utilizando apenas os valores das células de carga 1 e 2

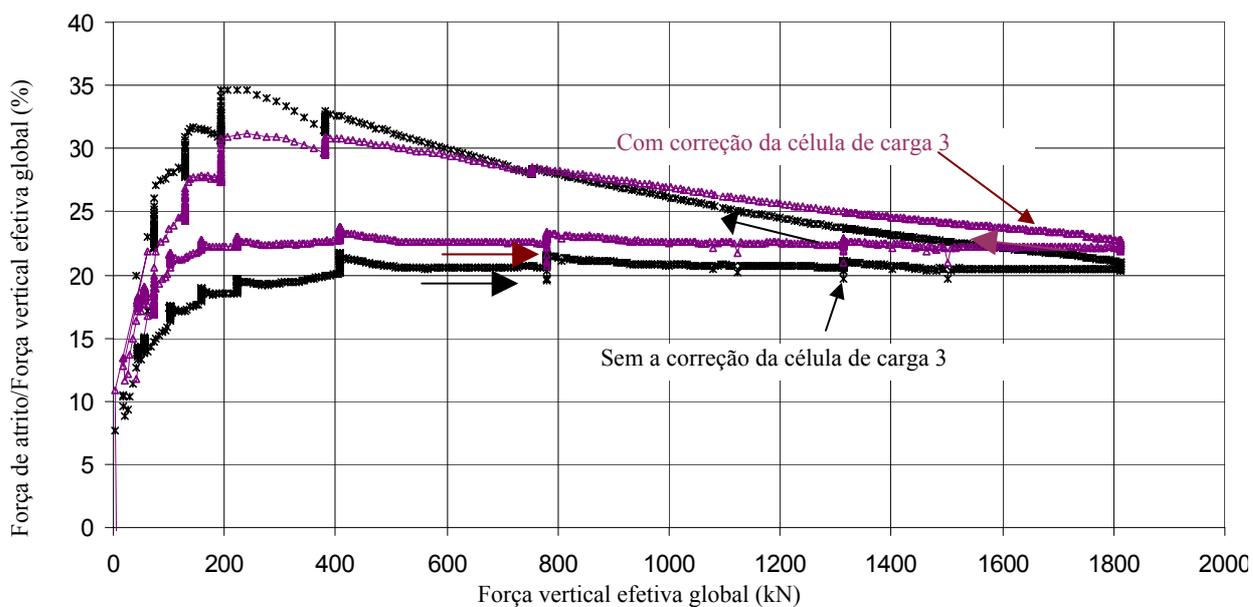


Figura 7-99 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida no ensaio 4 com e sem a correção da célula de carga 3.

Os valores obtidos pelos 8 *strain gages* neste ensaio são dispersos e pouco confiáveis e por isto não serão considerados.

## **CAPÍTULO 8. ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Este Capítulo apresenta a análise dos resultados obtidos nos ensaios executados nesta pesquisa. Os gráficos destes ensaios foram apresentados no CAPÍTULO 7. Para auxiliar a análise, foram elaborados gráficos resumos que estão dispostos na seqüência.

### **8.1 EQUIPAMENTO DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL**

Neste item são descritos os principais comentários dos resultados expostos nos gráficos sobre a força vertical efetiva líquida aplicada em função do tempo. Estes gráficos foram apresentados no item 7.6 (Figura 7-3 a Figura 7-18; Figura 7-28 a Figura 7-42; Figura 7-52 a Figura 7-67 e Figura 7-77 a Figura 7-91 referentes aos ensaios 1, 2, 3 e 4 respectivamente).

Pode-se observar que, para pequenos carregamentos (até 12 kN), o sistema de aplicação de cargas teve dificuldade em manter constante o valor a ser aplicado. Dentre os ensaios, no primeiro estágio de carregamento do ensaio 1 (Figura 7-3) ocorreu a maior dispersão medida na carga inicial aplicada. A partir de 12 kN os valores de dispersão são muito baixos. Esta força corresponde a menos de 1% da carga máxima aplicada pelo equipamento (2200 kN), ou seja, menor que a resolução do sistema. Para os demais estágios de carregamento, o equipamento comportou-se de maneira plenamente satisfatória.

Nos estágios de descarregamento, verifica-se que o sistema de aplicação de carga não conseguiu manter uma solicitação constante em todos os ensaios. Analisando os gráficos apresentados no item 7.6, constata-se que a carga tende a aumentar suavemente com o tempo, no período em que a mesma deveria permanecer constante. Esta variação não foi notada nos estágios de carregamento.

Durante os ensaios 1 e 2 houve a necessidade de se providenciar um descarregamento rápido por problemas ocorridos na prensa. Em ambos os testes, o descarregamento ocorreu em função de defeitos verificados nos manômetros que indicam a pressão no óleo. Estes manômetros tinham capacidade de apenas 28000 kN/m<sup>2</sup>. Os mesmos foram substituídos por outro, com capacidade de 40000 kN/m<sup>2</sup>. A máxima pressão aplicada no óleo do sistema de carga foi de 25000 kN/m<sup>2</sup>.

No primeiro ensaio isto ocorreu no início do último estágio de carregamento (Figura 7-10), a mais ou menos 1300 kN (valor da carga vertical total aplicada, ou seja, sem descontar a parcela do atrito). Procedeu-se, na seqüência, o recarregamento em uma única etapa (de 0 a 1400 kN em aproximadamente 32 minutos), esperando a estabilização das deformações neste estágio (30 minutos) para então prosseguir o ensaio.

No segundo ensaio este descarregamento rápido ocorreu em uma carga baixa, aproximadamente 130 kN (carga vertical total). Este valor é referente ao quarto estágio de carregamento (Figura 7-32 e Figura 7-33). O recarregamento foi procedido em uma única etapa (de 0 a 130 kN, em 10 minutos).

## 8.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL

Um dos objetivos da realização dos testes de compressão unidimensional foi fornecer dados para uma futura avaliação das condições do material de campo.

A Tabela 8-1 apresenta alguns valores obtidos dos quatro ensaios desta pesquisa.

Tabela 8-1 – Resumo dos dados obtidos dos ensaios de compressão unidimensional.

Ensaio	1SSI	2SCI	3MSI	4MCI
Altura inicial - $H$ (m)	0,520	0,523	0,545	0,540
Altura final (m)	0,509	0,512	0,531	0,530
Peso específico inicial (kN/m <sup>3</sup> )	18,9	18,7	18,2	17,8
Tensão vertical efetiva líquida máxima (kN/m <sup>2</sup> )	1827	1807	1774	1786
Deformação Máxima (%)	2,08	2,04	1,73	2,52
Índice de vazios inicial - $e_i$	0,41	0,43	0,46	0,50
Índice de vazios final - $e_f$	0,38	0,40	0,44	0,46
$e_i/e_f$	1,08	1,07	1,05	1,09
$K_0$ médio (carregamento)	0,50	0,45	0,55	-
Módulo de deformabilidade secante máximo (MPa)	90,90	93,78	112,03	82,66
Força atrito/força vertical (%)	23,63	22,87	25,56	31,16
Coefficiente de atrito médio (%)	0,29	0,19	0,20	-

Comparando os valores da Tabela 8-1 com os dos ensaios de campo para o material E2 (ver Tabela 5-3) percebe-se que o índice de vazios das quatro amostras são maiores que o obtido em campo (0,342). O peso específico seco de campo obtido para o material E2 também é

consideravelmente maior que o encontrado nas amostras laboratoriais. A diferença neste último pode estar relacionada com o tamanho das partículas de campo e de laboratório.

Para fins de comparação, foi elaborada uma tabela contendo resultados de ensaios de compressão unidimensional realizados por outros autores (Tabela 8-2). Alguns destes valores foram obtidos por gráficos e, devido à resolução dos mesmos, a leitura dos dados está sucessível a pequenos erros.

Os dados obtidos nos dois primeiros ensaios deste trabalho foram adicionados a esta tabela, pois os mesmos possuem procedimentos de montagem da amostra semelhantes (todos compactados sem molhagem). Lembra-se que as tensões verticais máximas indicadas nesta tabela não consideram o efeito do atrito, exceto os realizados neste trabalho. Para uma melhor comparação dos dados foi adicionado o valor da tensão vertical efetiva global destes dois ensaios.

Tabela 8-2 – Resultados de alguns ensaios de compressão unidimensional realizados em pesquisas brasileiras.

Autor	Presente trabalho		Eletrosul (1996)	Maia (2001)				Dias (2001)	
Material	70% Riodacito e 30% brecha/ UHE Machadinho		Basalto denso/ UHE Itá (?)	Basalto alterado/ UHE Marimbondo		Basalto são/ Pedreira Rio Grande		Granito/ UHE Itapebi	Randon <sup>6</sup> / UHE Manso
	1SSI	2SCI							
Estudo do colapso	não	sim/ 3,07% <sup>7</sup>	não	sim/ 14% <sup>8</sup>	não	sim/ 11% <sup>8</sup>	não	não	não
Estudo do atrito lateral	sim	sim	não	não	não	não	não	não	não
Condição do material durante a compactação	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco
Condição durante a aplicação da carga	seco	seco, seguido de inundação	seco	seco, seguido de inundação	seco	seco, seguido de inundação	seco	seco	seco
Altura inicial (m)	0,52	0,52	0,44	0,16	0,97	0,16	0,96	0,60	1,00
D <sub>máx</sub> (mm)	101,6	101,6	120	38,1	152,4	38,1	152,4	76	152
(U)	16,89	15,20	8,33	1,05	1,12	1,05	1,12	-	-

<sup>6</sup> material sem uma classificação específica, proveniente normalmente de escavações obrigatórias.

