



DESENVOLVIMENTO, CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E DURABILIDADE DE  
COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM  
FIBRAS DE SISAL

Adriana Paiva de Souza Martins

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2014

DESENVOLVIMENTO, CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E DURABILIDADE DE  
COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM  
FIBRAS DE SISAL

Adriana Paiva de Souza Martins

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ  
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.

---

Prof. Flávio de Andrade Silva, D.Sc.

---

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro, D.Sc.

---

Prof. Holmer Savastano Júnior, D.Sc.

---

Prof<sup>a</sup> Michéle Dal Toé Casagrande, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2014

Martins, Adriana Paiva de Souza

Desenvolvimento, Caracterização Mecânica e Durabilidade de Compósitos Solo-Cimento Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Sisal/ Adriana Paiva de Souza Martins. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XXX, 267 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 240-267.

1. Compósitos solo-cimento-fibras de sisal. 2. Materiais de baixo impacto ambiental. 3. Materiais à base de terra crua. I. Toledo Filho, Romildo Dias *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico esse trabalho  
à minha querida filha Marina.

## AGRADECIMENTOS

A conclusão de uma tese de doutorado é um momento muito importante na vida de um pós-graduando: pela conquista em si e pelas experiências vividas e acumuladas ao longo de um período de tempo relativamente longo.

Nesse momento não é possível deixar de ressaltar a minha gratidão por todos aqueles que fizeram parte do meu cotidiano, seja de forma esporádica seja de forma mais frequente, compartilhando as mais variadas atividades.

Agradeço ao Professor Romildo Dias Toledo Filho por ter me acolhido no seu grupo de pesquisa, ter transmitido orientação, apoio, entusiasmo e incentivo em todas as etapas do desenvolvimento do trabalho, ter procurado solucionar com muita rapidez e eficiência as questões inerentes às teses de natureza experimental. Obrigado também por ter me propiciado trabalhar com um tema (solo estabilizado) que apesar de bem consolidado na área de geotecnia, ainda carece de muitos esforços para a sua disseminação na área de materiais para a construção civil, incluindo os de pesquisa.

Ao Professor Flávio de Andrade Silva sou extremamente grata pela sua orientação minuciosa, pelos conhecimentos transmitidos, pela sua grande disponibilidade, pelo apoio, encorajamento, sugestões e críticas em todas as etapas, pelo exemplo de seriedade, envolvimento, dedicação e vocação para com as atividades de pesquisa.

Aos Professores Guilherme Chagas Cordeiro e Michéle Dal Toé Casagrande por terem participado de minha banca de qualificação e terem feito importantes sugestões e críticas que muito contribuíram para o enriquecimento da minha pesquisa.

Ao Professor Conrado de Souza Rodrigues, por ter disponibilizado um espaço no CEFET-MG dotado de adequada infraestrutura para a realização dos ensaios de envelhecimento natural, e também pelo apoio e solicitude sempre que necessário.

Ao arquiteto Ivan Ferreira Carmo, prefeito da Cidade Universitária, que como gestor procurou contornar a lacuna correspondente à minha ausência profissional nesse período e também pela sua postura de incentivo e apoio à capacitação dos servidores técnico-administrativos.

A todos os técnicos do Laboratório de Estruturas (LABEST) da COPPE/UFRJ: Adailton, Alessandro, Anísio, Arnaldo, Clodoaldo, Eduardo, Felipe, Flávio Costa, Flávio Oliveira, Hideckel, Márcia, Márcio, Renan, Rodrigo, Rogério, Rosângela, Santiago, Sr. Júlio, Thales, que me auxiliaram direta ou indiretamente nos ensaios. À Sandra e Luzidelle, pelo apoio nos momentos em que precisei das atividades da

secretaria. Ao Paulinho, pelo apoio sempre que precisei de materiais de consumo. Um agradecimento especial ao Renan, que me ajudou muito nos ensaios mecânicos, inclusive em feriados, abrindo mão de seus compromissos e de seu lazer. Ao Jô e equipe, que sempre mantiveram limpos nossos espaços de trabalho, propiciando-nos um ambiente adequado.

Aos funcionários da Secretaria do PEC, Jairo Leite e Márcia Reis, que me orientaram em relação ao cumprimento das formalidades relativas à etapa de defesa. Ao Orlando, pela atenção e empenho demonstrados em todos os momentos em que a sua colaboração foi necessária.

À pesquisadora Maria da Glória Marcondes Rodrigues, do Laboratório de Química dos Solos da Geotecnia/COPPE/UFRJ, pelo apoio na realização de alguns ensaios químicos realizados no decorrer da pesquisa.

A Janine, que procurou viabilizar a minha demanda de ensaios com muita solicitude, mesmo implicando em sacrificar um pouco as outras demandas.

Aos meus familiares, que apesar de geograficamente distantes estão sempre próximos no meu pensamento, e sempre me apoiaram na direção de novas realizações. A Jurema, que me ajudou imensamente nesses quatro anos, principalmente quando precisei viajar e quando passei por uma cirurgia. À minha querida filha Marina, pelo seu apoio, sua compreensão e pelos sacrifícios que a minha dedicação ao doutorado impôs na sua rotina.

A todos os colegas do LABEST pela convivência, apoio e compartilhamento de atividades ao longo desses quatro anos. Em especial à Tina, pela grande amizade e pelo seu apoio irrestrito, e também pelo seu exemplo de generosidade, seriedade, determinação e superação.

Finalizando, gostaria de enfatizar que a maioria de nossas realizações depende muito do “outro”: aquele que está ali do seu lado, compartilhando as mais diversas situações e experiências. Não tem gênero, não tem idade, não tem cor, não tem roupagem, tem simplesmente a sua presença e a sua solicitude ao nosso dispor. Tive o privilégio de conviver com pessoas com essas qualidades, e a todas elas sou extremamente grata.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

DESENVOLVIMENTO, CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E DURABILIDADE DE  
COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM  
FIBRAS DE SISAL

Adriana Paiva de Souza Martins

Dezembro/2014

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Programa: Engenharia Civil

O objetivo do presente trabalho é o desenvolvimento, a caracterização mecânica e o estudo da durabilidade de compósitos solo-cimento autoadensáveis, reforçados com fibras de sisal. Os referidos compósitos, baseados em matérias primas naturais e de baixo impacto ambiental (terra crua e fibras vegetais), poderão ser usados em aplicações que não necessitam de desempenho estrutural elevado (resistência à compressão mínima de 2,0 MPa). A matriz foi dosada por um método científico, baseado no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), e apresentou elevado ganho de resistência ao longo do tempo, em virtude das reações pozolânicas. As fibras foram incorporadas nos teores de 0,5; 1,0 e 1,5%, e nos comprimentos de 20 e 50 mm. Os compósitos apresentaram resistência à compressão na faixa de 2,8 a 3,3 MPa, resistência à tração na faixa de 0,6 a 1,0 MPa e resistência à flexão na faixa de 1,3 a 1,8 MPa. A incorporação de fibras possibilitou o aumento da resistência à tração do material e a melhoria das propriedades pós-fissuração. Proporcionou também a redução da retração por secagem, o aumento da resistência à fissuração e o melhor desempenho sob temperaturas elevadas (40 a 100°C). Os compósitos mantiveram suas propriedades mecânicas após 8 meses de envelhecimento natural e após 25 ciclos de molhagem e secagem. Os resultados obtidos demonstraram a potencialidade do uso dos referidos compósitos na construção civil, para a produção de painéis monolíticos de alvenaria de vedação.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

DEVELOPMENT, MECHANICAL CHARACTERIZATION AND DURABILITY OF  
SELF-COMPACTING SOIL-CEMENT COMPOSITES REINFORCED WITH SISAL  
FIBERS

Adriana Paiva de Souza Martins

December/2014

Advisors: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Department: Civil Engineering

The main objective of this work is the development, mechanical characterization and study of the durability of self-compacting soil-cement composites reinforced with sisal fibers. Such composites, based on natural and low environmental impact raw materials (soil and vegetable fibers) may be used in applications that do not require high structural performance (minimum compressive strength of 2.0 MPa). The matrix designed by a scientific method, based on the Compressible Packing Model (CPM), showed a high strength gain over time because of the pozzolanic reactions. Fibers were used as reinforcement in the ratios of 0.5; 1.0 and 1.5%, and in the lengths of 20 and 50 mm. Composites showed a compressive strength ranging from 2.8 to 3.3 MPa, tensile strength from 0.6 to 1.0 MPa and flexural strength from 1.3 to 1.8 MPa. The use of fibers contributed to the increase of the material tensile strength and the improvement of the post-cracking properties. It also provided a drying shrinkage reduction, increase of the cracking strength and better performance at elevated temperatures (40 to 100 °C). The composites retained their mechanical properties after 8 months of natural aging and after 25 cycles of wetting and drying. The obtained results demonstrated the potential application of such composites in the civil construction industry for the production of monolithic panels.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>xvi</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xxiv</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....</b>	<b>xxvii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 – HISTÓRICO E EVOLUÇÃO DO USO DO SOLO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO.....	5
2.2- TÉCNICAS CONSTRUTIVAS USANDO TERRA CRUA.....	7
2.3- MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DO SOLO.....	8
2.4 – DOSAGEM DE MISTURAS SOLO-CIMENTO .....	14
2.5 – REOLOGIA DO SISTEMA SOLO-CIMENTO.....	19
2.6 – COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS .....	22
2.7 – O USO DE FIBRAS VEGETAIS COMO REFORÇO .....	25
2.7.1– Fibras de Sisal.....	28
2.8 – COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SISTEMA SOLO-CIMENTO.....	29
2.8.1– Compressão uniaxial não confinada.....	29
2.8.2– Tração .....	33
2.8.3 – Flexão .....	35
2.8.4 – Compressão Triaxial.....	37
2.9 - CARREGAMENTOS DINÂMICOS .....	39
2.10 – INTERFACE FIBRA-MATRIZ.....	41
2.11 – DURABILIDADE .....	43
2.12 - DEFORMAÇÕES DIFERIDAS NO TEMPO EM SISTEMAS SOLO-CIMENTO .....	49
<b>3. DESENVOLVIMENTO DA MATRIZ AUTOADENSÁVEL .....</b>	<b>53</b>
3.1 - INTRODUÇÃO .....	53

3.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	54
3.2.1 – Materiais e caracterização.....	54
3.2.1.1 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	54
3.2.1.2 - Superplastificante.....	60
3.2.2 – Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) .....	60
3.2.3 – Programa BétonlabPro 3.....	61
3.2.3.1 – Absorção de água do agregado miúdo (solo).....	62
3.2.3.2 – Compatibilidade e dosagem de saturação do superplastificante com os materiais cimentícios .....	62
3.2.3.3 – Dosagem de saturação do superplastificante para a fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$ mm) .....	66
3.2.3.4 – Compacidade experimental dos materiais cimentícios e do agregado .....	68
3.2.3.5 – Compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$ mm) .....	74
3.2.3.6 – Módulo de elasticidade do agregado .....	74
3.2.3.7 – Calibração dos parâmetros “P” e “Q” .....	74
3.2.4 – Produção da matriz, moldagem e cura dos corpos de prova.....	78
3.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	81
3.3.1 – Dosagem da matriz.....	81
3.4 - CONCLUSÃO .....	83
<b>4. CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA E MECÂNICA DA MATRIZ AUTOADENSÁVEL .....</b>	<b>85</b>
4.1 - INTRODUÇÃO .....	85
4.2 - PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	85
4.2.1– Ensaio reológico.....	85
4.2.2 – Ensaio mecânico.....	87
4.2.3 – Avaliação estatística dos dados experimentais .....	90
4.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	90
4.3.1 – Ensaio reológico.....	90

4.3.2. – Ensaio mecânico.....	92
4.4 - CONCLUSÃO .....	96
<b>5. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL.....</b>	<b>97</b>
5.1 - INTRODUÇÃO .....	97
5.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	97
5.2.1 – Materiais e processamento.....	97
5.2.1.1 – Fibras de sisal.....	97
5.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	99
5.2.1.3 - Superplastificante.....	99
5.2.1.4 – Água .....	99
5.2.2 – Produção das misturas solo-cimento com inserção de fibras de sisal, moldagem e cura dos corpos de prova .....	99
5.2.3 – Ajuste da reologia da matriz para inserção de fibras .....	102
5.2.4 – Comportamento mecânico .....	103
5.2.5 – Avaliação estatística dos dados experimentais .....	104
5.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	105
5.3.1 – Ensaio de compressão uniaxial.....	105
5.3.2 – Ensaio de tração direta .....	108
5.3.2.1 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento.....	108
5.3.2.2 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento.....	110
5.3.3 – Ensaio de flexão em quatro pontos.....	114
5.3.3.1 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento.....	114
5.3.3.2 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento.....	117
5.4 – CONCLUSÃO.....	122

<b>6. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL.....</b>	<b>124</b>
6.1 - INTRODUÇÃO .....	124
6.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	125
6.2.1 – Materiais e processamento.....	125
6.2.1.1 – Fibras de sisal.....	125
6.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	126
6.2.1.3 – Superplastificante .....	126
6.2.1.4 – Água .....	126
6.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova.....	126
6.2.3 – Ensaio físicos.....	129
6.2.3.1 – Ensaio de absorção de água por imersão .....	129
6.2.3.2 – Ensaio de absorção de água por capilaridade.....	130
6.2.3.3 – Ensaio de retração por secagem .....	132
6.2.3.4 – Ensaio de retração restringida através de anel de aço .....	134
6.2.4 – Avaliação estatística dos dados experimentais .....	136
6.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	136
6.3.1 – Ensaio de absorção de água por imersão .....	136
6.3.2 – Ensaio de absorção de água por capilaridade .....	138
6.3.3 – Ensaio de retração por secagem.....	142
6.3.4 – Ensaio de retração restringida através de anel de aço .....	147
6.4 – CONCLUSÃO.....	151
<b>7. DURABILIDADE DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL SUBMETIDOS A PROCESSOS DE ENVELHECIMENTO.....</b>	<b>155</b>
7.1 – INTRODUÇÃO.....	155
7.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	157
7.2.1 – Materiais e processamento.....	157