<sup>7</sup> A inundação do material foi realizada com tensão vertical efetiva global de 415 kN/m<sup>2</sup> (equivalente a uma líquida de 397 kN/m<sup>2</sup>).

<sup>8</sup> A inundação do material foi realizada com tensão vertical efetiva global de 2000 kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 8-2 – Resultados de alguns ensaios de compressão unidimensional realizados em pesquisas brasileiras (cont.).

Autor	Presente trabalho		Eletrosul (1996)	Maia (2001)				Dias (2001)	
	70% Riodacito e 30% brecha/ UHE Machadinho			Basalto denso/ UHE Itá (?)	Basalto alterado/ UHE Marimbondo		Basalto são/ Pedreira Rio Grande		Granito/ UHE Itapebi
Material	1SSI	2SCI							
$C_c$	2,05	1,99	1,33	2,40	2,66	2,40	2,66	-	-
Peso específico inicial da amostra seca (kN/m <sup>3</sup> )	18,9	18,7	18,7	17,8	18,3	18,3	18,5	18/ 19/ 20/ 21	19,5/ 20/ 21/ 21,5
$\frac{D_{min}^a}{D_{max}}$	5,1	5,1	4,2	4,2	6,4	4,2	6,3	7,9	6,6
Tensão vertical efetiva máxima (kN/m <sup>2</sup> )	2305/ 1827 <sup>10</sup>	2326/ 1809 <sup>10</sup>	1701	5300	1900	5200	1900	780/ 900/ 100/ 1600	780/ 1500/ 1800/ 1700
K <sub>0</sub> médio (carreg.)	0,50	0,45	0,46	-	≅ 0,41	-	≅ 0,48	≅ 0,26	≅ 0,5
B <sub>g</sub> (%)	5,60	4,90	3,10	-	37,31	-	38,86	7/ 6/ 6,5/ 10	2/ 4,5/ 6/ -

<sup>9</sup> material sem uma classificação específica, proveniente normalmente de escavações obrigatórias.

<sup>10</sup> neste valor o atrito já está descontado, ou seja este valor se refere a força vertical efetiva líquida aplicada.

Tabela 8-2 – Resultados de alguns ensaios de compressão unidimensional realizados em pesquisas brasileiras (cont.).

Autor	Presente trabalho		Eletrosul (1996)	Maia (2001)				Dias (2001)	
Material	70% Riodacito e 30% brecha/ UHE Machadinho		Basalto denso/ UHE Itá (?)	Basalto alterado/ UHE Marimbondo	Basalto são/ Pedreira Rio Grande		Granito/ UHE Itapebi	Randon <sup>11</sup> / UHE Manso	
	1SSI	2SCI							
Deformação específica máxima (%)	2,9	2,0	6,5	7,0	3,5	4,6	3,1	2/ 2,2/ 1,9/ 1,6	3,2/ 3,5/ 3,2/ 3
Índice de vazios inicial (ei)	0,41	0,43	0,58	0,54	0,53	0,54	0,54	0,44/ 0,36/ 0,29/ 0,24	0,33/ 0,38/ 0,41/ 0,25
ei – ef (carregamento)	0,03	0,03	0,09	-	-	-	-	0,04/ 0,04/ 0,03/ 0,03	0,04/ 0,05/ 0,04/ 0,03
M <sub>sec</sub> máximo (MPa)	90,9	93,4	26,2	125 <sup>12</sup>	50 <sup>12</sup>	200 <sup>12</sup>	60 <sup>12</sup>	39/ 43/ 50/ 95	22/ 90 <sup>13</sup> / 70/ 60

<sup>11</sup> material sem uma classificação específica, proveniente normalmente de escavações obrigatórias.

<sup>12</sup> Valor do módulo tangente para a tensão vertical efetiva de 600 kN/m<sup>2</sup>.

<sup>13</sup> Valor de módulo secante para tensão vertical efetiva de 100 kN/m<sup>2</sup>.

Interpretando os dados expostos e os valores de  $B_g$  calculados no item 7.1 (Curvas granulométricas obtidas antes e depois de cada ensaio - Figura 7-1 e Figura 7-2), pode-se inferir que:

- nos ensaios de compressão unidimensional, existe uma maior quebra do material principalmente nas maiores frações granulométricas, pois quanto maior o diâmetro do grão, mais susceptível à quebra ele é;
- na Figura 7-1 as curvas granulométricas do ensaio 1 mostram que a diferença significativa entre as frações obtidas antes e depois do ensaio se dá entre os diâmetros nominais de 10 a 30 mm. O aumento da quantidade de partículas com este diâmetro nominal ocorre pelo fraturamento de partículas com diâmetro nominal maiores à estes valores, durante o processo de montagem e de carregamento;
- o valor de  $B_g$  calculado no ensaio 1 foi de 5,6%. Para a amostra utilizada no ensaio 2 foi obtido um valor de  $B_g$  igual a 4,9%. Comparando estes valores com outros, obtidos em ensaios de compressão unidimensional em enrocamento de basalto, pode-se indicar a coerência destes valores. Por exemplo (ver Tabela 8-2): para ensaios realizados num equipamento semelhante pela Eletrosul em 1986, obteve-se valores de  $B_g$  igual a 3,10 % em amostras densas de basalto são, com  $U = 8,33$ . Valores altos de  $B_g$  foram encontrados em amostras densas de basalto com granulometria uniforme (Maia, 2001). Vale ressaltar que as amostras utilizadas nesta pesquisa possuem 30% de brecha basáltica, rocha mais suscetível a fraturas e ao desgaste se comparada com o basalto são;
- durante o procedimento de compactação das amostras, pode ocorrer a ruptura dos contatos e/ou das partículas menos resistentes, restando somente as de maior resistência. Os valores obtidos comparados com valores da literatura para ensaios densos em basalto são coerentes e indicam um material com boa resistência ao fraturamento. Ressalta-se que as amostras utilizadas nesta pesquisa possuem granulometria contínua (amostra bem graduada) o que influencia na distribuição das forças de contato e acarreta um baixo valor de grau de fraturamento. A litologia do material tem uma grande parcela na influência deste valor. Lembra-se que 70% do material utilizado nestes ensaios é riódacito, uma rocha são de boa resistência à abrasão e à compressão;

- durante estes ensaios, os comuns ‘estalos’, comentados em bibliografias sobre ensaios em material de enrocamento, não foram escutados com freqüência, aumentando a evidência de uma pequena porcentagem de quebra das partículas. Corroborando assim, com a interpretação dos resultados apresentada neste capítulo.

Dando continuidade à análise dos gráficos sobre a força vertical efetiva líquida aplicada e a deformação vertical medida em função do tempo, apresentados no item 7.6, as seguintes observações são feitas:

- das curvas apresentadas nestes gráficos, observa-se que a parcela mais significativa das deformações verticais ocorre durante o acréscimo do carregamento. Em todos os ensaios, a partir do momento em que a carga correspondente ao estágio considerado é atingida, verifica-se que as deformações “praticamente” cessam. Mantendo-se esta carga constante, nota-se uma pequena deformação em função do tempo (fluência);
- para manter uma uniformidade nos ensaios, após a carga ter sido estabilizada, optou-se por esperar 30 minutos nos estágios de carregamento e, 10 minutos, nos estágios de descarregamento. Esse tempo estipulado para a ocorrência da fluência não foi suficiente para a estabilização das deformações verticais em todos os ensaios, muito embora a taxa de deformação no final de cada estágio seja pequena;
- nos estágios de descarregamento, percebe-se também que as deformações verticais praticamente estabilizam assim que a carga correspondente ao estágio é atingida.

Com a finalidade de quantificar a taxa de fluência ao final dos 30 minutos, nos estágios de carregamento, providenciou-se uma relação entre a deformação vertical medida para este tempo em relação à deformação total do estágio considerado. Com isto tem-se:

$$\text{Taxa de fluência} = \frac{x_{30}}{y} \quad (8.1)$$

Onde:  $x_{30}$  = deformação vertical medida no trecho com carga constante (30 minutos após atingir a carga).

$y$  = deformação vertical total do estágio considerado.

Salienta-se que, para o ensaio 1, foi considerado apenas o primeiro período de carregamento.

Examinando os gráficos referentes aos ensaios 1 e 2 (Figura 8-1) e aos ensaios 3 e 4 (Figura 8-2), observa-se que as curvas apresentam comportamentos similares, as quais variam para tensões maiores ou menores que 400 kN/m<sup>2</sup>. Para tensões menores a este valor, as curvas apresentam uma taxa de fluência variável (entre 0 e 35%), enquanto que para tensões maiores a relação é praticamente constante (nota-se uma suave tendência de aumento). Para todos os ensaios a taxa de fluência fica em torno de 10 a 15% para tensões acima de 400 kN/m<sup>2</sup>.