7.2.1.1 – Fibras de sisal.....	157
7.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	157
7.2.1.3 – Superplastificante .....	157
7.2.1.4 – Água .....	158
7.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova.....	158
7.2.3 – Ensaios de durabilidade .....	158
7.2.3.1 – Durabilidade através de ensaios de envelhecimento natural .....	158
7.2.3.2 – Durabilidade através de ensaios de envelhecimento acelerado .....	161
7.2.4 – Análises microestruturais.....	164
7.2.5 – Análise estatística dos dados experimentais .....	166
<b>7.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>166</b>
7.3.1 – Ensaios de envelhecimento natural .....	166
7.3.1.1 – Ensaios de envelhecimento natural - matriz .....	168
7.3.1.2 – Ensaios de envelhecimento natural - compósito .....	169
7.3.2 – Ensaios de envelhecimento acelerado .....	172
7.3.2.1 – Ensaios de envelhecimento acelerado - matriz .....	174
7.3.2.2 – Ensaios de envelhecimento acelerado - compósito .....	176
7.3.2.3 – Comparação de parâmetros ao final dos processos: envelhecimento acelerado x envelhecimento natural.....	179
7.3.3 – Ensaios microestruturais (porosimetria por intrusão de mercúrio) .....	179
<b>7.4 – CONCLUSÃO.....</b>	<b>182</b>
<b>8. CARACTERIZAÇÃO DA INTERFACE FIBRA-MATRIZ.....</b>	<b>185</b>
8.1 – INTRODUÇÃO.....	185
8.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	187
8.2.1 – Materiais e processamento.....	187
8.2.1.1 – Fibras de sisal.....	187
8.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	187

8.2.1.3 – Superplastificante .....	187
8.2.1.4 – Água .....	188
8.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova .....	188
8.2.3 – Ensaios de arrancamento (fibras individuais) .....	190
8.2.4 – Análises microestruturais.....	193
8.2.5 – Avaliação estatística dos dados experimentais .....	193
<b>8.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>194</b>
8.3.1 – Ensaios de arrancamento com idade de cura das amostras de 14 dias, variando o comprimento de embebedimento (10, 20 e 30 mm) .....	194
8.3.2 – Ensaios de arrancamento com idade de cura das amostras de 14 dias, variando o comprimento de embebedimento (10, 20 e 30 mm): comparação de resultados.....	199
8.3.3 – Ensaios de arrancamento com comprimento de embebedimento de 30 mm, variando a idade de cura das amostras (7 e 28 dias).....	202
8.3.4 – Ensaios de arrancamento com comprimento de embebedimento de 30 mm, variando o teor de umidade das amostras (0% e 100% de umidade) .....	207
8.3.5 – Análises microestruturais.....	216
<b>8.4 – CONCLUSÃO.....</b>	<b>217</b>
<b>9. CARACTERIZAÇÃO TERMOMECÂNICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL .....</b>	<b>220</b>
9.1 – INTRODUÇÃO.....	220
9.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	221
9.2.1 – Materiais e processamento.....	221
9.2.1.1 – Fibras de sisal.....	221
9.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	221
9.2.1.3 – Superplastificante .....	222
9.2.1.4 – Água .....	222
9.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova .....	222
9.2.3 – Comportamento termomecânico .....	222

9.2.4 – Avaliação estatística dos dados experimentais .....	224
9.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	224
9.3.1 – Matriz .....	226
9.3.2 – Compósito.....	228
9.4 – CONCLUSÃO.....	231
<b>10. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>232</b>
10.1 – CONCLUSÕES .....	232
10.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	238
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>240</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Cidade de Shibam - Yêmen (UNESCO, 2012-a). .....	6
Figura 2.2 - Comportamento à retração de misturas solo-estabilizante (Hossain e Mol, 2011). .....	13
Figura 2.3 - Solo-cimento plástico: evolução da resistência à compressão não confinada com a idade (Segantini, 2000). .....	14
Figura 2.4 - Estrutura hierárquica de uma fibra de sisal (Melo Filho, 2012). .....	27
Figura 2.5 - Microestrutura de uma fibra (a) em arco e (b) mecânica (Silva, 2009). .....	29
Figura 2.6 - Compósitos solo-fibra de sisal sob tração direta (Mesbah <i>et al.</i> , 2004). ....	33
Figura 2.7 - Curvas tensão x deslocamento da mesa para compósitos com fibras de linho (adaptado de Segetin <i>et al.</i> 2007). .....	36
Figura 2.8 - Curvas carga x deslocamento para amostras com diferentes teores de cimento, Tang <i>et al.</i> (2010). .....	43
Figura 3.1 - Curvas granulométricas do cimento, cinza, metacaulinita e (a) solo, e (b) fração fina do solo. ....	57
Figura 3.2 - Difrátogramas (a) do cimento, (b) da cinza volante, (c) da metacaulinita e (d) da fração fina do solo. ....	59
Figura 3.3 - Aparato usado no método do funil de Marsh para determinação da compatibilidade cimento-superplastificante e do ponto de saturação: (a) misturador e cronômetro, (b) e (c) funil de Marsh e proveta graduada. ....	64
Figura 3.4 - Gráficos tempo de escoamento <i>versus</i> teor de superplastificante para (a) cimento, (b) cinza volante e (c) metacaulinita. ....	65
Figura 3.5 - Ensaio de espalhamento utilizando-se o minicone (Kantro, 1980) (a) nivelamento da placa de vidro, (b) e (c) preenchimento e rasamento do molde (d) leituras de espalhamento. ....	67
Figura 3.6 - Resultados dos ensaios de espalhamento utilizando-se o minicone (Kantro, 1980). ....	68
Figura 3.7 - Etapas do ensaio de demanda de água (cinza volante, sem superplastificante): (a) mistura seca, (b) formação de aglomerações, (c) 3 grandes porções soltas das paredes, próximo ao ponto de saturação e (d) pasta homogênea, imediatamente após o ponto de demanda de água. ....	70

Figura 3.8 - Etapas do ensaio de compactação e vibração (a) cilindro e pistão posicionados sobre a mesa vibratória; (b) material inserido no cilindro; (c) material após compactação e vibração e (d) leitura da posição final do pistão. ....	73
Figura 3.9 - Formação de banco de dados com as propriedades dos constituintes (cimento, cinza volante, metacaulinita, solo e superplastificante). ....	77
Figura 3.10 - Seleção dos constituintes e etapa de cálculo. ....	77
Figura 3.11 - Caderno de especificações e simulação de misturas. ....	77
Figura 3.12 - Etapas da produção das misturas (a) homogeneização dos constituintes secos, (b) início da adição de água, revirando-se o fundo e (c) final da mistura. ....	79
Figura 3.13 - (a) Molde retangular – ensaios de tração, (b) molde cilíndrico – ensaios de compressão. ....	80
Figura 3.14 - Constituintes da mistura, em porcentagem da massa total, para teor de superplastificante igual a 2,5%. ....	82
Figura 4.1 - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. ....	86
Figura 4.2 - Determinação do espalhamento usando o cone de Abrams. ....	86
Figura 4.3 - Máquina de ensaios servo-controlada Shimadzu, com capacidade de 1000 kN (a) vista geral, (b) detalhe da colocação do corpo de prova e dos transdutores de deslocamento. ....	88
Figura 4.4 - Máquina Shimadzu AGX-100 kN (a) vista geral, (b) e (c) detalhes da montagem do corpo de prova. ....	89
Figura 4.5 - (a) Fixação de chapas metálicas nas extremidades do corpo de prova e (b) verificação do alinhamento do corpo de prova em relação à máquina de ensaio. ....	90
Figura 4.6 - Ensaio de espalhamento - matriz (a) cone de Abrams (b) cone e cone invertido. ....	91
Figura 4.7 - Resistência à compressão da matriz (a) evolução da resistência com a idade e (b) curvas típicas para as idades de 28, 60, 120 e 240 dias. ....	93
Figura 4.8 - Modo de ruptura da matriz (a) aos 28 dias, (b) aos 60 dias e (c) aos 120 dias. ....	94
Figura 4.9 - Matriz: comportamento sob tração direta (28 dias). ....	95
Figura 4.10 - Modo de ruptura da matriz sob tração direta: formação de uma única fissura. ....	96
Figura 5.1 - Processamento das fibras de sisal (a) secagem, (b) alinhamento e (c) corte nos comprimentos de 20 mm e 50 mm. ....	98

Figura 5.2 - (a) dispersão prévia das fibras e (b) adição de fibras de 20 mm de comprimento à matriz. ....	100
Figura 5.3 - (a) moldagem para ensaios de compressão e (b) moldagem para ensaios de tração e flexão.....	101
Figura 5.4 - Inserção de fibras de 20 mm de comprimento no teor de 1,0% (a) ensaio de espalhamento (cone de Abrams) e (b) ensaio de abatimento (cone de Abrams).....	103
Figura 5.5 - (a) máquina servo controlada Shimadzu AGX-100 kN; (b) configuração dos ensaios de flexão em quatro pontos. ....	104
Figura 5.6 - Curvas típicas tensão <i>versus</i> deformação para os compósitos reforçados com fibras de sisal no comprimento de 20 mm. ....	106
Figura 5.7 - Influência da adição de fibras curtas de sisal (20 mm de comprimento) nas propriedades mecânicas dos compósitos solo-cimento.....	107
Figura 5.8 - Modo de ruptura dos compósitos solo-cimento (a) sem reforço fibroso: ruptura frágil e (b) com reforço fibroso: ruptura dúctil.....	108
Figura 5.9 - Curvas típicas tensão de tração <i>versus</i> deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (20 mm), aos 28 dias de idade.....	109
Figura 5.10 - Curvas típicas tensão de tração <i>versus</i> deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (50 mm), aos 28 dias de idade. ....	111
Figura 5.11 - Curvas típicas tensão de tração <i>versus</i> deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (20 e 50 mm), aos 28 dias de idade. ....	113
Figura 5.12 - Influência do comprimento da fibra no comportamento à tração dos compósitos (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%). ....	113
Figura 5.13 - Modo de fratura dos compósitos ensaiados à tração.....	114
Figura 5.14 - Curvas típicas tensão equivalente de flexão <i>versus</i> deslocamento no centro do vão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento. ....	115
Figura 5.15 - Modo de fratura dos compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento (a) teor de 0,5%; (b) teor de 1,0%; (c) teor de 1,5%. ....	117
Figura 5.16 - Curvas típicas tensão equivalente de flexão <i>versus</i> deslocamento no centro do vão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento. ....	118

Figura 5.17 - Modo de fratura dos compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento (a) teor de 0,5%; (b) teor de 1,0%; (c) e (d) teor de 1,5%. .....	120
Figura 5.18 - Influência do comprimento da fibra no comportamento à flexão dos compósitos (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%). .....	121
Figura 6.1 - Etapas de moldagem: (a) ajustando a distância entre as extremidades dos pinos (L) e (b) moldagem das misturas com 1,0% de fibras de sisal com 20mm de comprimento.....	127
Figura 6.2 – Etapas da moldagem para o ensaio de retração restringida com o compósito: (a) colocação de extensômetros na face interna do anel interno e montagem dos anéis na base (b) preenchimento do molde com a mistura fibrosa.....	128
Figura 6.3 – Etapa da desmoldagem para o ensaio de retração restringida: selagem do topo das amostras com fita alumínio. ....	128
Figura 6.4 – Etapas do ensaio de absorção por imersão: (a) imersão em água durante 72 horas e (b) fervura durante 5 horas. ....	129
Figura 6.5 – Ensaio de absorção de água por capilaridade. ....	131
Figura 6.6 – Curva absorção capilar <i>versus</i> raiz quadrada do tempo. Adaptado de Hall (1989). ....	132
Figura 6.7 – Etapas do ensaio de retração por secagem: (a) medida do comprimento da amostra (b) pesagem da amostra e (c) armazenamento em condições de temperatura e umidade controladas. ....	134
Figura 6.8 – Configuração dos ensaios de retração restringida por anel de aço. ....	135
Figura 6.9 – Resultados dos ensaios de absorção capilar para compósitos reforçados com fibras de sisal com 20mm de comprimento. ....	139
Figura 6.10 – Resultados dos ensaios de absorção capilar para compósitos reforçados com fibras de sisal com 50mm de comprimento. ....	139
Figura 6.11 – Curvas típicas retração por secagem <i>versus</i> tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade). ....	142
Figura 6.12 – Curvas típicas retração por secagem <i>versus</i> tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade), escala semi-logarítmica. ....	143
Figura 6.13 – Curvas típicas perda de massa <i>versus</i> tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade). ....	145

Figura 6.14 – Curvas típicas retração por secagem <i>versus</i> perda de massa para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade). .....	146
Figura 6.15 – Curvas típicas deformação do anel <i>versus</i> tempo (sob condições restringidas) para as misturas não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com comprimento de 20mm (a) amostras do anel 1 (b) amostras do anel 2 (c) amostras do anel 3. ....	148
Figura 6.16 – Formação de fissuras nas amostras não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento: (a) (c) e (e) amostras não reforçadas 1, 2 e 3, respectivamente (b) (d) e (f) amostras reforçadas 1, 2 e 3, respectivamente.....	150
Figura 6.17 – Bordas da região fissurada no momento da desmontagem do ensaio de retração restringida (amostra 3). .....	151
Figura 7.1 – Exposição de amostras (matriz e compósito reforçado com 1,5% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm) ao intemperismo natural no CEFET-MG.....	159
Figura 7.2 – Parâmetros meteorológicos nos períodos de setembro/2013 a janeiro/2014 e setembro/2013 a maio/2014. ....	160
Figura 7.3 – Curvas de variação de massa de água <i>versus</i> tempo para a matriz e para o compósito (1,0% de fibras com comprimento de 50 mm). ....	162
Figura 7.4 – Desenho esquemático da câmara de ventilação forçada (adaptado de Melo Filho, 2012). ....	163
Figura 7.5 – Amostras submetidas aos ciclo de secagem na câmara de ventilação forçada e ao ciclo de molhagem. ....	163
Figura 7.6 – Corte de amostras para ensaios de porosimetria (serra circular) e equipamento AutoPore IV - Micromeritics. ....	165
Figura 7.7 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão <i>versus</i> deslocamento no centro do vão para as amostras submetidas a 4 e 8 meses de envelhecimento natural e para as amostras não envelhecidas (referência). ....	167
Figura 7.8 – Modo de fratura das amostras de matriz (a) referência - 4 meses (b) ao final de 4 meses de envelhecimento (c) referência - 8 meses e (d) ao final de 8 meses de envelhecimento. ....	169
Figura 7.9 – Modo de fratura das amostras de compósito (a) referência - 4 meses (b) ao final de 4 meses de envelhecimento natural (c) referência - 8 meses e (d) ao final de 8 meses de envelhecimento natural. ....	171
Figura 7.10 – Modo de fratura das amostras de compósito ao final de 8 meses de envelhecimento natural. ....	172

Figura 7.11 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão <i>versus</i> deslocamento no centro do vão para as amostras submetidas a ciclos de envelhecimento acelerado (10, 15 e 25 ciclos para a matriz e 5, 10, 15 e 25 ciclos para o compósito) e para as amostras não envelhecidas (referência).....	173
Figura 7.12 – Modo de fratura das amostras de matriz submetidas a envelhecimento acelerado (a) 0 ciclos – 53 dias (referência) (b) 10 ciclos (c) 15 ciclos (d) 25 ciclos...	175
Figura 7.13 – Modo de fratura das amostras de compósito submetidas a envelhecimento acelerado (a) 0 ciclos – 53 dias (referência) (b) 5 ciclos (c) 10 ciclos (d) 15 ciclos e (e) 25 ciclos.....	178
Figura 7.14 – Curvas volume acumulado de mercúrio <i>versus</i> diâmetro médio do poro para amostras nas idades de 28 dias, 1 ano, 2 anos; amostras após 4 e 8 meses de envelhecimento natural e amostras após 25 ciclos de envelhecimento acelerado.....	179
Figura 7.15 – Curvas típicas volume acumulado de mercúrio <i>versus</i> diâmetro médio do poro para amostras nas idades de 28 dias, 1 ano, 2 anos; amostras após 4 e 8 meses de envelhecimento natural e amostras após 25 ciclos de envelhecimento acelerado. Ampliação para determinação do diâmetro limite. ....	181
Figura 8.1 – Etapas da moldagem para os ensaios de arrancamento: (a) fibras de sisal inseridas nos orifícios da placa de acrílico inferior e tubos de PVC encaixados nessa placa (b) preenchimento dos moldes (c) encaixe da placa de acrílico superior e centralização das fibras nos moldes (d) fixação da extremidade superior da fibra e travamento do conjunto com fita crepe. ....	189
Figura 8.2 – Configuração dos ensaios de arrancamento usando o sistema MTS Tytron 250: (a) arranjo geral do sistema, com os principais componentes (b) detalhes dos componentes: célula de carga, mecanismos de ajuste do alinhamento, garras, atuador (c) detalhe da garra, do porta-amostra e do alinhamento da fibra. ....	191
Figura 8.3 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 10 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	194
Figura 8.4 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 20 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	196
Figura 8.5 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	198
Figura 8.6 – Curvas típicas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	200

Figura 8.7 – Influência do comprimento de embebimento nos parâmetros (a) cargas adesional e friccional, (b) tensão cisalhante e (c) carga de início de decoesão, para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	201
Figura 8.8 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7 dias. ....	203
Figura 8.9 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 28 dias. ....	204
Figura 8.10 – Curvas típicas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idades de cura das amostras de 7, 14 e 28 dias. ....	206
Figura 8.11 – Influência da idade de cura nos parâmetros (a) força de arrancamento e (b) tensão cisalhante, para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7, 14 e 28 dias. ....	207
Figura 8.12 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade (a) de referência e (b) seca. ....	208
Figura 8.13 – Curvas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade (a) de referência e (b) saturada. ....	212
Figura 8.14 – Curvas típicas força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e condições de umidade de referência, seca e saturada. ....	214
Figura 8.15 – Etapa da utilização do programa ImageJ para obtenção da área da seção transversal da fibra de sisal. ....	216
Figura 8.16 – Micrografia ilustrando a morfologia da seção transversal da fibra de sisal. ....	217
Figura 9.1 – Configuração dos ensaios termomecânicos de flexão em quatro pontos: (a) amostra colocada no dispositivo de quatro cutelos, LVDT colocado centro do vão, forno aberto (b) forno fechado (c) vista lateral do conjunto e vista frontal da unidade de controle de temperatura. ....	223
Figura 9.2 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão <i>versus</i> deslocamento no centro do vão para matrizes e compósitos reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm e temperaturas de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C. ....	225

Figura 9.3 – Modo de fratura da matriz após os ensaios de flexão em quatro pontos sob temperaturas de (a) 22°C (referência), (b) 40°C, (c) 60°C, (d) 80°C e (e) 100°C. .... 228

Figura 9.4 – Modo de fratura dos compósitos reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm após os ensaios de flexão em quatro pontos sob temperaturas de (a) 22°C (referência), (b) 40°C, (c) 60°C, (d) 80°C e (e) 100°C. .... 230

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Teores de cimento para estabilização de solos compactados (ABCP, 1986). .....	15
Tabela 2.2 - Parâmetros reológicos para o concreto autoadensável (estado fresco) (De Larrard, 1999). .....	21
Tabela 2.3 - Propriedades físicas e mecânicas das fibras de sisal. ....	28
Tabela 3.1 - Massa específica do cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.....	55
Tabela 3.2 - Composição química do cimento, cinza volante, metacaulinita e solo. ....	56
Tabela 3.3 - Valores de $D_{10}$ , $D_{50}$ e $D_{90}$ dos materiais cimentícios e do solo.....	58
Tabela 3.4 - Propriedades físicas e químicas do solo. ....	58
Tabela 3.5 - Propriedades utilizadas no programa BétonlabPro 3.....	61
Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios de fluidez de pastas através do funil de Marsh. ....	66
Tabela 3.7 - Compacidade experimental dos materiais menores que 100 $\mu\text{m}$ ( $K=6,7$ )..	72
Tabela 3.8 - Compacidade experimental do agregado miúdo (solo). ....	73
Tabela 3.9 - Compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075 \text{ mm}$ ).....	74
Tabela 3.10 - Composição e resistência à compressão das misturas de referência (calibração de “P” e “Q”). .....	75
Tabela 3.11 - Resultados de dosagem da matriz (Programa BétonlabPro 3). .....	81
Tabela 3.12 - Relações obtidas a partir do consumo de materiais. ....	81
Tabela 4.1 – Valores de abatimento (cone de Abrams). ....	91
Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial para a matriz. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	93
Tabela 4.3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração direta (28 dias). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	95
Tabela 5.1 - Consumo de materiais ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ). .....	100
Tabela 5.2 - Comportamento reológico das misturas com fibras. ....	102
Tabela 5.3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão dos compósitos. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	106

Tabela 5.4 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração dos compósitos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	110
Tabela 5.5 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração dos compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	111
Tabela 5.6 - Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão dos compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	115
Tabela 5.7 - Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão dos compósitos reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	118
Tabela 6.1 - Parâmetros obtidos nos ensaios de absorção de água por imersão. Valores entre parênteses correspondem ao coeficiente de variação em porcentagem. ....	136
Tabela 6.2 - Parâmetros obtidos nos ensaios de absorção de água por capilaridade. ...	140
Tabela 6.3 – Valores de absorção capilar obtidos a partir das curvas absorção <i>versus</i> tempo.....	141
Tabela 6.4 – Valores de retração por secagem obtidos a partir das curvas retração <i>versus</i> tempo.....	144
Tabela 6.5 – Valores de retração por secagem obtidos a partir das curvas retração <i>versus</i> perda de massa.....	147
Tabela 6.6 – Parâmetros de resistência à fissuração (sob condições restringidas) para as misturas não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.....	149
Tabela 7.1 – Classificação dos tamanhos de poros usada na presente pesquisa (Mindess <i>et al.</i> , 2002).....	165
Tabela 7.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas a envelhecimento natural (4 e 8 meses) e com as amostras não envelhecidas (referência). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	167
Tabela 7.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas a ciclos de envelhecimento acelerado (10, 15 e 25 ciclos para a matriz e 5, 10, 15 e 25 ciclos para o compósito) e com as amostras não envelhecidas (referência). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	174
Tabela 7.4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio realizados com amostras não submetidas a processos de envelhecimento (idades de 28	

dias, 1 ano e 2 anos) e amostras envelhecidas (após 4 e 8 meses de envelhecimento natural, após 25 ciclos de envelhecimento acelerado). .....	180
Tabela 8.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 10 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	195
Tabela 8.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 20 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	197
Tabela 8.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. ....	198
Tabela 8.4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	200
Tabela 8.5 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7 dias. ....	203
Tabela 8.6 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 28 dias. ....	205
Tabela 8.7 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idades de cura de 7, 14 e 28 dias. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	206
Tabela 8.8 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade de referência e seca. ....	209
Tabela 8.9 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade de referência e saturada. ....	213
Tabela 8.10 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e condições de umidade de referência, seca e saturada. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	215
Tabela 9.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas às temperaturas de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão. ....	226

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A	Absorção de água por imersão
$A_c$	Absorção capilar
a/c	Relação água/cimento
a/mc	Relação água/material cimentício
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AMVIC ICF	<i>Amvic Building System, Insulated Concrete Forms</i>
ANOVA	Análise de Variância
APAEB	Associação de Desenvolvimento Sustentável e Solidário da Região Sisaleira, município de Valente, Bahia
ASTM	American Society for Testing and Materials
b	Largura da amostra (ensaios de flexão)
C	Compacidade real, compacidade experimental
$C_3S$	Silicato tricálcico
$C_2S$	Silicato dicálcico
$C_3A$	Aluminato tricálcico
$C_3S$	Silicato tricálcico
$C_4AF$	Ferroaluminato tetracálcico
CEPED	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Universidade do Estado da Bahia
CH	Hidróxido de cálcio ou Portlandita
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado

$D_x$	Diâmetro abaixo do qual se situam X % em peso das partículas
E	Módulo de elasticidade
$\varepsilon$	Deformação de retração por secagem
$\dot{\gamma}$	Gradiente (taxa) de deformação
h	Altura da amostra (ensaios de flexão)
ISO	International Organization for Standardization
$I_v$	Índice de vazios
K	Índice de empacotamento
L	Distância entre apoios extremos (ensaios de flexão)
L	Distância entre as extremidades dos pinos colocados na parte interna das faces menores (dimensões 7,5 x 7,5 cm) do molde prismático usado nos ensaios de retração por secagem. Valor usado no cálculo das deformações de retração
$L_i$	Leitura de comprimento inicial, após 28 dias de cura
$L_t$	Leitura de comprimento em um instante t
l	Comprimento de embebimento da fibra de sisal
LABEST	Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ
LCPC	Laboratório Central de Pontes e Rodovias, Paris, França. A partir de 1º/01/2011 passou para IFSTTAR - Instituto Francês de Ciência e Tecnologia para o Desenvolvimento dos Transportes e Redes
LVDT	<i>Linear variable differential transformer</i>
M	Massa do corpo de prova que permanece com uma das faces em contato com a água em um tempo t
$m_i$	Massa inicial da amostra
$m_{110}$	Massa da amostra seca em estufa a 110°C
$m_{950}$	Massa da amostra calcinada a 950°C
$M_i$	Massa da amostra saturada imersa em água
$M_{sat}$	Massa da amostra saturada após imersão e fervura

$M_s$	Massa da amostra seca em estufa e resfriada em um dessecador até atingir a temperatura de 23°C
$m_t$	Massa da amostra em um instante t
MEC	Modelo de Empacotamento Compressível
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
$\mu$	Viscosidade plástica
P	Parâmetro de calibração no MEC para levar em consideração a influência da aderência pasta-agregado na resistência à compressão da mistura
P	Carga aplicada (ensaios de flexão)
$P_{ad}$	Carga máxima de arrancamento, também denominada carga adesional
$P_{fr}$	Carga friccional
$P_T$	Ponto de transição
PCA	Portland Cement Association
PF	Perda ao fogo
PVC	Polyvinyl chloride, em português policloreto de polivinila ou policloreto de vinila
Q	Parâmetro de calibração no MEC para levar em consideração a resistência intrínseca do agregado
r	Raio da fibra de sisal
rpm	Rotações por minuto
$\rho_f$	Teor de fibras de sisal usado na produção dos compósitos, correspondendo à relação (massa de fibra/massa de solo seco)
$\rho_r$	Massa específica real
S	Área da seção transversal do corpo de prova
SP	Superplastificante
T	Temperatura (°C)
$\sigma$	Tensão equivalente de flexão (ensaios de flexão)
$\tau_0$	Tensão cisalhante de escoamento

$\tau$	Tensão cisalhante
$\tau_{ad}$	Tensão cisalhante adesional
$\tau_{fr}$	Tensão cisalhante friccional
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
UR	Umidade relativa
W	Perda de massa de água durante a retração por secagem

## 1. INTRODUÇÃO

A sociedade atual está cada vez mais consciente de sua responsabilidade na promoção de um tipo de desenvolvimento que não venha a comprometer a capacidade das gerações futuras de suprir as suas próprias necessidades. Todos os setores da sociedade estão engajados no sentido de contribuir para a redução dos impactos ambientais relacionados principalmente com o consumo de recursos naturais não renováveis, consumo de energia, geração de resíduos e emissão de poluentes. As preocupações ambientais passaram a integrar a pauta das políticas de desenvolvimento de forma mais incisiva e contumaz nesse século, e essa atitude deverá se estender por todo o milênio (Pacheco-Torgal e Labrincha, 2013). O conceito de desenvolvimento foi ampliado, passando a incorporar aspectos sociais e ambientais, além do econômico, e isso significou a quebra de um paradigma que vigorou de forma absoluta até o século XX (Souza, 1994).

A indústria da construção civil, por consumir uma grande quantidade de recursos não renováveis (superior a todas as outras atividades econômicas), utilizar energia de forma intensiva, gerar uma grande quantidade de resíduos, emitir uma quantidade elevada de poluentes, dentre outros impactos, desempenha um papel estratégico para alcançar os objetivos do desenvolvimento sustentável (Pacheco-Torgal e Labrincha, 2013).