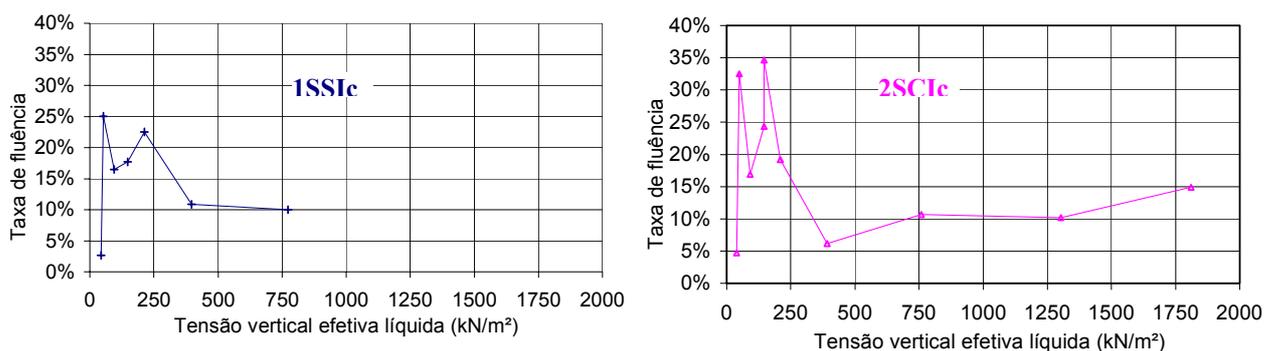


Figura 8-1 – Taxa da fluência em relação a Tensão vertical efetiva líquida nos ensaios 1 e 2.

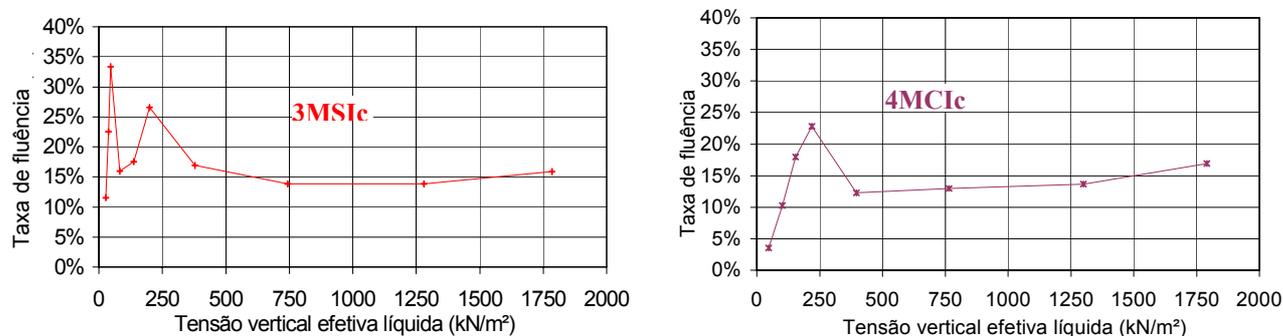


Figura 8-2 – Taxa da fluência em relação a Tensão vertical efetiva líquida nos ensaios 3 e 4.

As curvas de tensão vertical efetiva líquida em relação à deformação vertical específica mostradas na Figura 7-19 para o ensaio 1, na Figura 7-43 para o ensaio 2, na Figura 7-68 para o ensaio 3 e na Figura 7-92, para o ensaio 4; foram resumidas na Figura 8-3. Estudando o comportamento destas curvas, foram observados os seguintes aspectos:

- para os ensaios 1 e 2, a curva tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação específica apresenta uma concavidade voltada para cima nos trechos de pequenas tensões (até 400 kN/m<sup>2</sup> para o ensaio 1, e, até 200 kN/m<sup>2</sup> para o ensaio 2). Sob tensões maiores, a

curvatura é bem menos acentuada e a mesma também possui concavidade voltada para cima;

- o comportamento observado nestes ensaios indica que, sob tensões menores, possivelmente, há um considerável deslocamento relativo das partículas e um rearranjo do material que, com o tempo e o aumento das tensões, passa a ter uma maior resistência à compressibilidade. Ressalta-se, na corrente pesquisa, a utilização de material composto por 30%, referente a brecha basáltica (material menos denso e de menor resistência, comparada com materiais como o riodacito, por exemplo). Com isto pode haver também, quebra de partículas em níveis de tensões baixas;
- de acordo com a literatura (Maia, 2001), este tipo de comportamento inicial é normalmente encontrado em amostras fofas de materiais com granulometrias uniformes e sãs;
- nota-se no ensaio 3, para carregamentos até 1000 kN, que a relação entre a curva tensão – deformação, apresenta-se um pouco mais constante neste trecho, comparado com os dois primeiros ensaios. Este comportamento aparentemente está relacionado a uma melhor distribuição das tensões de contato entre as partículas e, para estes níveis de tensões o fraturamento das partículas ainda pode não ter sido mobilizado. Para altas tensões (acima de 1400 kN/m<sup>2</sup>) a concavidade da curva é ligeiramente voltada para baixo. Isto sugere uma situação com fraturamento das partículas e/ou dos contatos entre as mesmas;
- no ensaio 4, a concavidade desta curva é suavemente voltada para baixo;
- no ensaio 3, o material apresentou-se menos deformável comparado com os demais ensaios. Este comportamento era esperado se for considerado apenas o tipo de compactação utilizado (com molhagem). Entretanto, se for observado que o índice de vazios deste corpo de prova é maior que os dois anteriores (Tabela 7-5), este comportamento parece um pouco estranho. Sugere-se que novos ensaios sejam realizados com este mesmo material para verificar este comportamento;
- salienta-se que nos ensaios 3 e 4 houve reutilização de material. No ensaio 4 a necessidade de reutilização total do material utilizado no ensaio 2 pode ter influenciado no comportamento desta amostra, principalmente para altos níveis de tensões. Neste

ensaio o incremento da deformação no último estágio de carregamento foi o maior comparado com os outros ensaios;

- a principal componente de deformação vertical nos enrocamentos, é a plástica (deformação irreversível). Isto é observado em todas as curvas da Figura 8-3, estando coerente com os outros ensaios apresentados na literatura. A deformação elástica, ou recuperável, representa pouco menos que 25% da deformação específica total nos ensaios realizadas nesta pesquisa;
- percebe-se que no descarregamento há uma menor variação na deformação vertical, comparando-se com o período de carregamento;
- constata-se, no ensaio 1, que a compressibilidade na fase de recarregamento é um pouco superior a do descarregamento. E ambas são menores a do carregamento.

Para os ensaios 2 (compactado sem adição de água) e 4 (compactado com adição de água) nos quais o colapso foi examinado, há indicações que:

- no ensaio 2 foi observado um pequeno aumento da deformação vertical quando adicionada a água (Figura 7-34) cerca de 27 % em relação a deformação vertical deste estágio. Se comparado com a deformação vertical total, para este ensaio, a deformação por colapso corresponderá a 3,7% aproximadamente. Este pequeno valor pode estar relacionado com o baixo nível de tensões adotado durante a inundação (397 kN/m<sup>2</sup>). Outros fatores possivelmente também influenciaram, tais como; a granulometria graduada da amostra, a quantidade de finos, o peso específico do material e a absorção das partículas. É importante salientar que o índice de absorção das partículas é relativamente baixo, principalmente o índice do riodacito (cerca de 2,3% de absorção da rocha) que compõem 70% da mistura deste enrocamento ensaiado;

em ensaios com basalto são da pedreira Rio Grande (Maia, 2001), observando os gráficos apresentados, valores de colapso em torno de 11% em relação à deformação vertical total foram medidos. A inundação da amostra densa foi efetuada quando a carga de 2000 kN/m<sup>2</sup> foi atingida. Para o basalto da Barragem Marimbondo, o colapso atingiu em torno de 14% da deformação total. Este valor mais significativo encontrado pode estar relacionado com a granulometria uniforme ( $C_u \cong 1,05$ ) e com a tensão em que a amostra

foi inundada (Tabela 8-2). De acordo com algumas pesquisas realizadas por outros autores (Pinto, 1988, por exemplo), em geral a adição de água durante o ensaio de compressão unidimensional deveria provocar um colapso significativo do enrocamento. Isto é citado principalmente para amostras compactadas a seco e utilizando materiais alterados. Outros autores também comentam que a introdução de finos diminui o colapso.

- observa-se também no ensaio 2 (com inundação) que não houve um deslocamento significativo da curva tensão vertical efetiva líquida *versus* deformac o vertical em comparac o com a curva obtida no ensaio 1 (sem inunda o) (ver Figura 8-3). Apesar do descarregamento acidental ocorrido no ensaio 1, verifica-se que as mesmas são praticamente coincidentes, apesar do ensaio 2 ter sido realizado com inunda o. Lembra-se que ambas foram compactadas a seco e se diferenciam na adic o de água durante o ensaio;
- para o ensaio 4, a deformac o devido ao colapso   praticamente desprez vel (ver Figura 7-82).