Para atender à gigantesca demanda de empreendimentos gerada pelo desenvolvimento econômico e pelo crescimento populacional, a indústria da construção utiliza insumos e componentes bastante consagrados no mercado, tais como concreto, aço, alumínio, tijolos cozidos, plásticos, madeiras, cerâmicas, asfalto, cimento, dentre outros, todos esses materiais considerados pouco ecoeficientes.

Um contraponto promissor frente à utilização maciça dos materiais de construção ditos “convencionais” pode ser obtido através do desenvolvimento de novos materiais, de menor impacto ambiental, dentre os quais os materiais com menor energia incorporada, os materiais que incorporam resíduos (do processamento do resíduo sólido urbano, de outros processos industriais, de construção e demolição, dentre outros) e os materiais baseados em recursos disponíveis localmente.

Na área habitacional, os materiais e técnicas à base de terra crua (tabique, adobe, blocos de terra comprimida, painéis monolíticos de solo compactado, elementos de cob, dentre outros) têm sido objeto de crescente interesse, pelas elevadas características de

ecoeficiência intrínsecas aos mesmos (Pacheco-Torgal e Jalali, 2012). Essa classe de materiais pode ser utilizada com sucesso em aplicações que não necessitam de desempenho estrutural elevado (resistência à compressão mínima de 2,0 MPa, de acordo com Houben e Guillaud (1994)).

Dentro desse cenário, universidades e centros de pesquisa têm se dedicado nos últimos anos ao desenvolvimento de materiais de construção alternativos (em relação aos industrializados convencionais), visando integrar suas ações com as demandas da sociedade, e contribuir efetivamente na busca de soluções para uma construção civil mais sustentável.

A terra crua estabilizada com cimento se apresenta como uma opção vantajosa sob muitos aspectos. A terra é um material que apresenta grande disponibilidade na natureza, baixo custo, boas propriedades térmicas e acústicas e incombustibilidade. As técnicas construtivas usando terra não necessitam de mão de obra especializada e não demandam consumo elevado de energia. No final de sua vida útil o material pode ser totalmente reaproveitado, não gerando resíduos. Nenhum outro material de construção reúne tantas credenciais de sustentabilidade quanto os materiais à base de terra (Barbosa *et al.*, 1997; Walker e Dobson, 2001; Hall e Djerbib, 2004; Maniatidis e Walker, 2008; Barbosa e Ghavami, 2010; Islam e Iwashita, 2010; Quagliarini *et al.*, 2010; Sheweka, 2011; Turanli e Saritas, 2011; Aymerich *et al.*, 2012; Pacheco-Torgal e Jalali, 2012).

A capacidade dos componentes à base de terra crua atuarem como agentes reguladores da temperatura e da umidade relativa entre os ambientes externo e interno agrega uma mais valia a esses materiais, porque reduz o custo com equipamentos mecânicos de ventilação e condicionamento de ar, assim como o consumo de energia da edificação. Algumas investigações abrangendo o comportamento higrotérmico desses materiais demonstraram que os mesmos são capazes de absorver dez vezes mais a umidade em relação aos tijolos cerâmicos cozidos (Pacheco-Torgal e Jalali, 2012).

A percepção e a valorização das inúmeras potencialidades associadas ao uso terra crua como elemento construtivo está provocando uma grande mudança no cenário da construção civil. Pesquisadores, engenheiros, arquitetos e demais profissionais envolvidos com a construção estão cada vez mais cientes da capacidade desse material de atender aos requisitos estéticos, funcionais, estruturais e de durabilidade necessários ao bom desempenho da aplicação pretendida, disseminando o seu uso através de tecnologias modernas e amparados em conhecimentos científicos avançados. Na última

década foram publicadas cerca de 100 artigos na literatura internacional relacionados ao tema (Pacheco-Torgal e Jalali, 2012).

O interesse pela construção com terra também é motivado pela necessidade de manutenção de um grande número de edificações já existentes, variando de obras singelas a obras monumentais, de obras isoladas a grandes conjuntos arquitetônicos. O inventário de bens tombados pela UNESCO (150 bens), distribuídos nos 5 continentes, ilustra parte dessa demanda (UNESCO, 2012).

A terra crua na forma de painéis monolíticos de solo compactado (com ou sem estabilização) já foi bastante estudada, abrangendo aspectos tais como seleção de solos, métodos de dosagem, métodos de estabilização, comportamento mecânico, durabilidade, resistência a terremotos, comportamento higrotérmico, dentre outros, e alguns desses aspectos serão abordados com mais detalhes na revisão bibliográfica.

Entretanto, foi encontrado na literatura somente um trabalho relacionado com a produção de painéis monolíticos de solo estabilizado na forma autoadensável (Cristelo *et al.*, 2012).

As misturas autoadensáveis apresentam inúmeras vantagens, tais como rapidez na produção do elemento construtivo, não necessidade de equipamentos de compactação, economia de mão de obra, superfícies com bom acabamento superficial, facilidade de lançamento, facilidade de incorporação de fibras, compatibilidade com outros sistemas construtivos modernos (como exemplo o sistema ilustrado em AMVIC ICF (2012)), possibilidade de pré-fabricação dos elementos, possibilidade de produção em usinas, dentre outras.

As inúmeras vantagens das misturas solo-cimento autoadensáveis e a lacuna de conhecimento referente a esse assunto motivaram essa pesquisa, cujo objetivo é o desenvolvimento, caracterização mecânica e durabilidade de compósitos solo-cimento autoadensáveis reforçados com fibras de sisal. Pretende-se desenvolver um material que possa ser usado na produção de painéis monolíticos de solo-cimento para construções térreas, com resistência à compressão mínima da ordem de 2,0 MPa (Houben e Guillaud, 1994).

O presente trabalho está estruturado da seguinte forma:

No Capítulo 1 é feita uma introdução e são apresentados os objetivos da pesquisa.

No Capítulo 2 procura-se mostrar o estado do conhecimento relacionado aos tópicos investigados no decorrer da pesquisa.

O Capítulo 3 aborda o desenvolvimento da matriz autoadensável, sendo complementado pelo Capítulo 4, que aborda sua caracterização reológica e mecânica.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos (compressão uniaxial, tração direta e flexão em quatro pontos) realizados com os compósitos obtidos através da incorporação de fibras de sisal, nos comprimentos de 20 e 50 mm, e nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5%.

O comportamento físico da matriz e dos compósitos (absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, retração por secagem, retração restringida através de anel de aço) é caracterizado no Capítulo 6.

A investigação da durabilidade (matriz e compósitos) sob condições de envelhecimento natural e acelerado é realizada no Capítulo 7.

O desempenho da interface fibra-matriz e a influência de alguns fatores que afetam esse desempenho (comprimento de embebedimento, idade de cura, teor de umidade) são abordados no Capítulo 8.

No Capítulo 9 discute-se a influência de temperaturas elevadas no comportamento mecânico das misturas (matriz e compósitos).

Por fim, o Capítulo 10 faz o fechamento do trabalho destacando as principais conclusões e propondo sugestões para pesquisas futuras.

A parte pós-textual é composta pelas Referências Bibliográficas.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 – HISTÓRICO E EVOLUÇÃO DO USO DO SOLO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO**

A terra crua como material de construção começou a ser utilizada há cerca de 10.000 anos atrás, quando o homem deixou de ser um coletor que dependia da caça e dos recursos naturais disponíveis e passou a adotar um modo de vida sedentário, dedicado à agricultura e à criação de animais (Lourenço, 1999).

As primeiras construções em terra surgiram provavelmente no atual oriente médio, em regiões nas quais a demanda por matérias primas para construção associada à abundância de argila, ao clima quente e seco e à escassez de pedra e madeira conduziram ao desenvolvimento de blocos de terra. A disponibilidade de argila deve-se ao fato dessas regiões serem planícies ricas em depósitos aluvionares, junto aos rios Jordão, Eufrates, Tigre e Nilo (Crescente Fértil) (Lourenço, 1999).

Ao longo de vários milênios, povos das mais importantes civilizações (Mesopotâmia, Egito, costa ocidental do Mediterrâneo, Grécia, Roma, dentre outros), usaram a terra para edificar moradias, fortificações, templos, palácios, muralhas e às vezes até cidades inteiras. Na Figura 2.1 pode-se observar a cidade de Shibam, no Yêmen, construída totalmente com terra (século XVI) e caracterizada por ocupação densa, edifícios verticalizados de até 30 metros de altura e cercamento perimetral com muralha. A configuração arquitetônica é uma resposta às ameaças de ataques e invasões comuns na época (UNESCO, 2012-a).



Figura 2.1 - Cidade de Shibam - Yêmen (UNESCO, 2012-a).

A Grande Muralha da China (século III a.C) possui trechos com painéis monolíticos de terra compactada, que foram posteriormente revestidos com pedra ou tijolos cozidos (UNESCO, 2012-b).

As técnicas de construção com terra disseminaram-se através de migrações, invasões, alianças e interações entre povos. Com a expansão do império romano, a técnica alcançou parte da França, Alemanha e Península Ibérica (CEPED, 1984).

No continente americano, anteriormente ao período da colonização pelos europeus, a construção com terra foi praticada em grande escala por povos indígenas, especialmente no Peru, México, e sudoeste dos Estados Unidos, regiões favorecidas pelas características de clima quente e seco (CEPED, 1984).

As colonizações espanhola e portuguesa também contribuíram para disseminação do uso da terra no continente americano. No Brasil, a arquitetura do período colonial é rica no uso da terra, como pode ser observado nos centros históricos das cidades de Diamantina, Goiás, Olinda, Ouro Preto, Salvador e São Luís do Maranhão (UNESCO, 2012-c). A importância desses conjuntos é comprovada pela inscrição dos mesmos na lista de bens considerados “patrimônio mundial da humanidade” pela UNESCO.

As mudanças tecnológicas introduzidas a partir da revolução industrial, produzindo materiais mais duráveis, fizeram com que as técnicas de construção com terra fossem abandonadas, permanecendo apenas nos países em desenvolvimento (Kouakou e Morel, 2009). Ainda de acordo com esses autores, a técnica foi abandonada na Europa após a Segunda Guerra Mundial.

As preocupações ambientais dos últimos anos provocaram um resgate do uso da terra como material de construção, destacando-se os blocos de terra comprimida na Índia e África, os painéis monolíticos de terra compactada na Austrália e Europa, e adobes nos Estados Unidos (Kouakou e Morel, 2009).

De acordo com Wesley (1976), a utilização de cimento para estabilização da terra crua teve início nos Estados Unidos em 1916, na área de pavimentação, para solucionar problemas causados pelo tráfego de veículos de roda não pneumática. A partir do êxito dessa experiência pioneira, o uso do solo-cimento teve grande aceitação e disseminação, sendo empregado na pavimentação (base de estradas, aeroportos, estacionamentos, pátios industriais), revestimento de taludes de barragens de terra e canais de irrigação, reforço de fundações, produção de tijolos, dentre outros.

No Brasil, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) regulamentou, incentivou e pesquisou a aplicação do solo-cimento nas áreas de pavimentação e construção civil a partir de 1936. O hospital Adriano Jorge, em Manaus, concluído em 1950 com o apoio tecnológico da ABCP e área de 10.800 m<sup>2</sup>, é um bom exemplo de aplicação de painéis monolíticos de solo-cimento compactado. Em vistoria realizada na edificação após 26 anos de uso, seu desempenho foi considerado excepcional (Thomaz, 1984).

A partir da década de 1970, o solo-cimento tornou-se objeto de pesquisas mais intensas, principalmente da ABCP, do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento do Estado da Bahia (CEPED) e do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) (Mercado, 1990).

Apesar do potencial para uso do solo-cimento em habitações, a utilização mais expressiva desse material no Brasil é na área de pavimentação, constituindo cerca de 90% das bases das rodovias (Grande, 2003).

## **2.2- TÉCNICAS CONSTRUTIVAS USANDO TERRA CRUA**

Houben e Guillaud (1994) mostram que existem cerca de doze principais técnicas de construção com terra crua. Dentre essas variadas técnicas, podemos destacar:

. adobes: são fabricados colocando-se manualmente uma massa plástica no interior de um molde apoiado sobre uma superfície e procedendo-se à imediata desmoldagem (CEPED, 1984). De acordo com Barbosa e Ghavami (2010) a trabalhabilidade adequada

para a fabricação é obtida quando a umidade está próxima do limite de liquidez do solo, porém abaixo dele. Em seguida o material seca ao sol;

- . paredes monolíticas de terra compactada: o solo, com teor de umidade próximo à umidade ótima, é comprimido dentro de formas móveis, em camadas sucessivas;

- . pau a pique: consiste na montagem de um reticulado de madeira e o posterior preenchimento desse reticulado com uma massa plástica de solo (CEPED, 1984). Ao longo do tempo, se a mistura não for estabilizada, surgem fissuras devido às diferentes capacidades de deformação da madeira e do solo (Mattone, 2005);

- . blocos de terra comprimida: a mistura solo-cimento, com teor de umidade ótimo, é colocada numa forma e prensada, através de um equipamento manual ou mecânico.

As prensas manuais aplicam tensões da ordem de 2 MPa e as prensas mecânicas da ordem de 5 a 10 MPa (Mesbah *et al.*, 1999).

### **2.3– MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DO SOLO**

A estabilização do solo consiste em modificar as características do sistema solo-água-ar com a finalidade de se obter propriedades de longa duração compatíveis com uma aplicação particular (Houben e Guillaud, 1994).

No caso de alvenarias, a estabilização pode ser necessária para melhorar a resistência mecânica, a resistência à ação da água, a tenacidade, a ductilidade, a capacidade de absorção de energia, proporcionar estabilidade volumétrica e diminuir a fissuração associada à retração por secagem (Barbosa e Ghavami, 2010 e Houben e Guillaud, 1994).