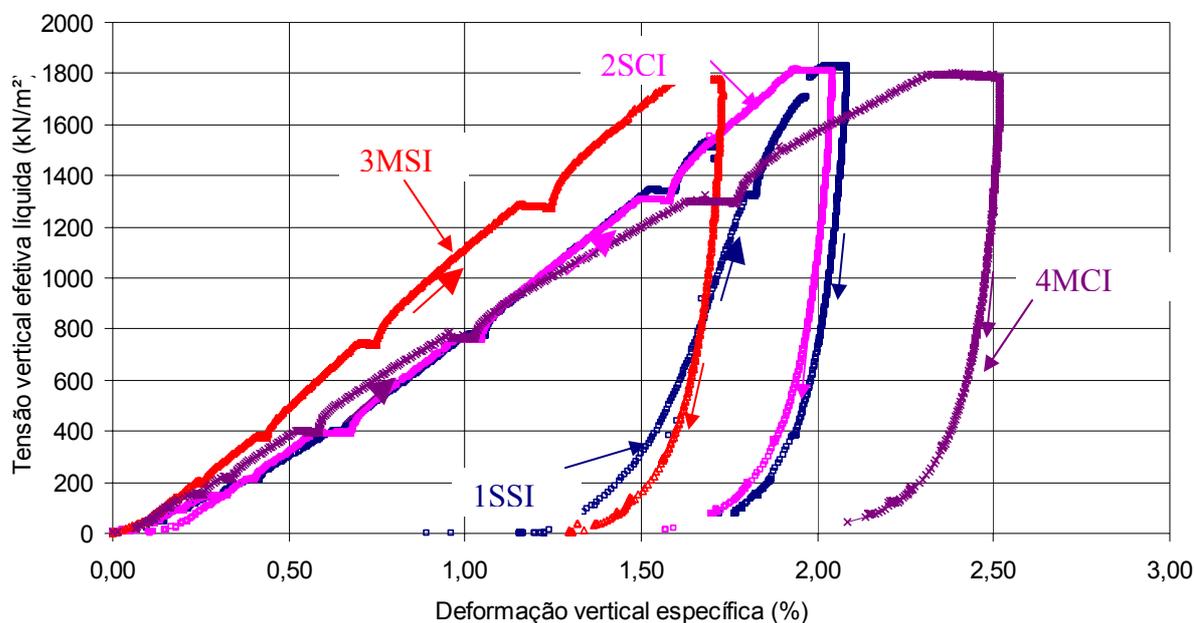


Figura 8-3 – Tensão vertical efetiva líquida ( $\text{kN/m}^2$ ) *versus* deformac o vertical específica (%).

Para cada ensaio de compressão unidimensional, da curva tensão vertical efetiva líquida *versus* deformac o vertical específica, calculou-se o módulo de deformabilidade secante (entre a origem e os diversos níveis de tensão vertical efetiva líquida aplicada) durante o carregamento. A Figura

8-4 apresenta a curva módulo de deformabilidade secante *versus* tensão vertical efetiva líquida para os 4 ensaios realizados.

As seguintes observações podem ser feitas desta figura:

- ao longo do desenvolvimento dos ensaios 1 e 2, com o aumento da tensão, o material dentro da câmara tornou-se mais denso, e, conseqüentemente, aumentou também o módulo de deformação do enrocamento;
- esta dependência para o ensaio 3 segue uma ligeira curvatura, côncava para baixo. Ou seja, para maiores tensões verticais, a taxa de crescimento do módulo diminui;
- pode-se dizer que, no ensaio 4, esta dependência não é significativa, pois o módulo é praticamente constante para níveis de tensões estão entre 400 e 1600 kN/m<sup>2</sup>. Acima deste valor, o módulo diminui levemente. Comportamentos semelhantes a estes foram obtidos em ensaios de compressão unidimensional realizados em amostras densas de granito e *randon* (Dias, 2001). Na Tabela 8-2 apresenta algumas características destes ensaios e valores obtidos.
- os valores calculados nos quatro ensaios são bem maiores que o valor de módulo médio de campo (55,3 MPa). Este último é obtido com a média dos valores calculados nas caixas suecas 13, 19 e 24 (ver Figura 6-22 – Seção na estaca 41+12,20 da barragem principal da UHE Machadinho.). Estas caixas suecas estão instaladas na parte central da barragem.

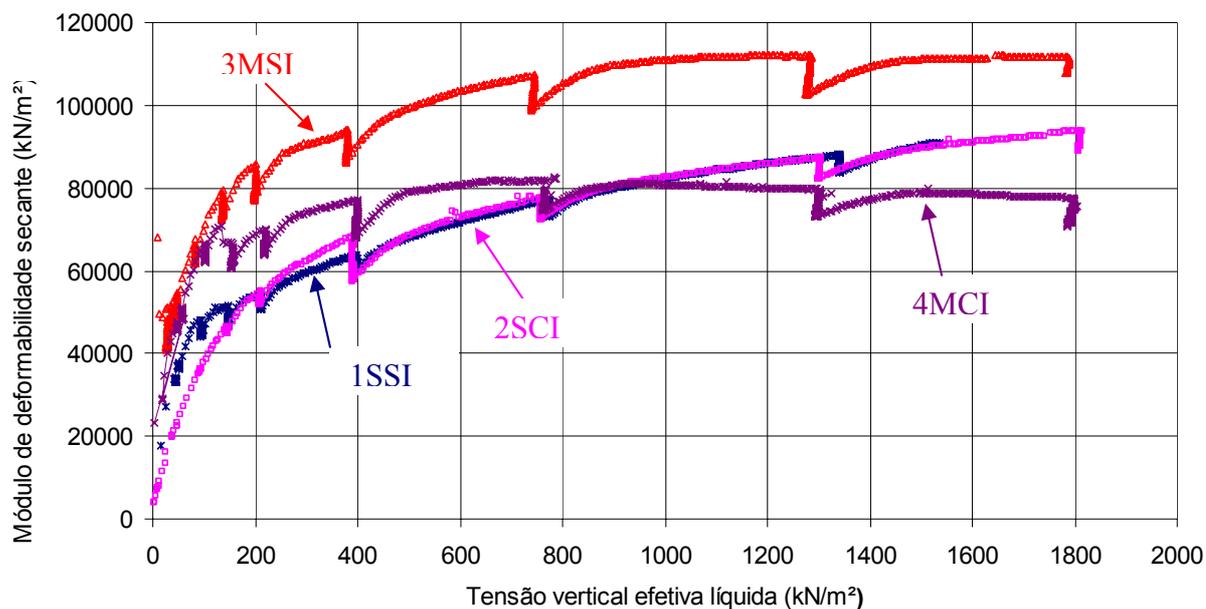


Figura 8-4 – Módulo de compressibilidade secante ( $\text{kN/m}^2$ ) *versus* Tensão vertical efetiva líquida ( $\text{kN/m}^2$ ) para o carregamento.

A Figura 8-5 apresenta as curvas de compressibilidade calculadas para os ensaios 1, 2, 3 e 4. Observa-se que o coeficiente de compressibilidade no trecho de “recompressão” é menor do que no descarregamento.

Nos ensaios 3 e 4, notou-se uma maior dificuldade em se atingir o peso específico especificado durante o processo de compactação, comparado com os ensaios anteriores (1 e 2). Nos ensaios 3 e 4 as amostras foram compactadas com adição de água. A menor densificação pode estar ligada a um possível carreamento dos finos, durante o lançamento da água de molhagem da amostra. Isto faz com que os contatos entre as partículas mobilizem grandes tensões de resistência, dificultando a compactação. Destaca-se que a água foi lançada após a colocação do material das respectivas camadas, dentro da célula de compressão unidimensional. A amostra 3 possui um coeficiente de desuniformidade ( $U$ ) de 16,89; semelhante ao do ensaio 1, sendo uma amostra bem graduada. O índice de vazios inicial do ensaio 4 foi o maior dentre os ensaios realizados nesta pesquisa. A granulometria da amostra ensaiada possuía uma menor quantidade de finos, comparada com as anteriores ( $U = 12$ ). Outro fator a ser considerado seria a formação de tensões capilares (nas frações finas) as quais dificultariam a densificação do material.

Relata-se que a placa vibratória chegou a ser danificada no ensaio 3.

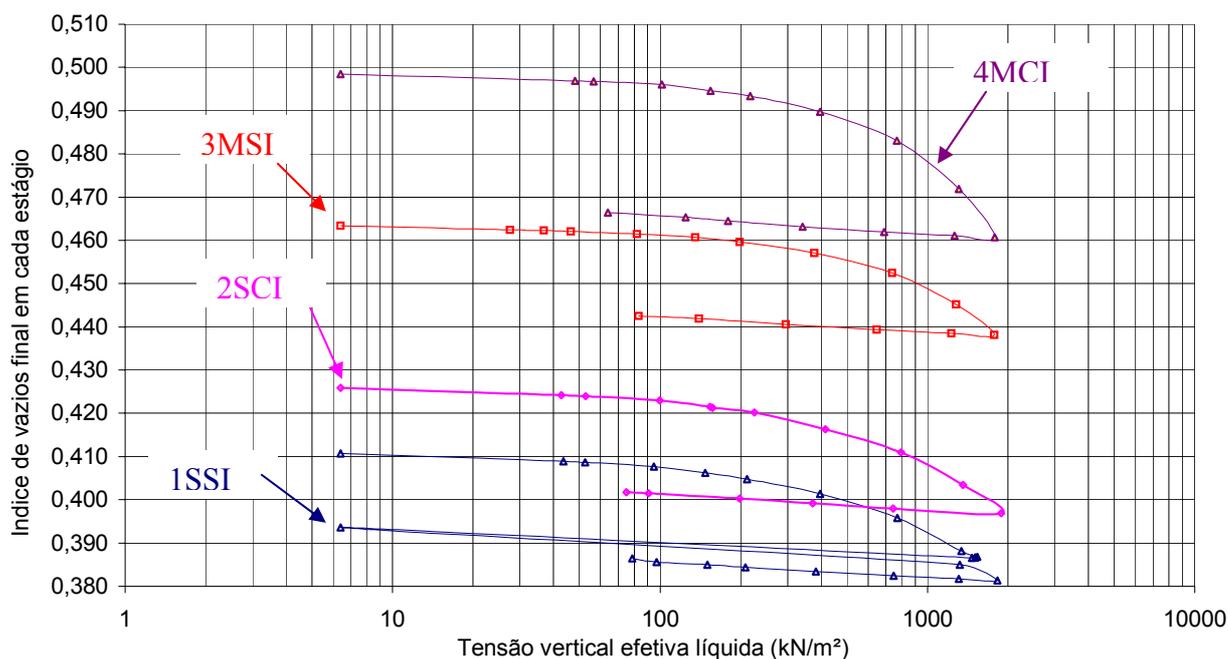


Figura 8-5 – Curva de compressibilidade para os ensaios 1, 2, 3 e 4.