A estabilização pode ser mecânica, física ou química. Ocorre estabilização mecânica quando o solo é densificado através de compactação, aplicada com equipamentos mecânicos. Um solo é estabilizado fisicamente quando se atua na sua granulometria e na sua plasticidade, adicionando ou retirando de forma controlada certas quantidades de suas frações constituintes, de acordo com a aplicação desejada. A estabilização física também inclui a adição de fibras ao solo, tópico que será abordado com mais detalhes no item 2.7. Alguns produtos, quando adicionados ao solo, têm a capacidade de promover reações químicas que produzem uma matriz rígida e inerte aglutinando os grãos (cimento ou cal) ou preencher os vazios e recobrir os grãos com material impermeável à água (betume) (Houben e Guillaud, 1994). A estabilização nesse caso é classificada como química.

O mecanismo de estabilização do solo com cimento envolve dois processos, segundo Barbosa e Ghavami (2010) e Venkatarama Reddy e Latha (2014):

- . reação dos compostos do cimento com a água produzindo cristais de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), sulfoaluminatos de cálcio hidratado, dentre outros. Esses cristais criam ligações estáveis nos pontos de contato dos grãos de areia, formando um esqueleto sólido mais resistente. O C-S-H é o principal responsável pela resistência mecânica e durabilidade do material no estado endurecido;

- . reação do hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$  liberado durante a hidratação dos silicatos com os argilominerais (reação pozolânica).

A estabilização com cal hidratada (hidróxido de cálcio) abrange 3 tipos de reações químicas (Barbosa e Ghavami, 2010; Venkatarama Reddy e Latha, 2014; Ciancio *et al.*, 2014):

- . floculação do solo: a adição de hidróxido de cálcio eleva o pH do solo e provoca reações de troca nos argilominerais, e esses fatores induzem a floculação;

- . carbonatação: o hidróxido de cálcio reage com o gás carbônico da atmosfera formando carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e água;

- . reação pozolânica: o hidróxido de cálcio reage com os argilominerais do solo, em presença de água, formando silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), sulfoaluminatos de cálcio hidratados, dentre outros.

Ainda segundo Barbosa e Ghavami (2010) a cal é mais apropriada para solos argilosos, e em geral confere estabilidade dimensional e resistência à ação da água, sendo pequeno o ganho de resistência. A cal aumenta a trabalhabilidade dos sistemas solo-água, para uma dada relação água/solo (Degirmenci e Baradan, 2005).

O solo-cimento pode ser definido como “o material resultante da mistura do solo com quantidades predefinidas de cimento e água, compactados na umidade ótima e densidade seca máxima, atendendo requisitos de resistência e durabilidade” (ACI, 2009). No solo-cimento, as partículas de agregado são aglutinadas pela pasta cimentícia, mas diferentemente do concreto, as partículas individuais não são completamente recobertas pela pasta.

A definição da ACI (2009) não inclui o solo-cimento em consistência fluida ou plástica, entretanto esse material pode ser usado dessa maneira em algumas aplicações de engenharia. Como exemplo estacas moldadas in loco (Segantini, 2000), revestimento de canais de irrigação (Silva, 1992), preenchimento de galerias de minas desativadas (Bertolini *et al.*, 2010). Houben e Guillaud (1994) mostram que o solo-cimento em

consistência mais fluida também pode ser usado para produção de elementos construtivos de alvenaria, porém somente uma referência foi encontrada na literatura internacional disponível (Cristelo *et al.*, 2012).

O teor de cimento necessário à estabilização depende principalmente da composição granulométrica e mineralógica do solo, da forma da curva granulométrica (contínua, descontínua ou uniforme), do teor de umidade da mistura e do grau de compactação (Barbosa e Ghavami, 2010). De forma geral, teores de 6 a 12% de cimento (em relação ao peso de solo seco) conduzem a resultados satisfatórios (Houben e Guillaud, 1994). Solos arenosos são mais facilmente destorroados e misturados com cimento, e demandam menor teor de cimento para a estabilização, em comparação com os solos finos (ACI, 2009).

Sendo o solo o constituinte majoritário do solo-cimento, torna-se importante o conhecimento das características de suas frações constituintes: argila, silte, areia e pedregulho. A fração granular tem grande capacidade de mobilizar atrito interno no contato entre os grãos e é quimicamente inerte (Barbosa e Ghavami, 2010). A fração argila desenvolve plasticidade, coesão e variações volumétricas em contato com a água, sendo constituída por partículas lamelares dotadas de carga elétrica, com elevada superfície específica e estrutura cristalina peculiar (Santos, 1975).

O tipo de argilomineral presente no solo tem influência significativa na estabilização. A caulinita e a ilita respondem bem ao uso de cimento enquanto que solos com alto teor de montmorilonita podem ter suas resistências inalteradas ou mesmo reduzidas (Barbosa e Ghavami, 2010).

A presença de argila nos materiais cimentícios (pastas, argamassas, concretos, solos estabilizados com cimento) pode causar efeitos deletérios sobre a demanda de água e a trabalhabilidade (para uma dada consistência), a resistência mecânica, a estabilidade dimensional, a durabilidade e a dosagem de aditivo químico (Nehdi, 2014).

Segundo o ACI (2009), solos com teor de matéria orgânica maior que 2% e solos com pH menor que 5,5 são inaceitáveis para produção de solo-cimento porque esses fatores prejudicam a hidratação do cimento. Solos com teor de sulfato de cálcio maior que 2% exigem estudos preliminares antes da estabilização (Houben e Guillaud, 1994).

Para construção de paredes monolíticas de solo compactado o CEPED (1999) recomenda selecionar solo com teor de areia entre 45 e 80%, teor de finos entre 20 e 55%, teor de argila entre 20 e 55% e limite de liquidez menor que 45%.

Para solo-cimento plástico, a Portland Cement Association – PCA (1971) afirma que podem ser usados solos arenosos, devendo-se evitar os que apresentam mais de 30% de finos, por apresentarem dificuldades para se atingir a consistência plástica.

É comum o uso de cimento associado a outros produtos tais como cal, pozolanas e álcalis fortes (silicato de sódio, carbonato de sódio e hidróxido de sódio).

Resíduos industriais e agroindustriais tais como cinza volante (proveniente da queima do carvão mineral), sílica ativa, pó de forno de cimento, cinza da casca de arroz, dentre outros, podem ser incorporados ao solo ou ao solo-cimento visando a melhoria das propriedades no estado fresco (trabalhabilidade) e no estado endurecido (resistência e durabilidade) (Kaniraj e Havanagi, 1999; Sobhan e Mashnad, 2002; Grande, 2003; Prabakar *et al.*, 2004; Koliás *et al.*, 2005; Basha *et al.*, 2005; Hossain e Mol, 2011). As cinzas provenientes da incineração do resíduo sólido urbano (RSU), tanto a de fundo quanto a volante, também podem ser utilizadas como agentes estabilizadores (Vizcarra, 2010; Lopes, 2011; Quispe, 2013; Szeliga, 2014; Vizcarra *et al.*, 2014).

Quispe (2013) estudou a viabilidade de estabilização de um solo argiloso com cinzas de resíduo sólido urbano (RSU) para aplicação em obras de terra submetidas a esforços estáticos. A inserção de cinza, investigada através de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID), proporcionou melhoria dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), diminuição da deformação axial no pico, diminuição das deformações volumétricas e aumento da rigidez do material, em relação ao comportamento do solo puro. Os teores ótimos recomendados pelo autor foram de 40% e 30%, para as cinzas volante e de fundo, respectivamente.

A estabilização de uma argila inorgânica de alta plasticidade com cinza de resíduo sólido urbano (RSU) proporcionou a obtenção de um material com potencialidade para aplicações na área de pavimentação (base de pavimentos), conforme investigado por Vizcarra (2010) e Vizcarra *et al.* (2014). A estabilização com cinza (de fundo e volante) influenciou os parâmetros de compactação e o módulo de resiliência, assim como aumentou a capacidade de suporte e reduziu a expansibilidade (a valores inferiores a 0,5%), em relação ao comportamento do solo puro. O teor de 40% de cinza volante mostrou-se viável para fins de pavimentação.

Solos não apropriados para uso como base de pavimentos foram otimizados de forma a alcançar essa característica mediante a incorporação de cinza da combustão do carvão mineral (de fundo e volante), associada ou não à adição de cal (Lopes, 2011). Foi investigada a influência do tipo e do teor de cinza, do tempo de cura e do teor de cal, a

partir de ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente. Concluiu-se que o uso combinado de cinza volante e cal (3% de cal, 7% de cinza) foi mais efetivo na estabilização do solo.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (ensaios triaxiais consolidados adensados isotropicamente - CID) foram mantidos ou aumentaram para misturas solo arenoso-cinza de resíduo sólido urbano (RSU), incorporando ou não cal hidratada, de acordo com a investigação conduzida por Szeliga (2014). Foram testados os teores de 30% e 40% de cinza de RSU (fundo e volante), objetivando verificar o potencial de aplicação desses resíduos na estabilização de solos para obras geotécnicas. Os resultados demonstraram que os resíduos foram capazes de estabilizar granulometricamente e mecanicamente as misturas, sendo recomendado o teor ótimo de 40%, independente do tipo de cinza.

A adição de 10% de cinza de bagaço de cana combinada com 10% de cal melhorou significativamente as propriedades mecânicas e de durabilidade dos compósitos compactados produzidos por Alavéz-Ramírez *et al.* (2012), em relação aos compósitos estabilizados somente com cal. O uso combinado de cinza de bagaço de cana e cal mostrou-se uma alternativa mais sustentável que o uso de cimento ou cal isoladamente, com menor emissão de CO<sub>2</sub> e menor consumo de energia.

A adição de cinza do bagaço de cana contribuiu para a melhoria da resistência de minipainéis (34 x 34 x 11 cm) confeccionados com blocos de terra comprimida (BTC) estabilizados com cimento quando submetidos à compressão uniaxial e à compressão diagonal, conforme mostrado por Lima *et al.* (2012). Os autores recomendaram como teor ótimo 12% de cimento e 8% de cinza.

Sobhan e Mashnad (2002) estudaram o comportamento de uma areia estabilizada com cimento com e sem adição de cinza volante na compressão uniaxial e na tração por compressão diametral. As misturas foram preparadas com teor de umidade ótimo e densidade seca máxima (amostras compactadas). O teor de cimento variou de 4 a 10% (em peso) e o teor de cinza foi igual ao de cimento. A mistura com 10% de cimento e 10% de cinza apresentou resistência à compressão da ordem de 5,6 MPa e resistência à tração da ordem de 1,4 MPa, valores considerados muito bons para a aplicação pretendida (base de pavimentos).

Solos argilosos de diferentes plasticidades (3 tipos de solos) foram estabilizados com cimento e cinza volante (alto teor de cálcio) por Koliás *et al.* (2005). Foram testados 2 teores de cimento (2 e 4%) e três teores de cinza (5, 10 e 20%), de forma combinada. O

efeito benéfico de combinar 2 estabilizantes proporcionou ganhos nas propriedades mecânicas de resistência à compressão, tração e flexão e de módulo de elasticidade. Os autores ressaltaram que a adição de cinza facilitou a homogeneização dos solos com o cimento, procedimento normalmente difícil de ser executado quando se trabalha com solos coesivos.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno) de solos não excessivamente argilosos (índice de plasticidade  $\leq 60\%$ ) foram aumentados de forma significativa com a adição de cinza volante na investigação conduzida por Prabakar *et al.* (2004). Esses autores estudaram misturas solo-cinza volante, com teores de cinza entre 9 e 46% (em peso de solo). A incorporação de cinza volante também minimizou as alterações volumétricas associadas a mudanças no teor de umidade das misturas.

Hossain e Mol (2011) reduziram a retração de um solo argiloso (amostras compactadas) através de adições combinadas de materiais cimentícios (VA - cinza vulcânica e CKD - pó de forno de cimento), sendo a maior redução correspondente à incorporação de 20% de cinza vulcânica, como pode ser observado na Figura 2.2. As misturas estabilizadas com pó de forno de cimento apresentaram maior taxa e maior magnitude de retração porque o teor de umidade ótimo (ensaio Próctor) foi superior, em relação às misturas estabilizadas com cinza vulcânica.

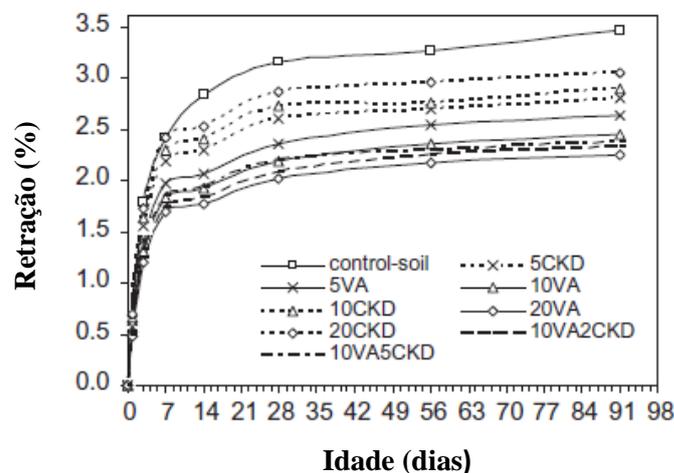


Figura 2.2 - Comportamento à retração de misturas solo-estabilizante (Hossain e Mol, 2011).

Kaniraj e Havanagi (1999) observaram que para misturas compactadas solo-cimento-cinza volante, com teor de cimento variando de 3 a 9%, teor de cinza variando de 25 a 75%, e solos arenosos e siltosos, a resistência à compressão não confinada é controlada

principalmente pelo teor de cimento, aumentando com o aumento do mesmo e diminuindo com o aumento do teor de cinza.

A influência do tempo de cura no ganho de resistência à compressão depende do tipo de solo. O ganho de resistência é maior para solos arenosos do que para solos argilosos e siltosos (ACI, 2009). A Figura 2.3 ilustra o ganho de resistência à compressão não confinada para solo-cimento plástico utilizando solo arenoso. A resistência aos 365 dias de idade (11 MPa) é cerca de 2,5 vezes a resistência aos 28 dias (4,4 MPa).

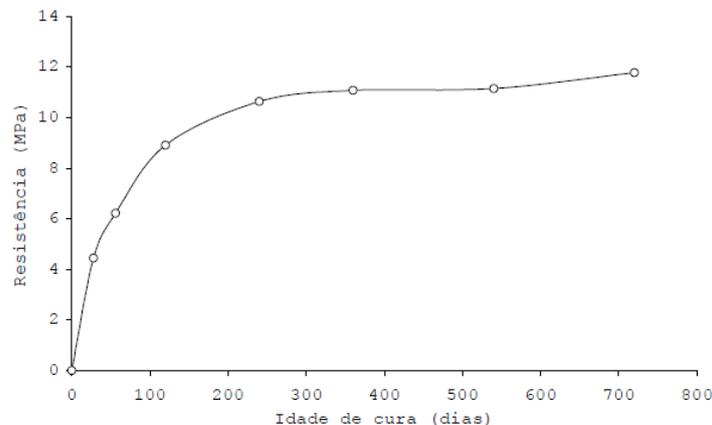


Figura 2.3 - Solo-cimento plástico: evolução da resistência à compressão não confinada com a idade (Segantini, 2000).

## 2.4 – DOSAGEM DE MISTURAS SOLO-CIMENTO

A ABCP (2004) apresenta duas normas para dosagem de misturas solo-cimento compactadas: a “Norma Geral de Dosagem do Solo-cimento” e a “Norma Simplificada de Dosagem do Solo-cimento”. Essas normas têm como objetivo determinar o teor de cimento mínimo capaz de garantir à mistura a permanência das propriedades que foram otimizadas através da estabilização, para uma dada aplicação. A quantidade de cimento a ser usada na dosagem depende das características do solo e dos parâmetros do ensaio de compactação (teor de umidade ótimo, peso específico aparente seco máximo).

De acordo com a Norma Geral, o solo é caracterizado (granulometria, limites de consistência, dentre outros) e classificado, e a mistura solo-cimento é submetida a ensaios de compactação e durabilidade. O teor de cimento é fixado em função dos resultados dos ensaios de durabilidade. Os procedimentos de dosagem seguindo as prescrições dessa norma demandam um tempo muito longo, principalmente na etapa dos ensaios de durabilidade.

Procurou-se então correlacionar os resultados dos ensaios de durabilidade com outros de mais rápida execução. Na década de 50 do século XX, a PCA – Portland Cement Association mostrou a existência de correlação entre teor de cimento e características da mistura (granulometria, peso específico aparente seco máximo e resistência à compressão aos 7 dias de idade), dando origem à Norma Simplificada. Maiores informações sobre as Normas Geral e Simplificada podem ser encontradas em Pinto (1980) e ABCP (2004).

Em 1990 a ABNT apresentou uma norma de dosagem semelhante à Norma Simplificada da ABCP, sob o título “NBR 1336: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento” (atualmente NBR 12253:2012).

Os métodos de dosagem normalizados no Brasil são voltados principalmente para aplicações na área de pavimentação, onde o material é compactado, os esforços solicitantes são de natureza dinâmica e as condições de abrasão são severas.

A ABCP (1999) realizou um programa de investigações visando ajustar os critérios de dosagem utilizados na área de pavimentos para condições que melhor reproduzissem as solicitações e as condições de uso do solo-cimento na construção de paredes (solicitações do tipo compressão estática e critérios menos rigorosos de durabilidade). Os estudos estabeleceram critérios de resistência e durabilidade, propondo teores de cimento a serem adotados para alcance desses critérios.

Para construção de paredes monolíticas de solo compactado sem função estrutural existem critérios de dosagem estabelecidos pela ABNT NBR 13553 (2012).

Para dosagem de solo-cimento plástico, a PCA (1971) fixa teores de cimento em peso de quatro pontos percentuais acima dos estabelecidos para solo-cimento compactado na sua densidade seca máxima. A recomendação da ABCP (1986) para os teores de cimento (solo-cimento compactado) é mostrada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Teores de cimento para estabilização de solos compactados (ABCP, 1986).

Classificação HRB	Teor de cimento (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	8
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Em 1971 um pesquisador indiano publicou um trabalho (Chadda, 1971) mostrando que a interação físico-química entre os argilominerais e o cimento em hidratação poderia ser usada para dosagem do teor de cimento necessário à estabilização. O método proposto, denominado “Método Físico-Químico de Dosagem”, se baseia no fato de que a interação argila-cimento em hidratação produz variações volumétricas substanciais quando a mistura é suspensa em água, e essas variações permitem fixar o teor de cimento que produz a mistura estável. Esclarecimentos adicionais sobre esse método podem ser encontrados em Rodrigues (1992), Grande (2003) e Oliveira (2011).

Para dosagem de sistemas cimentícios granulares o método do De Larrard (1999) apresenta-se como uma ferramenta científica versátil e eficiente, tendo sido usado com êxito por diversos pesquisadores para dosar concretos de diferentes desempenhos (Silva, 2004, Formagini, 2005, Cordeiro, 2006, Fontes, 2008, Marangon, 2011, dentre outros).

Esse método baseia-se no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), desenvolvido pelo Laboratório Central de Pontes e Rodovias (LCPC) – França, cuja conceituação envolve a otimização da mistura granular seca de modo a obter a máxima compacidade para a mistura. A otimização da compacidade conduz a menor porosidade, menor consumo de pasta e, conseqüentemente, menor consumo de ligante. Trata-se de um método versátil, pois permite: (i) considerar constituintes além dos convencionais, tais como aditivos minerais e químicos, (ii) fazer simulações com diferentes composições, (iii) definir propriedades a serem alcançadas não apenas no estado endurecido mas também no estado fresco. A implementação do MEC é feita através do programa computacional BétonlabPro 3<sup>®</sup>. Os detalhes do MEC podem ser obtidos nos trabalhos de De Larrard (1999), Sedran (1999), Silva (2004) e Formagini (2005).

Na tecnologia de concretos existem muitos métodos racionais de dosagem, entretanto essas possibilidades não existem para o solo-cimento-fibroso. Essa dificuldade deve-se possivelmente à complexidade do sistema solo-cimento-fibra, com um grande número de variáveis tais como propriedades físico-químicas do solo, características das fibras, teor de cimento, porosidade, interface fibra-matriz, dentre outros.

Consoli *et al.* (2009) ampliaram os estudos realizados por Consoli *et al.* (2007) relativos à influência da relação volume de vazios/volume de cimento nos parâmetros de resistência efetiva ( $c'$ ,  $\phi'$ ) e no módulo de cisalhamento inicial de areias estabilizadas com cimento e compactadas. Foram realizados ensaios de compressão não confinada e ensaios triaxiais com medições de *bender elements* (medição do módulo de cisalhamento inicial ( $G_0$ ) do solo). Os resultados conduziram a equações que

possibilitam a obtenção da resistência e da rigidez de projeto a partir do controle do teor de cimento e da energia de compactação, de forma a obter um custo otimizado. Ressalta-se que a validade das equações restringe-se ao tipo de solo e ao tipo de estabilizante utilizados na pesquisa.

Consoli *et al.* (2011) propuseram um método baseado na correlação entre resistência à compressão não confinada e os parâmetros: teor de cimento, teor de fibras e porosidade. Maiores detalhes do método podem ser encontrados em Consoli *et al.* (2011). Ressalta-se que o referido método foi estabelecido com base no comportamento de solos arenosos compactados e reforçados com fibras poliméricas, precisando ser testado para outros tipos de solo, outros tipos de fibras, outros teores de fibra e cimento, para alcançar uma validação e uma generalização mais ampla.

A evolução da resistência à compressão de misturas compactadas argila-carbeto de cálcio-cinza volante com o aumento do teor de carbeto foi investigada por Horpibulsuk *et al.* (2012). Os autores verificaram a existência de três estágios: (i) no primeiro estágio ocorre aumento de resistência com o aumento do teor de carbeto e a presença de cinza volante não contribui significativamente para o aumento de resistência, (ii) em seguida atinge-se um ponto denominado “ponto de fixação”, de 7% de carbeto de cálcio, em que o potencial pozolânico dos argilominerais do solo é esgotado, (iii) para adições de carbeto acima de 7% é necessário a substituição parcial de carbeto por cinza volante para consumir o excesso de CH do sistema, caso contrário ocorrerá redução da resistência. O referido estudo serve como subsídio para dosagem de sistemas similares, estabilizados com cal e pozolanas.

Segantini (2000) utilizou misturas solo-cimento com consistência plástica para execução de estacas moldadas *in loco*. A dosagem adotada por esse autor teve um consumo de cimento de 200 kg/m<sup>3</sup>(correspondente a um teor de 14%, em relação à massa de solo seco), uma relação água/cimento de 1,93 e uma relação água/solo de 0,27, tendo fornecido uma resistência à compressão de 3,61 MPa aos 28 dias. O teor de cimento e o teor de umidade foram definidos a partir de uma série de ensaios de compressão, variando-se o teor de cimento, o teor de umidade e a idade de cura.

Bertolini *et al.* (2010) dosaram misturas solo-cimento com elevada fluidez e coesão e baixa resistência à compressão (0,5 MPa) para injeção a 20 m de profundidade e preenchimento de galerias subterrâneas. A dosagem utilizou 150 kg/m<sup>3</sup> de cimento (correspondente a um teor de 21%, em relação à massa de solo seco), uma relação água/cimento de 4,7 e uma relação água/solo de 0,98. A metodologia de dosagem

baseou-se em critérios econômicos, em critérios de resistência e em critérios reológicos, uma vez que as misturas deveriam manter-se estáveis e fluidas para serem injetadas em grande profundidade e em condições submersas (galerias inundadas).

Chang e Chen (2006) produziram misturas solo-cimento em usina com valores de espalhamento da ordem de 550 mm e valores de resistência da ordem de 2,8 MPa fixando o consumo de cimento em 140 kg/m<sup>3</sup> e adotando uma relação água/cimento de 2,7 e uma relação água/solo de 0,27. A dosagem incluiu a mistura de solos naturais para a obtenção de solos normalizados (granulometria predefinida) e uma série de ensaios de compressão não confinada para verificação da evolução da resistência com a idade e com o aumento da relação água/cimento.

Uma metodologia de dosagem de misturas solo arenoso-cimento para a produção de alvenarias de terra compactada que leva em consideração três tipos diferentes de cimento (de uso geral, de alta resistência inicial e de baixo calor de hidratação) foi desenvolvida por Consoli *et al.* (2013), possibilitando alcançar uma dada resistência à compressão a partir de variáveis relacionadas com o estabilizante (tipo e teor), com o grau de compactação e com as condições de cura (tempo).

Objetivando dosagens que permitissem minimizar o consumo de matérias primas naturais e maximizar o consumo de resíduos industriais pozolânicos Da Rocha *et al.* (2014) propuseram para sistemas solo-cinza volante-cal um método de dosagem que correlaciona a resistência à compressão com parâmetros-chave (teor de estabilizante, teor de pozolana, porosidade, tempo de cura). Ressalta-se que a validade do método é restrita aos parâmetros da pesquisa (características do solo, tipo e teor do estabilizante, tipo e teor da pozolana), porém constitui uma opção bastante vantajosa do ponto de vista ambiental.

A dosagem de misturas solo-cinza volante-cal a partir de equações que interligam a resistência à tração com o tempo e a temperatura de cura, a porosidade e os teores de estabilizante e pozolana foi investigada por Consoli *et al.* (2014), possibilitando controlar as variáveis envolvidas e alcançar a resistência desejada a partir de um uso mais racional dos recursos energéticos e naturais envolvidos na produção das misturas. Esse estudo é direcionado para aplicações na área de infraestrutura, em que camadas de solo estabilizado e compactado sobrejacentes a solos de baixa capacidade de carga iniciam o processo de ruptura por tensões de tração.

## 2.5 – REOLOGIA DO SISTEMA SOLO-CIMENTO

Reologia é a ciência que estuda o fluxo e a deformação de materiais, e está relacionada com as interações entre tensões cisalhantes, deformações cisalhantes e tempo. Essa ciência é usada como ferramenta para caracterizar as propriedades de fluxo de pastas, argamassas e concretos fluidos no estado fresco (Banfill, 1994).

O comportamento reológico de matrizes solo-cimento no estado fresco pode ser descrito pelo modelo de Bingham (Azeredo, 2005 e Azeredo *et al.*, 2008): (i) existe um valor inicial de tensão cisalhante ( $\tau_0$ ) a partir do qual a mistura inicia seu escoamento; (ii) para tensões cisalhantes superiores a  $\tau_0$  a relação entre a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e a taxa de deformação ( $\dot{\gamma}$ ) é linear, e a constante de proporcionalidade é a viscosidade plástica ( $\mu$ ). Consequentemente os fluidos de Bingham necessitam de dois parâmetros para a sua caracterização (tensão de escoamento e viscosidade plástica), e esses parâmetros podem ser obtidos com o auxílio de um reômetro.

O comportamento reológico de misturas autoadensáveis pode ser investigado através de ensaios tais como: (i) abatimento e espalhamento (cone de Abrams), (ii) espalhamento (cone de Abrams invertido), (iii) funil “V”, (iv) caixa “L”, (v) tubo “U”, (vi) mini-cone, (vii) mini-funil “V”, (viii) reômetro BTRHEOM, dentre outros (EFNARC, 2005; Ferraris e De Larrard, 1998; De Larrard, 1999). Faz-se a ressalva de que o ensaio de abatimento (cone de Abrams), embora possa ser usado para a obtenção de propriedades reológicas, não apresenta sensibilidade adequada quando as misturas são muito fluidas ou muito secas (Mehta e Monteiro, 2008).

De forma geral, as misturas autoadensáveis apresentam menor tensão de escoamento e maior viscosidade plástica que as misturas convencionais (Marangon, 2006).

De acordo com EFNARC (2005), a garantia de fluidez das misturas autoadensáveis requer uma seleção adequada dos materiais granulares, sendo sensível a determinadas características tais como tamanho, forma, tipo de distribuição granulométrica, textura superficial, superfície específica e absorção de água. No projeto das misturas autoadensáveis é comum a incorporação de adições minerais com efeito físico (“fillers”) e/ou químico (pozolanas). É também indispensável o uso de aditivos químicos, verificando-se previamente sua compatibilidade em relação ao tipo de cimento.