A Figura 8-6 apresenta as relações da força de atrito total com a força vertical efetiva global, obtidas nos 4 ensaios. Vale lembrar que, a força vertical efetiva global considera a carga aplicada pela prensa na placa superior do equipamento edométrico. No capítulo anterior, as seguintes seqüências de figuras referentes a medição do atrito foram apresentadas: Figura 7-21 a Figura 7-26 do ensaio 1, Figura 7-45 a Figura 7-50 para o ensaio 2, Figura 7-70 a Figura 7-75 para o ensaio 3 e Figura 7-94 a Figura 7-99 para o ensaio 4.

Analisando os resultados expostos nas figuras listadas acima, são apresentados alguns comentários:

- o sistema de medição do atrito se mostrou eficaz;
- pode-se afirmar que a força de atrito total foi distribuída de maneira razoavelmente uniforme nas 3 células de carga. O valor medido na célula de carga 3 foi menor, pois a mesma sofreu alívio de pressão em função de sua base de apoio ter deformado durante o ensaio;

- constata-se também que, com as medidas obtidas em todas as células de carga, o atrito é totalmente mobilizado para uma força de 200 kN, cerca de 11% da força máxima total atingida durante os ensaios. A partir deste valor, a força de atrito praticamente se manteve constante durante os estágios de carregamento;
- no descarregamento, observa-se que a parcela de atrito aumenta com a diminuição do nível de tensões em todos os ensaios. Esta ocorrência é mais evidente no ensaio 3;
- a porcentagem da força de atrito lateral em relação à força vertical efetiva global está em torno de 25% em todos os ensaios;
- esta medida é muito importante neste tipo de ensaio, pois desta forma consegue-se conhecer e correlacionar os valores reais de tensão e deformação para cada material.

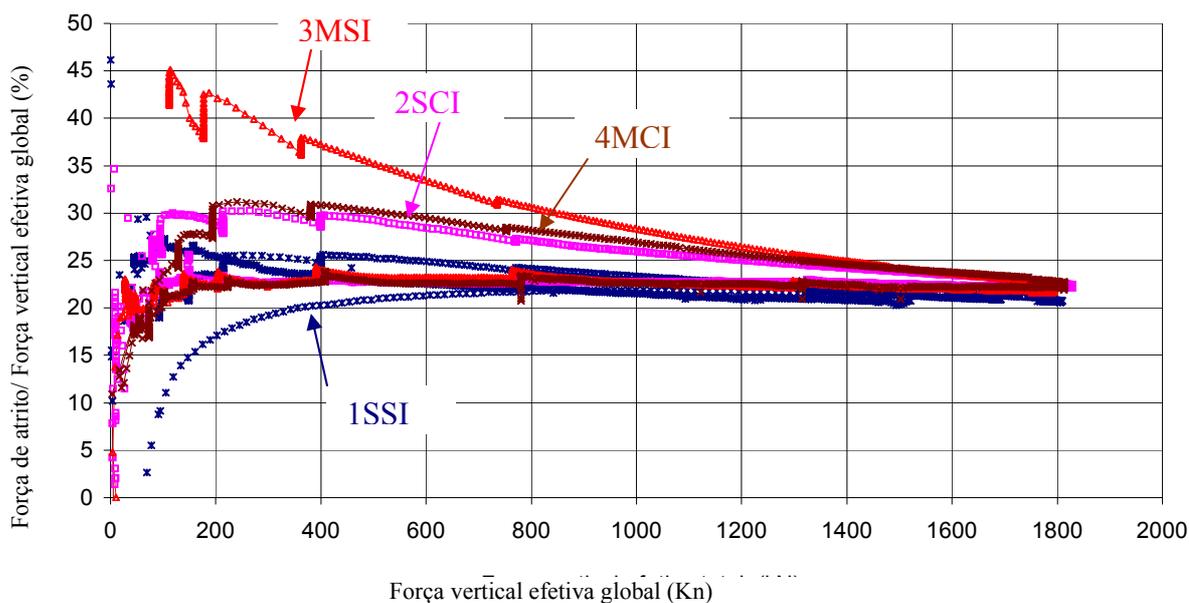


Figura 8-6 – Relação da força de atrito com a força vertical efetiva global obtida nos 4 ensaios.

As relações entre a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva líquida para os ensaios 1, 2 e 3 são apresentadas a seguir (Figura 8-7 a Figura 8-9). O valor da tensão horizontal efetiva foi calculado através dos dados medidos pelos 8 *strain gages*, dispostos circunferencialmente na metade externa da câmara de compressão unidimensional.

Como comentado no item 7.6.4 (Resultados do ensaio 4), os valores obtidos pelos 8 *strain gages* no ensaio 4 são dispersos e pouco confiáveis e por isto não serão considerados.

Analisando estes gráficos, percebe-se que a relação entre a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva líquida ( $K_0$ ) tanto no período de carregamento quanto no descarregamento possui curvatura côncava para abaixo. Na Figura 8-7, sobre o ensaio 1, os valores de  $K_0$  no período de carregamento são maiores que no período de recarregamento.

Com relação aos valores de  $K_0$ , obtidos destas curvas, notou-se em todos que, para tensões efetivas verticais líquidas menores que  $100 \text{ kN/m}^2$ , a tensão horizontal efetiva chega a ser cinco vezes ( $K_0 = 5$ ) o valor da tensão vertical efetiva líquida (ver detalhe da Figura 8-10).

Para a obtenção do valor  $K_0$  no estágio de carregamento do material ensaiado, foi desconsiderada a parte inicial da curva tensão horizontal efetiva *versus* tensão vertical efetiva líquida (tensões vertical efetiva líquida inferiores a  $100 \text{ kN/m}^2$ , Figura 8-10). Normalmente o valor de  $K_0$  deve passar pela origem. Os valores de  $K_0$  para os três ensaios estão na Tabela 8-1 – Resumo dos dados obtidos dos ensaios de compressão unidimensional.

No ensaio realizado pela Eletrosul (Tabela 8-2), citado anteriormente, o valor de  $K_0$  obtido foi igual a 0,46.

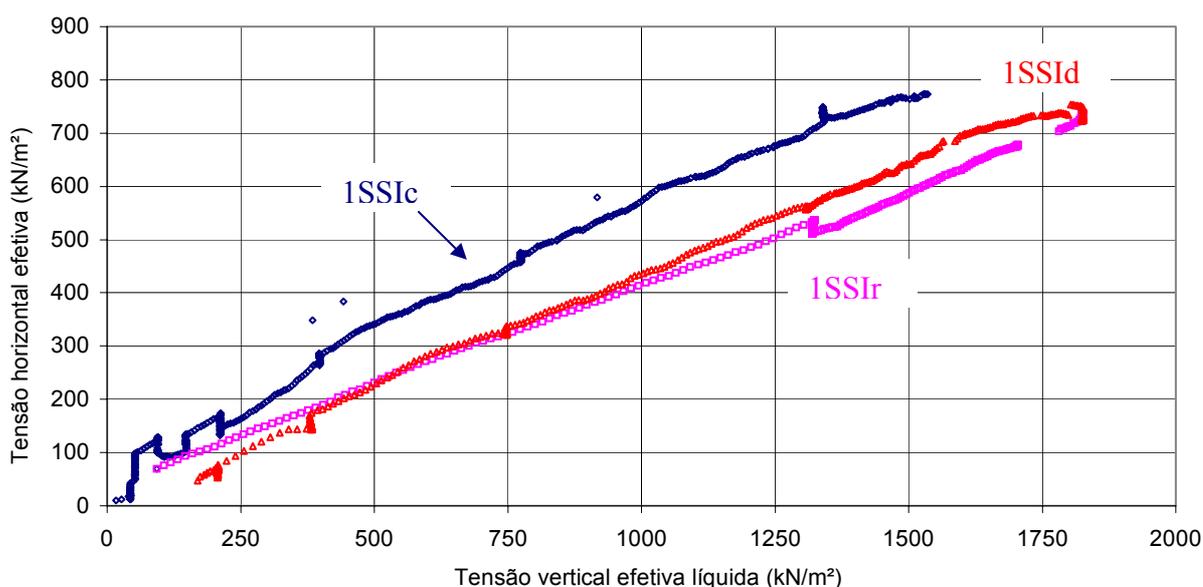


Figura 8-7 – Ensaio 1 – Tensão horizontal efetiva ( $\text{kN/m}^2$ ) *versus* Tensão vertical efetiva líquida ( $\text{kN/m}^2$ ).