As misturas autoadensáveis devem apresentar viscosidade suficiente para que não ocorra separação do esqueleto granular durante o processamento (Khayat, 2000).

A incorporação de materiais finamente divididos (adições minerais) contribuem para aumento da fluidez e da coesão (resistência à segregação e à exsudação), pois esses materiais reduzem o atrito nos contatos entre grãos, melhoram o empacotamento e reduzem o tamanho e o volume de vazios. Para uma dada consistência, partículas com elevada superfície específica aumentam a demanda de água da mistura, com exceção da cinza volante e da escória, que apresentam capacidade redutora de água (Mehta e Monteiro, 2008).

O projeto de misturas autoadensáveis baseia-se no uso combinado de superplastificante com uma grande quantidade de materiais finos ( $500-600 \text{ kg/m}^3$ ), de forma que a pasta seja suficientemente viscosa para resistir à tendência de “afundamento” do agregado na mistura fluida (De Larrard, 1999).

A presença de superplastificante exerce forte influência sobre a tensão de escoamento, contribuindo para sua redução, uma vez que a mobilidade das partículas individualizadas (dispersas) é maior que a mobilidade em um sistema não disperso, onde existe maior coesão e as partículas se deslocam de forma aglomerada (Formagini, 2005).

Os superplastificantes de terceira geração à base de éter policarboxílico promovem a dispersão das partículas finas por meio de repulsão eletrostática e repulsão estérica, e não causam diminuição expressiva da viscosidade da pasta (Roncero, 2000). O teor máximo de superplastificante capaz de promover aumento de fluidez é denominado “ponto de saturação”.

A elevada trabalhabilidade da matriz autoadensável facilita a incorporação de fibras e a ausência de vibração não gera tendências de orientação preferencial das mesmas (Marangon, 2006).

A Tabela 2.2 apresenta os parâmetros reológicos desejáveis para um concreto autoadensável no estado fresco (De Larrard, 1999). Na ausência de recomendações específicas para as misturas solo-cimento serão apresentados os valores usados na tecnologia do concreto.

Tabela 2.2 - Parâmetros reológicos para o concreto autoadensável (estado fresco) (De Larrard, 1999).

Parâmetro	Valores
Abatimento (mm)	$\geq 250$
Espalhamento (mm)	$\geq 600$
Tensão de escoamento (Pa)	$\tau_0 \leq 500$
Viscosidade plástica (Pa.s)	$200 \leq \mu \leq 300$

Em relação à Tabela 2.2, ressalta-se que a limitação da tensão de escoamento tem como objetivo induzir propriedades autonivelantes e a limitação da viscosidade plástica está associada ao fato de que viscosidades elevadas tornam a mistura “pegajosa” e difícil de processar. Viscosidades elevadas comprometem também a bombeabilidade (De Larrard, 1999).

Azeredo *et al.* (2008) caracterizou o comportamento reológico de argamassas de terra não estabilizadas com cimento usando um reômetro Rheomat 120. O autor definiu uma faixa de velocidade de modo a corresponder com a velocidade com que um pedreiro cisalha uma argamassa “in situ” com uma colher, ou seja, 0-100 r.p.m.. No ramo descendente da curva tensão cisalhante x gradiente de velocidade e para gradientes de velocidade maiores que  $15 \text{ s}^{-1}$ , o comportamento obtido foi próximo ao de um fluido de Bingham. Foi avaliado também a influência da geometria das lâminas e do teor de umidade da mistura. Os resultados mostraram uma forte correlação entre tensão de escoamento e teor de umidade, e diminuição da influência da lâmina com aumento do teor de umidade. Concluindo, a utilização do reômetro foi bastante eficaz para uma avaliação mais aprofundada da reologia das argamassas.

Walker e Stace (1997) avaliaram a consistência de argamassas solo-cimento usando 3 metodologias: um cone de pequenas dimensões (AS 2701.5, 1984), a mesa de espalhamento e a penetração de um cone. Foram feitas 15 misturas, variando o teor de cimento (5 a 15%) e o teor de argila (9 a 40%). Os autores concluíram que o método mais confiável foi o abatimento através do cone, independente do tipo de argamassa.

Venkatarama Reddy e Gupta (2005) observaram que os ensaios de penetração de cone e “dropping ball” não foram sensíveis para avaliação da consistência de argamassas solo-cimento, e adotaram então a mesa de espalhamento. Para teores de cimento de 5,10 e 15%, os valores de espalhamento aumentaram linearmente com a relação água/cimento e com o teor de água das misturas, sendo a demanda de água governada pela fração argila.

Valores elevados de espalhamento (da ordem de 130%) foram obtidos sem que ocorresse segregação dos constituintes.

Chang C-F e Chen J-W (2006) produziram misturas fluidas de solo-cimento-escória em usina, usando os mesmos equipamentos de processamento, transporte e lançamento empregados para concreto. As misturas serviram como material de preenchimento de uma trincheira para uma linha de dutos. Valores de abatimento entre 150 e 270 mm e espalhamento entre 400 e 550 mm foram considerados aceitáveis para o tipo de aplicação pretendida.

Bertolini *et al.* (2010) projetaram uma mistura solo-cimento com elevada fluidez e coesão para preenchimento de galerias subterrâneas inundadas com água rica em sulfatos (mina desativada). A mistura seria injetada a partir da superfície, até uma profundidade de cerca de 23 m, e deveria permanecer estável quando em contato com as águas da galeria. A reologia foi investigada através de ensaios de espalhamento (mesa) e de tempo de escoamento em funil “V”. A mistura escolhida apresentou índice de consistência elevado, superior a 100%, e relação água/cimento também elevada, igual a 4,96. A aplicação descrita ilustra como a reologia é importante para subsidiar o projeto das misturas solo-cimento fluidas, e contribuir efetivamente para o solucionamento de problemas correntes na engenharia.

Felekoglu (2008) verificou a influência de finos siltosos e argilosos na composição de concretos autoadensáveis. Para uma dada consistência, as misturas com finos argilosos necessitaram de maiores teores de superplastificante e apresentaram reduções de resistência, em relação às misturas de referência, produzidas com areia sem finos. A presença de finos siltosos melhorou as propriedades reológicas, em comparação com a mistura de referência.

## **2.6 – COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS**

O solo é um material natural que apresenta limitações para emprego em determinadas aplicações de engenharia devido à sua baixa resistência à tração e ao cisalhamento (Hejazi *et al.*, 2012).

O uso de fibras vegetais para reforçar materiais mais frágeis à tração do que quando submetidos a carregamentos de compressão remonta à antiguidade. O zigurate de Aqar Quf, próximo à cidade de Bagdá, foi construído há 3500 anos com tijolos de adobe

reforçados com palha. Partes da Grande Muralha da China foram feitas intercalando-se camadas de solo com mantas de raízes (Casagrande, 2005).

Na natureza também encontramos exemplos de matrizes reforçadas com fibras: as raízes das plantas aumentam a resistência ao cisalhamento e dão estabilidade aos taludes, os ninhos de alguns tipos de pássaros são construídos com barro e palha, os tetos dos abrigos dos castores são construídos com gravetos e lama.

Nos últimos anos, tem ocorrido um crescente interesse da comunidade científica nacional e internacional pelo desenvolvimento de pesquisas sobre compósitos solo-cimento reforçados com fibras vegetais em função das características de sustentabilidade agregadas ao material. A matéria prima principal, o solo, é um constituinte de baixo custo, de fácil obtenção e de grande disponibilidade na natureza. As fibras vegetais são recursos renováveis e biodegradáveis, de fácil obtenção, de baixo custo, e apresentam propriedades de engenharia adequadas. O processo de produção dos compósitos não dispense consumo excessivo de energia, não emite poluentes na atmosfera, não gera quantidades excessivas de resíduos e emprega tecnologias relativamente simples. As características almejadas com a inclusão de fibras vão depender do tipo de aplicação do compósito, e não necessariamente serão de ganho de resistência. Em um projeto de material sismo-resistente, por exemplo, a ênfase será no aumento da capacidade de absorção de energia e ductilidade, assim como diminuição da queda de resistência pós-pico.

As pesquisas mais recentes empregam fibras discretas com distribuição aleatória na matriz, pois as inclusões orientadas (contínuas ou não) geram anisotropia de resistência e induzem planos preferenciais de fraqueza (Maher e Gray, 1990). Tang *et al.* (2007) também justificam essa tendência devido à simplicidade de incorporação das fibras na matriz, sendo adicionadas da mesma maneira que o cimento, a cal e outros aditivos estabilizantes.

Em geral, compósitos produzidos com fibras curtas (<50mm) aleatoriamente distribuídas na matriz apresentam propriedades mecânicas inferiores às dos compósitos com fibras longas orientadas paralelamente ao carregamento (Toledo Filho, 1997, Lima, 2004, Melo Filho, 2005, Silva, 2009). Para as fibras curtas, maiores comprimentos e teores potencializam os efeitos associados à adição das mesmas.

De acordo com Hejazi *et al.* (2012), várias pesquisas têm surgido para estudar os efeitos combinados de adição de fibras e ligantes químicos (cimento, cal, dentre outros). A principal motivação é o aumento da resistência e a estabilidade do solo promovido pelos

ligantes químicos. Entretanto o uso dos ligantes acarreta uma diminuição da ductilidade do material e a inserção de fibras seria, então, uma forma de recuperar essa propriedade. O comportamento mecânico do solo-cimento fibroso vai depender de vários fatores como: (i) de propriedades das fibras (tipo, módulo de elasticidade, resistência à tração, geometria e relação de aspecto); (ii) de propriedades da matriz (relação água/cimento, relação água/solo, granulometria da fração areia, módulo de elasticidade e presença de aditivos químicos e minerais); (iii) do teor de fibras; (iv) da orientação e distribuição das fibras e (v) da aderência fibra-matriz.

Tang *et al.* (2007) consideram a resistência de aderência e o atrito na interface como os mais importantes fatores controladores da eficácia do reforço. Esses autores mostraram através de imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) que a interação fibra-matriz apresenta diferenciações para solo cimentado e não cimentado. Quando o solo é não cimentado, pode-se observar a deposição de agregações de argilominerais na superfície das fibras, e essas agregações contribuem para o atrito e a aderência fibra-matriz. Quando o solo é cimentado, uma rede de silicatos de cálcio hidratados se acumula sobre a superfície da fibra, fazendo com que a resistência na interface fibra-matriz do material cimentado seja maior que a do não cimentado.

De acordo com Toledo Filho (2010), em compósitos cimentícios, o principal papel desempenhado pelas fibras ocorre na fase pós-fissuração. Nesse caso, as fibras podem atuar para:

- . aumentar a resistência do compósito em relação à matriz em função dos mecanismos de transferência de tensão;
- . aumentar a tenacidade do compósito em função dos mecanismos de absorção de energia relacionados aos processos de decoesão e de arrancamento de fibras.

Ainda conforme esse autor, a sequência de eventos que ocorrem após a primeira fissura da matriz determinam o tipo de aumento que irá ocorrer.

Melo Filho (2012) também ressalta que a influência predominante das fibras é na região pós-fissuração, onde as mesmas cruzam as fissuras que se propagam na matriz frágil transmitindo carga de um ponto a outro na matriz e impedindo a ruptura brusca do material.

Para matrizes frágeis reforçadas com fibras de baixo módulo de elasticidade, em que o arrancamento predomina sobre a ruptura, tem-se a aderência fibra-matriz como o principal fator de influência sobre a tenacidade do compósito (Savastano Júnior, 2000).

De acordo com Casagrande (2005), as fibras passam a exercer uma ação mais efetiva dentro da massa de solo quando, sob a ação de esforços externos, sofrerem deformações. A partir daí, a contribuição da fibra é comandada pelas características de deformabilidade do solo e pela forma de distribuição dessas deformações, que dependem do tipo de solicitação atuante.

McGown *et al.* (1978) classificam os elementos de reforço de solos em dois tipos: extensíveis e não-extensíveis. Os elementos extensíveis têm deformação de ruptura maior que a máxima deformação de tração do solo sem reforço. Sua função é aumentar a ductilidade e diminuir a queda de resistência pós-pico. Os elementos não extensíveis têm deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração do solo sem reforço e propiciam aumento de resistência mecânica, porém rupturas catastróficas podem acontecer.

Vários modelos preditivos para descrever o comportamento mecânico do solo-cimento fibroso são descritos em Hejazi *et al.* (2012). Esses autores também ressaltam que os mecanismos de transferência de tensões na interface fibra-solo argiloso ainda não estão bem compreendidos, carecendo de maiores investigações, uma vez que a grande maioria das pesquisas atualmente existentes foram direcionadas para inclusão de fibras em solos arenosos.

Com relação à definição dos teores de fibras a serem incorporados nos compósitos deve-se adotar os valores recomendados na literatura desde que os mesmos possibilitem uma boa dispersão na matriz durante a mistura (não formem “empelotamentos”) e não reduzam excessivamente a trabalhabilidade da mistura. Para fibras de sisal e coco, em comprimentos de 20 a 50 mm, pode-se adotar de 0,5 a 2% em massa (Barbosa e Ghavami, 2010). Ghavami *et al.* (1999) adotaram 4% de fibras (sisal e coco) com comprimento de 50 mm para produção de tijolos de adobe (solo-fibra-água, sem cimento, e relação água/solo = 28%). Medjo e Riskowski (1994) sugerem 3% em massa. Houben e Guillaud (1994) sugerem 4% em volume, comprimentos entre 40 e 60 mm. Hejazi *et al.* (2012) apresentam teores e comprimentos ótimos para as fibras vegetais mais usadas em compósitos solo-fibra (coco, sisal, juta, palmeira e palha).

## **2.7 – O USO DE FIBRAS VEGETAIS COMO REFORÇO**

O estudo sistemático das fibras vegetais com finalidade de reforço de matrizes começou na Inglaterra em 1970. No Brasil, as pesquisas pioneiras foram desenvolvidas pelo

Centro de Pesquisas e Desenvolvimento do Estado da Bahia (CEPED) (Savastano Júnior, 2000).