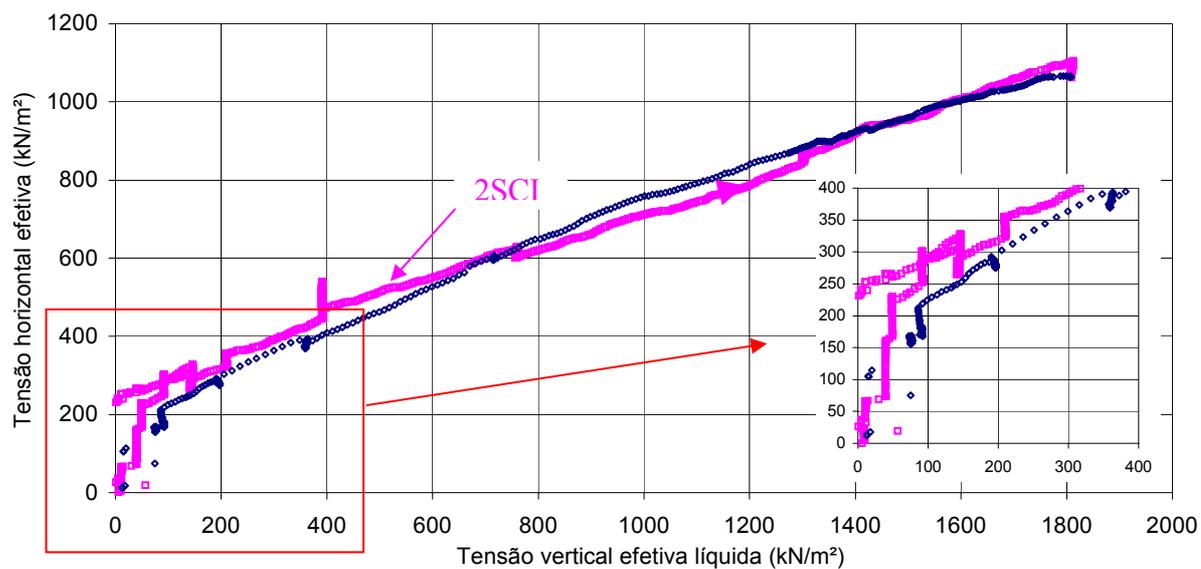


Figura 8-8 – Ensaio 2 – Tensão horizontal efetiva (kN/m²) versus Tensão vertical efetiva líquida (kN/m²).

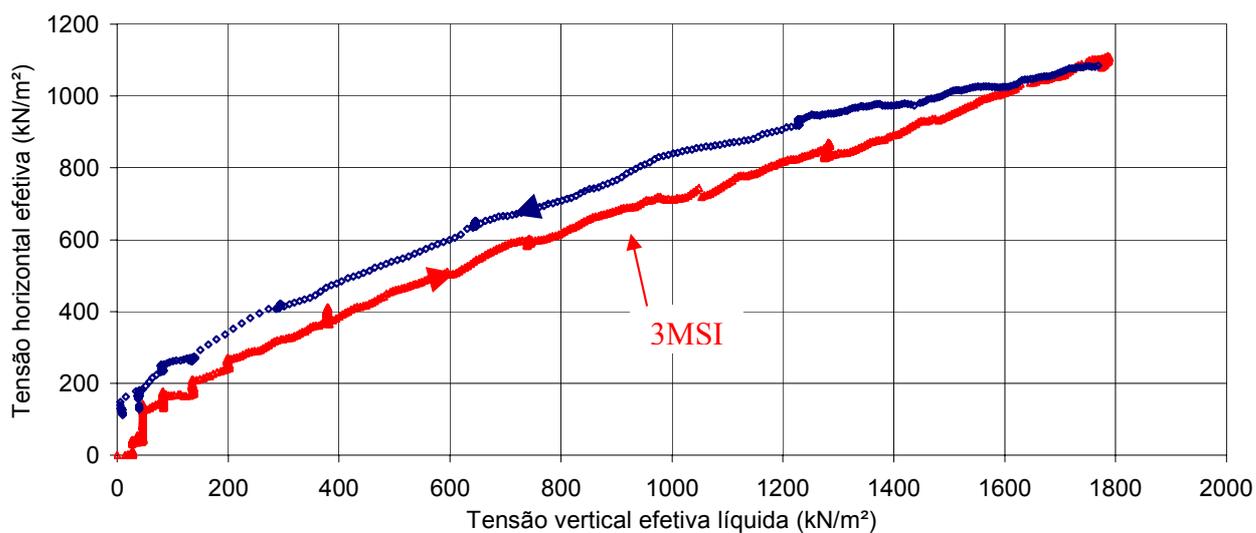


Figura 8-9 – Ensaio 3 – Tensão horizontal efetiva (kN/m²) versus Tensão vertical efetiva líquida (kN/m²).

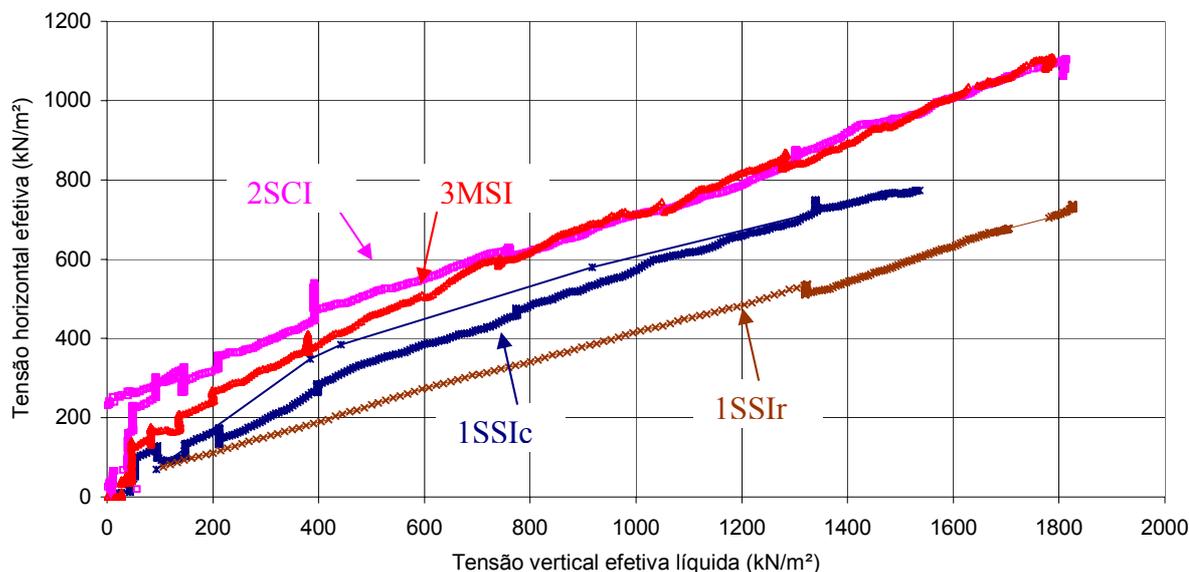


Figura 8-10 – Tensão horizontal efetiva ( $\text{kN/m}^2$ ) versus Tensão vertical efetiva líquida ( $\text{kN/m}^2$ ) obtida no carregamento dos três primeiros ensaios.

A Figura 8-11 tem como base alguns valores retirados do gráfico publicado por Maia *et al.* (2001). Junto a estes, foram adicionados os resultados do presente trabalho. Destaca-se que, para possibilitar a comparação entre estes, todos os valores apresentados são obtidos e relacionados com a tensão vertical efetiva global, ou seja, não considera o efeito do atrito.

Nota-se valores altos de  $K_0$  para o ensaio com o granito da UHE Serra da Mesa e para os ensaios 2 e 3 realizados com o basalto da UHE Machadinho. Estes valores ocorrem para tensões menores que  $400 \text{ kN/m}^2$ . Após esta tensão, os valores de  $K_0$  tendem a ficar em torno de 0,5.

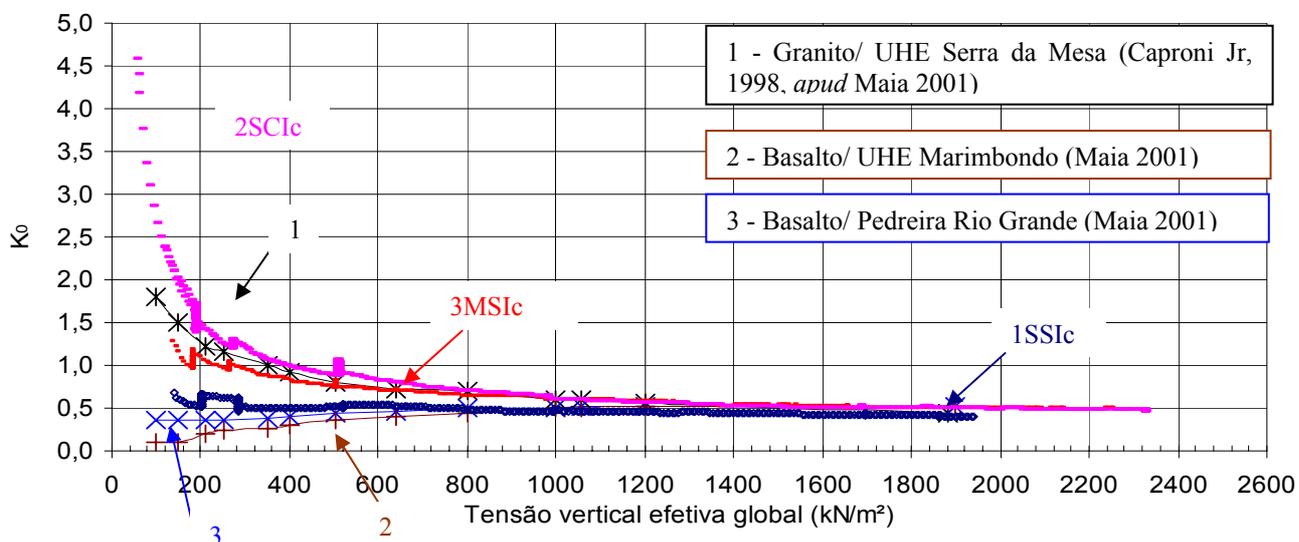


Figura 8-11 – Relação entre o  $K_0$  e a tensão vertical efetiva global para valores acima de  $100 \text{ kN/m}^2$ .

O gráfico mostrado a seguir apresenta a relação do  $K_0$  com a tensão vertical efetiva líquida do presente trabalho, ou seja, desconta o efeito do atrito lateral.

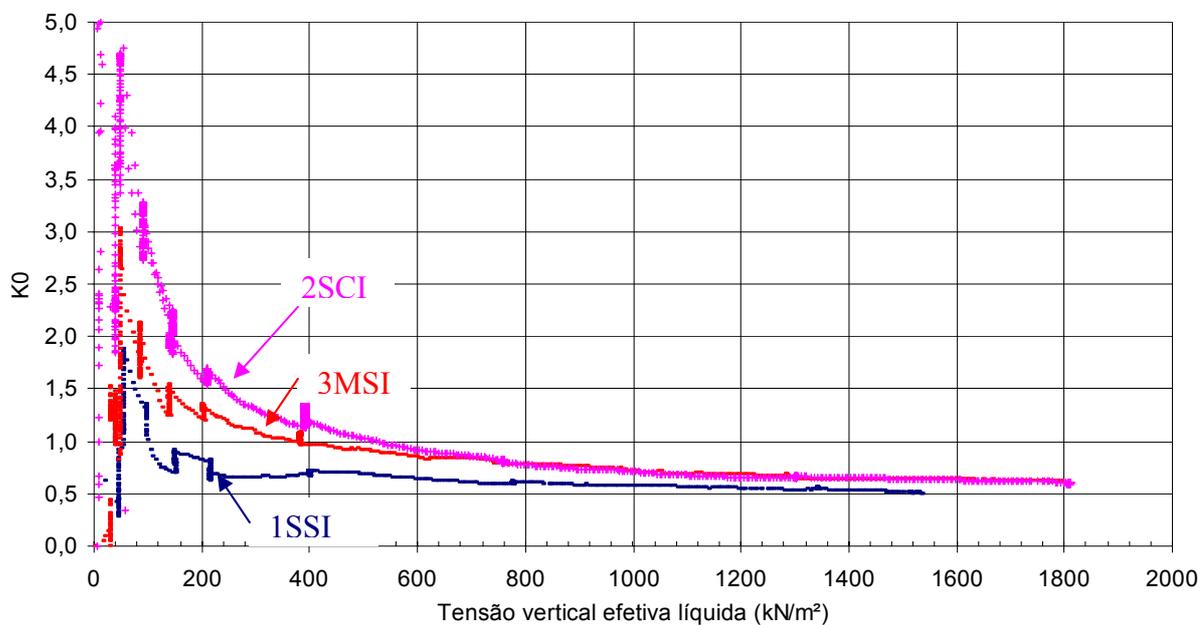


Figura 8-12 – Relação entre o  $K_0$  e a tensão vertical efetiva líquida obtida para os 3 primeiros ensaios desta pesquisa.

Comparando a Figura 8-11 com a Figura 8-12, nota-se que os valores de  $K_0$  apresentados nesta última são relativamente maiores que o da primeira. Isto ocorre pelo fato da tensão vertical efetiva líquida ser menor que a global, para uma mesma tensão horizontal.

## **CAPÍTULO 9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

De acordo com os resultados obtidos no presente trabalho, são apresentadas algumas conclusões relativas ao funcionamento do equipamento e ao comportamento mecânico do enrocamento de basalto, assim como sugestões para trabalhos futuros.

### **9.1 CONCLUSÕES**

Mediante os resultados obtidos, são apresentadas as conclusões finais tendo como meta o cumprimento dos objetivos propostos nesta Dissertação.

- Quanto ao equipamento, constatou-se uma resposta plenamente satisfatória de todo o sistema montado. Para cargas abaixo de 12 kN os valores de dispersão relativamente altos. Porém, este valor corresponde a menos de 1% da carga máxima aplicada pelo equipamento (2200 kN), ou seja, da ordem de grandeza da resolução do sistema. Para os demais estágios de carregamento, o equipamento atendeu plenamente às expectativas.
- Nos estágios de descarregamento, para a grande maioria deles, percebeu-se um suave aumento da carga vertical com o tempo, ou seja, o equipamento não conseguiu manter a carga constante.
- Quanto à preparação das amostras, observou-se que os índices de vazios das amostras de laboratório são superiores ao de campo.
- As amostras compactadas sem adição de água (ensaio 1 e 2) apresentaram índices de vazios menores que as amostras compactadas com molhagem.
- Nos ensaios 3 e 4 houve dificuldade na compactação do material da amostra. A água utilizada nesta etapa, para melhorar a “lubrificação” entre as partículas e de certa forma melhorar a compactação do aterro em barragens (como é normalmente citada na literatura) não produziu esta melhoria em laboratório. Isto muito provavelmente tem influência da quantidade de finos utilizada, seja pelo carreamento dos mesmos, seja pela geração de tensões capilares.

- O sistema de medida da força de atrito lateral entre as partículas e a parede da célula de compressão unidimensional utilizado nesta pesquisa apresentou-se plenamente eficiente, alcançando um dos objetivos da pesquisa.
- Constatou-se também que, com as medidas obtidas em todas as células de carga, o atrito é totalmente mobilizado para uma força de 200 kN, cerca de 11% da força máxima total atingida durante os ensaios. A partir deste valor, a força de atrito praticamente se manteve constante durante os estágios de carregamento.
- A porcentagem da força de atrito lateral em relação à força vertical efetiva aplicada ficou em torno de 25% em todos os ensaios.
- A parcela mais significativa das deformações verticais ocorreu imediatamente assim que a carga máxima para o estágio correspondente foi atingida.
- Quanto ao estudo da fluência nos estágios de carregamento, observou-se que as curvas apresentam comportamentos similares. O tempo de espera em cada estágio de carregamento equivalente a 30 minutos apresentou-se, de certa forma, apropriado indicando uma taxa de fluência, ao final deste período, de 10 e 15% para tensões maiores que 400 kN/m<sup>2</sup>.
- Quanto ao índice de quebra ( $B_g$ ), as curvas granulométricas do ensaio 1 mostram que a diferença significativa entre as frações obtidas antes e depois do ensaio se dá entre os diâmetros nominais de 10 a 30 mm. O aumento da quantidade de partículas com estes diâmetros nominais ocorre pelo fraturamento de partículas maiores à estes valores, durante o processo de montagem e de carregamento. Os valores de  $B_g$  obtidos para os ensaio 1 e 2 foram respectivamente 5,6% e 4,9%.
- Verificou-se que a forma das curvas de compressibilidade é bem definida para todos os ensaios e está de acordo com as curvas convencionais para materiais particulados.
- Observou-se que o coeficiente de compressibilidade no trecho de “recompressão” é menor do que no descarregamento.
- Outro ponto importante analisado neste trabalho foi o efeito do colapso no material ensaiado. As amostras ensaiadas nesta pesquisa não evidenciaram um colapso

significativo (a deformação por colapso correspondeu a 3,7% aproximadamente da deformação vertical específica total). O baixo nível de tensão em que a amostra foi inundada (397 kN/m<sup>2</sup>) pode ter influenciado neste resultado. É importante salientar que o índice de absorção das partículas é relativamente baixo, principalmente o índice do riodacito (cerca de 2,3% de absorção da rocha) que compõem 70% da mistura deste enrocamento ensaiado;

- Comparando-se as curvas tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica dos ensaios 1 e 2, observou-se que as mesmas são praticamente coincidentes, apesar do ensaio 2 ter sido realizado com inundação. Lembra-se que ambas foram compactadas a seco.
- Nos ensaios 1 e 2, a curva tensão vertical efetiva líquida *versus* deformação vertical específica apresenta uma concavidade voltada para cima nos trechos de pequenas tensões. Sob tensões maiores, a curvatura é bem menos acentuada e a mesma continua com a concavidade voltada para cima.
- Para o ensaio 3 e 4, sob altas tensões (acima de 1400 kN/m<sup>2</sup>), a concavidade da curva é ligeiramente voltada para baixo. Isto sugere uma situação com fraturamento mais acentuado das partículas e/ou dos contatos entre as mesmas.
- Notou-se em todos os ensaios que a principal componente de deformação vertical é a plástica (cerca de 75% da deformação total).
- Os valores de módulos secantes calculados nos quatro ensaios, são bem maiores que o valor de módulo médio obtido da instrumentação de campo (55,3 MPa – relativo à média das caixas suecas 13, 19 e 24).
- Quanto ao  $K_0$ , para os três primeiros ensaios, notou-se em todas as curvas obtidas que, para tensões efetivas verticais líquidas menores que 100 kN/m<sup>2</sup>, a tensão horizontal efetiva chega a ser cinco vezes o valor da tensão vertical efetiva líquida.
- Comparando os valores de  $K_0$  obtidos neste trabalho, com outros da literatura (Tabela 8-2) pode-se sugerir que os valores são similares.

## 9.2 SUGESTÕES

Com o desenvolvimento desta pesquisa, surgiram novas dúvidas, as quais sugerem futuros trabalhos, dentre os quais:

- Recomenda-se estudar as condições sob as quais as amostras de laboratório são compactadas, como por exemplo: pode-se citar a molhagem ou não das mesmas, assim como, a influência da quantidade de finos.
- Estudos sobre os efeitos da inundação dos enrocamentos (colapso) devem ser mais explorados, incluindo neste item mais ensaios que possam caracterizar mecanicamente as partículas (resistência a compressão) que constituem o enrocamento quanto aos estados seco e úmido, bem como a tensão a ser escolhida para a submersão do material (o melhor seria realizar ensaios para vários níveis de tensões).
- Tentar desenvolver uma metodologia para ensaio triaxial de grandes dimensões, seguindo uma trajetória  $K_0$ , eliminando-se desta forma a interferência do atrito lateral, além de propiciar uma distribuição mais uniforme das tensões da amostra.
- Comparar os parâmetros de ensaios de compressão simples com aqueles obtidos da análise de instrumentação da barragem de Machadinho, dando ênfase aos instrumentos localizados em regiões com trajetórias de tensões semelhantes à aplicada nesta pesquisa.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grão de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica, massa específica aparente e da absorção.** Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 6458.

ANTHINIAC, P. **Modélisation hydroplastique des enrochements de barrage en elements finis.** Tese de Doutorado. Universidade de Aix- Marseille II, França, 1999. 198 p.

ARMELIN, J. L; CAPRONI JR., N. **Deformabilidade de um enrocamento obtida em ensaios de compressão unidimensional.** In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. [S.I].1998.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **Determining of point load strength index of rocks.** ASTM Test Designation: D 5731-95. July, 1995.

BECKER,E.;CHEN,C.;SEED,B. **Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests.** Department of Civil Engineering.University of California, California, 1972.

CAPRONI JR., N., ARMELIN, J. L. **Deformabilidade de um enrocamento obtida em ensaios de compressão unidimensional.** XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998. p. 705-712.

CAPRONI JR., N., ARMELIN, J. L., CASTRO, C. H. **Deformabilidade dos materiais da barragem de Serra da Mesa.** XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Belo Horizonte, vol. 2, 1999.

CAPRONI JR., N.; *et al.* **Um estudo de deformabilidade em laboratório, enrocamento UHE Serra da Mesa.** In: XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Belo Horizonte, vol. 2, 1999a.

CHARLES, J. A. **The use of one-dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, n. 3, 1976. p. 189-200.

COOKE, J. B. **The concrete face rockfill dam.** Non-soil water barriers for embankment dams. In: 17 th ANUAL USCOLD LECTURE SERIES, San Diego. 1997. p. 117-132.

COOKE, J. B. **The Development of Today's CFRD Dam.** In: II SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO, 1999, Florianópolis. Anais. 1999. p. 14-15.

COOKE, J. B. (ed). **The high CFRD dam.** In: PROC., INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS, J. B. Cooke Volume. Beijing. 2000.

CRUZ, P.T. **100 Barragens Brasileiras – Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto.** Oficina de Textos, 1996. p. 517.

CRUZ, P.T. **Lessons learned from design and construction of brasilian dams.** GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. Joinville, 2002.

DAPENA, E. **Ensayos de caracterización geotécnica.** In: III SIMPÓSIO NACIONAL DE GEOTECNIA VIAL. Ponencia general, 1994, p. 21-59.

DIAS, A. C. **Caracterização mecânica de enrocamentos através de ensaios de grande escala visando barragens com face de concreto.** 2001. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2001. 114 p.

DNER-ME 035/98. **Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”.**

EISENSTEIN, Z. LAW, S. **The role of constitutive laws in analysis of embankments.** Proc. 3<sup>th</sup>. ICNMG, Aachen, 1979.

ELETROSUL – CENTRAIS ELÉTRICAS DO SUL DO BRASIL S. A. **Interpretação de ensaios de adensamento unidimensional sobre amostras de enrocamento.** Relatório interno. Florianópolis, 1986.

FUMAGALLI, E. **Test on cohesionless materials for rockfill dams**. ASCE, Journal of the soil mechanics and foundation division, SM1, January, 1969. p. 313-330.

HOLTZ, W.; GIBBS. **Triaxial shear tests on previous gravelly soils**. Proc. A.S.C.E., Journal of the soil mechanic an foundation division., sm 1, January, 1956. p. 313-330.

LUDWIG, N. G. **Strength characteristics of rockfill**. 1980. Dissertação de mestrado, Departamento de mineração e engenharia de recurso mineral, Universidade de Londres, Grã-Bretanha, 1980. 143 p.

MAIA, P.C.A. **Avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade de enrocamentos**. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC – Rio, Rio de Janeiro, 2001. 351 p.

MAIA, P.C.A.; *et al.* **Compressibilidade de enrocamentos basálticos**. In: XXIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2001, Fortaleza. Anais. 2001a. p. 81-92.

MARSAL, R.J.; ASCE, F. **Large scale testing of rockfill materials**. ASCE, Journal of the Soil mechanics and foundation division, SM2, Março, 1967. p. 27-42.

MARSAL, R.J. **Mechanical properties of rockfill**. Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume, 1973.

MARSAL, R.J; NUÑEZ, D.R. **Presas de tierra y enrocamiento**. México: Ed. Limusa, 1975.

MARSAL, R. ROSA, F. **Mechanical properties of rockfill soil mixtures**. In: 12TH.CONGRESS ON LARGE DAMS. 1976, México. vol. 1, 1976.

MATERÓN, B. **Transition material in the highest CFRDs**. Hydropower & Dams, Issue Six, 1998. p. 33-40.

MATHESON, G. M. **Relationship between compacted rockfill density and gradation**, J. Geotechnical Engineering ASCE, vol 112, n. 12. 1986. p. 1119-1124.

MAURO, V.; LUZ, P.A.C.; ALVEZ, A.J. **O projeto da barragem principal da UHE Machadinho**. In: II SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO, 1999, Florianópolis. Anais. 1999.

- MELLO, V. F. B. **Fourteenth international congress in large dams**, vol. 5, Question 55, Discussions. Rio de Janeiro, 1982.
- NEVES, E. M. das. **Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos**. Solos e rochas, São Paulo, 25, Set-Dez, 2002. p. 161-203.
- NEVES, E. M. das. **Fills and embankments**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS AND SOFT ROCKS, ATHENS, v. 1993. p. 2023-2037
- NOBARI, E. DUNCAN, J. **Effect on reservoir filling on stress and movements in earth and rockfill dams**. Department of civil engineering. University of California, 1972.
- OLDCOP, L.A.; ALONSO, E. **A model for rockfill compressibility**. Geotechnique. v 51, n. 2, 2001. p. 11-139.
- OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. (eds). **Geologia de engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998.
- PAKHOMOV, O. A. **Method of determining mechanical characteristics of coarse soils**. Hydrotechnical Construction, n. 4, April, 1980. p. 370-374.
- PENMAN, A. D. M.; BURLAND, J. B.; CHARLES, J. A. **Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction**. Proc. of the ICE, v. 49, May, 1971.
- PEIXOTO, M.; SABOYA Jr., F. - **Análise de movimentações diferenciais entre a face e o maciço em barragens de enrocamento**. In: II SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO, 1999, Florianópolis. Anais. 1999. p.119-128.
- PINTO, A. V. **Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento**. Geotecnia, n. 27. Lisboa. 1979.
- PINTO, A. V. **Modelação de enrocamentos**. Dissertação de mestrado, Universidade de Nova Lisboa, Portugal, 1982. Lisboa. p. 1-76.
- PINTO, A. V. **Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento**. Geotecnia, n. 37. Lisboa. março 1983.

PINTO, A. A. V. **Previsão do Comportamento Estrutural de barragens de enrocamento.** Proc. 53-11-7384, Lisboa. julho 1983a.

PINTO, A. A.V; NEVES, E. M. das. **Modelling collapse on rockfill dams.** Computes and Geotechnics, vol 6, issue 2, 1988. p. 131-153.

RAMMANURTHY, T.; GUPTA, K. K. **Prediction of the behavior of rockfill materials.** In: PROCEEDINGS, 3RD AUSTRALIAN - NEW ZEALAND CONFERENCE ON GEOMECHANICS, vol. 3, Wellington, 1980. p. 13-18.

SABOYA JR., F.; BYRNE, P. M. **Parameters for stress and deformations analysis of rockfill dams.** Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, 1993. p. 690-701.

SABOYA JR., F. **Considerações sobre compressibilidade de enrocamentos e determinação de parâmetros para análise numérica de barragens de enrocamento com face de concreto.** In: II SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO, Florianópolis, 1999, Florianópolis. Anais. 1999. p. 99-110.

SANTOS, A.C.C.; FLEURY, S.V.; ASSIS, A.P. **Estudo de laboratório da deformabilidade de enrocamentos considerando o efeito de escala.** In: XXVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Goiânia, 2005, Goiânia. CD Room. 2005.

SINGER, S. **Estudo experimental da resistência ao cisalhamento dos basaltos desagregados e desagregáveis de Capivara.** Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1973. 92 p.

SILVA, J.M.M.M da. **Modelação do colapso e da fluência em aterros.** Tese de doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade dor Porto, 1996.

SOWERS, G.; WILLIAMS, R.; WALLACE, T. **Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills.** Proc. 6<sup>th</sup> ICSMFE, vol. 2, Montreal, 1965. p. 561-565.

TERZAGHI, K. **Discussion on settlement of Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams.** Trans. Amer. Soc. of civil engineers, vol. 125, part II, 1960. p. 139-148