Dentre as vantagens de utilização de fibras vegetais na produção de compósitos podemos destacar: são recursos renováveis e biodegradáveis, de baixo custo, fartamente disponíveis e apresentam boas propriedades de engenharia. Como desvantagens podemos citar: (i) grande variabilidade das propriedades físicas e mecânicas (cerca de 40%), fato que afeta a reprodutibilidade dos compósitos, (ii) susceptibilidade de degradação em ambientes alcalinos e em ambientes naturais, (iii) variações dimensionais por mudanças de teor de umidade e/ou de temperatura e (iv) interface fibra-matriz com baixa aderência quando o solo é não cimentado (Ghavami *et al.*, 1999).

Embora apresentem elevada resistência à tração, o baixo módulo de elasticidade dessas fibras condiciona sua eficiência como reforço a deformações elevadas do compósito (Savastano Júnior, 2000).

Hejazi *et al.* (2012) fizeram uma ampla revisão sobre reforço de solos usando fibras naturais. Nesse trabalho são mostrados os teores e os comprimentos ótimos de cada tipo de fibra. Apesar de abordarem vários aspectos relacionados ao estágio atual de conhecimento nessa área, faltou a inclusão de aplicações como material na construção.

De acordo com Hejazi *et al.* (2012) e com outros trabalhos obtidos na literatura (Prabakar e Sridhar, 2002; Mesbah *et al.*, 2004; Binici *et al.*, 2005 e 2007; Bouhicha *et al.*, 2005; Khedari *et al.*, 2005; Mattone, 2005; Segetin *et al.*, 2007; Pinto, 2008; Yetgin *et al.*, 2008; Quagliarini e Lenci, 2010) as principais fibras naturais usadas em compósitos solo-cimento são: coco, sisal, palmeira, juta, linho e palha de cevada. Com menos frequência, foram usadas fibras de curauá e fibras da folha do abacaxi (Pinto, 2008 e Chan, 2011).

De acordo com Melo Filho (2012) a microestrutura da seção transversal de uma fibra de sisal (Figura 2.4) revela uma configuração hierárquica composta por:

- . 1º nível: feixe de filamentos alongados (estruturas fibrilares) denominados fibrocélulas. As fibrocélulas são aglutinadas por um composto de hemicelulose e lignina;
- . 2º nível: cada fibrocélula é constituída por 3 camadas e um núcleo central oco (lúmen);
- . 3º nível: cada camada da fibrocélula é formada por um feixe de filamentos denominados fibrilas, aglutinadas por compostos de lignina;

. 4º nível: cada fibrila é composta por agrupamentos de unidades estruturais denominadas microfibrilas. As microfibrilas são constituídas por cadeias moleculares de celulose.

Quimicamente, as fibras vegetais são constituídas de celulose, hemicelulose, lignina, pectina e uma pequena quantidade de substâncias graxas.

A estrutura porosa das fibras vegetais confere às mesmas elevada capacidade de absorção de água (entre 100 e 200%, aproximadamente).

A região da matriz próxima ao agregado (zona de transição) é caracterizada por elevada porosidade e presença de cristais de hidróxido de cálcio (CH). A água dos poros de uma matriz cimentícia é fortemente alcalina e tende a se acumular na zona de transição. A água alcalina e o CH atacam as fibras vegetais, provocando degradação das mesmas.

Para evitar o ataque alcalino, algumas soluções podem ser adotadas: (i) consumo do hidróxido de cálcio por reações pozolânicas, (ii) consumo do CH por carbonatação acelerada, (iii) proteção superficial das fibras, (iv) impermeabilização da matriz, (v) bloqueio da reação de decomposição das fibras com silicatos e sulfatos de cálcio e magnésio (Savastano Júnior, 2000 e Toledo Filho, 1997).

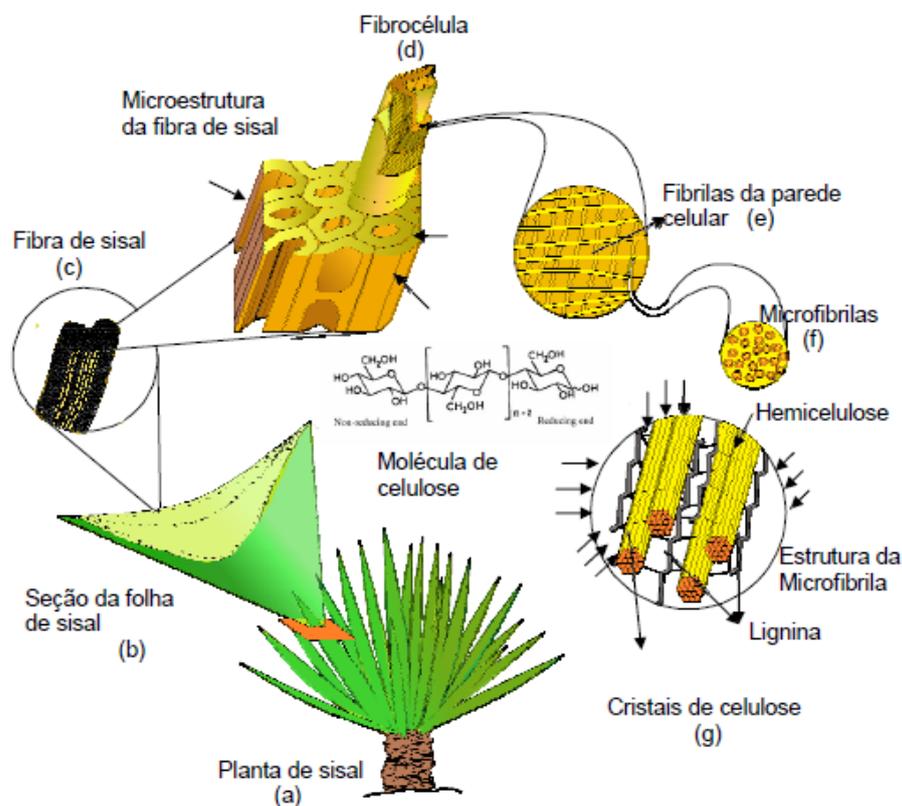


Figura 2.4 - Estrutura hierárquica de uma fibra de sisal (Melo Filho, 2012).

Mudanças no teor de umidade e/ou na temperatura provocam variações dimensionais nas fibras vegetais maiores que as da matriz. Ciclos repetidos de molhagem e secagem induzem tensões e progressivamente destroem as ligações na interface fibra-matriz, reduzindo a ductilidade do compósito (Savastano Júnior, 2000).

A degradação dos compósitos seja por ataque alcalino seja pela ação de intempéries provoca perda de resistência e ductilidade, e deve ser avaliada por meios de ensaios de durabilidade (que serão abordados no item 2.11) (Toledo Filho, 1997).

### 2.7.1– Fibras de Sisal

Ghavami *et al.* (1999) explicam que o cultivo da planta *Agave Sisalana* (sisal) começou no México, antes da chegada dos europeus. A produção em maior escala ocorreu a partir de 1888, propagando-se do México para outras regiões tropicais e subtropicais.

O Brasil, juntamente com a Indonésia e países do leste africano, está entre os maiores produtores de fibras de sisal. A produção de sisal no Brasil concentra-se na região nordeste, sendo os estados da Bahia e Paraíba os maiores produtores.

Depois da colheita, as fibras passam por um processo de desfibramento (raspagem mecânica) para remover a polpa que envolve a fibra. Em seguida são submetidas a processos de limpeza (lavagem, secagem e escovação) e enfardamento (de acordo com a qualidade e o comprimento). Os fardos são então comercializados para as indústrias que utilizam a fibra como matéria prima. Dentre as principais aplicações industriais do sisal destacam-se a produção de cordoalhas, barbantes, tapetes e estofamentos.

Na Tabela 2.3 são apresentados alguns valores típicos para as propriedades físicas e mecânicas da fibra de sisal

Tabela 2.3 - Propriedades físicas e mecânicas das fibras de sisal.

Propriedade	Valor	Referência
Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> )	0,90-1,0	Toledo Filho (1997-a)
Resistência à tração* (MPa)	400 ± 126	Silva (2008)
Módulo de elasticidade** (GPa)	19,0 ± 6,9	Silva (2008)
Deformação na ruptura*** (%)	2,6 ± 0,8	Silva (2008)
Absorção de água (%)	200-250	Toledo Filho (1997-a)
Diâmetro (µm)	50-200	Mohanty <i>et al.</i> (2000)
Resistência à tração*, Módulo de elasticidade**, Deformação na ruptura*** - parâmetros obtidos com comprimento de medida de 40 mm		

As fibras de sisal são extraídas da folha da planta. De acordo com a região da folha de onde é extraída pode ser classificada em: (i) fibra em arco: provém da linha mediana (que cruza a folha de uma margem a outra) ou de localizações aleatórias no tecido da folha; (ii) fibra mecânica: provém da periferia da fibra. Na Figura 2.5 pode-se observar a microestrutura de uma fibra em arco e de uma fibra mecânica (Silva, 2009).

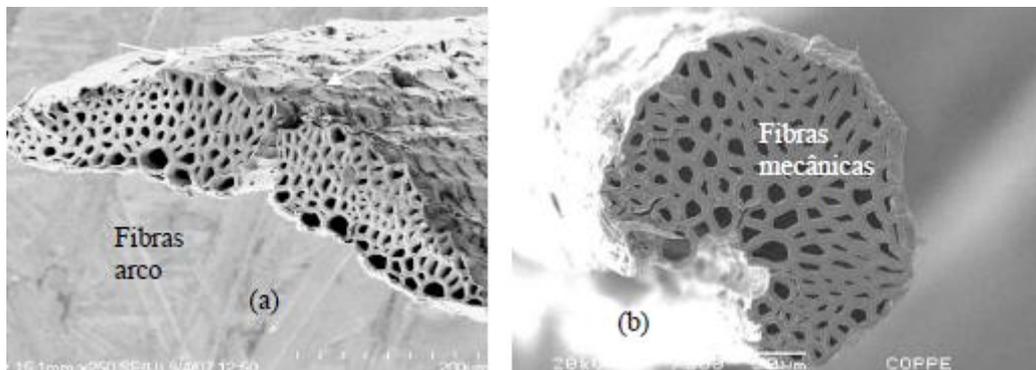


Figura 2.5 - Microestrutura de uma fibra (a) em arco e (b) mecânica (Silva, 2009).

## 2.8 – COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SISTEMA SOLO-CIMENTO

### 2.8.1– Compressão uniaxial não confinada

A resistência à compressão é uma das mais importantes propriedades na caracterização mecânica dos compósitos solo-cimento. A partir do diagrama tensão-deformação pode-se obter, além da resistência à compressão, parâmetros adicionais tais como: deformação na ruptura, deformação última, módulo de elasticidade, tenacidade, dentre outros.

O ensaio de compressão tem sido usado na maioria dos programas experimentais relatados na literatura com a finalidade de verificar a eficácia da estabilização com cimento ou avaliar a influência de outros fatores (relação água/cimento, porosidade, condições de cura, dentre outros) que afetam a resistência dos solos cimentados. O ensaio é simples, rápido, barato e confiável (Consoli *et al.*, 2010).

De forma geral e conforme Tang *et al.*, (2007), a cimentação do solo produz os seguintes efeitos principais no comportamento à compressão: (i) aumento da resistência, tanto maior quanto maior o teor de cimento, (ii) aumento da rigidez inicial e da fragilidade e (iii) ruptura brusca com pequeno nível de deformação e tensão caindo a

zero. Maher e Ho (1993) afirmam que a adição de cimento aumenta de forma expressiva a resistência do solo, sob cargas estáticas e dinâmicas.

A inserção de fibras em um solo cimentado proporciona aumento da deformação de ruptura e diminui a queda de resistência pós-pico, fazendo com que essa queda ocorra de forma mais gradual. A resistência de pico pode aumentar ou não, dependendo do teor de cimento e de características da fibra e do solo. A resistência residual aumenta com o aumento do teor de fibras (Maher e Ho, 1994; Tang *et al.*, 2007).

De acordo com Houben e Guillaud (1994), a adição de fibras vegetais pode proporcionar um pequeno aumento na resistência à compressão, entretanto quando o solo é muito arenoso essa possibilidade não existe.

A mudança mais significativa que ocorre no comportamento à compressão é em relação à forma de ruptura e também no estágio pós-ruptura: enquanto o material sem reforço rompe de maneira frágil e fragmenta-se em pedaços a partir das fissuras formadas, o solo reforçado mantém uma relativa unidade e continua a suportar cargas além da ruptura (Tang *et al.*, 2007 e Ghavami *et al.*, 1999). As fibras confinam o material, retardando a propagação da primeira fissura e aumentando a tenacidade pós-carga de pico (Toledo Filho, 1997 e Melo Filho, 2012).

Na compressão não confinada, os benefícios da incorporação de fibras são mais evidenciados à medida que se aumenta o teor de cimento (Tang *et al.*, 2007).

Segetin *et al.* (2007) estabilizaram uma areia siltosa com 10% de cimento e fibras de linho (teores de 0,6 e 0,8%, comprimentos de 70 e 80 mm). As misturas foram compactadas durante a moldagem. A resistência à compressão média foi de 2,14 MPa, valor superior ao da norma regulamentadora da Nova Zelândia (1,3 MPa). O solo cimentado sem fibras apresentou resistência de  $1,79 \pm 0,5$  MPa. A inserção de fibras proporcionou ganho de resistência da ordem de 20%. O aumento da resistência, em relação ao solo sem reforço, não foi um comportamento esperado pelos autores, uma vez que é consenso geral que a contribuição mais importante das fibras é no comportamento à tração e à flexão, com aumento da resistência e da ductilidade. Ainda segundo esses autores, os valores de resistência apresentaram desvio padrão elevado em relação à média, e uma provável explicação pode ser o número limitado de amostras ensaiadas.

Khedari *et al.* (2005) adicionaram fibras de coco (resíduos) a misturas solo-cimento-areia utilizando diversas proporções de solo, cimento, areia e fibra. As fibras foram adicionadas em quantidades de 0,4; 0,6 e 0,8 kg. Foi observado uma pequena redução

da resistência com o aumento do teor de fibras. A incorporação de fibras pode aumentar a porosidade do compósito, provocando diminuição da resistência. A matriz sem fibras apresentou resistência de 8,34 MPa, e esse valor diminuiu para 4,7 MPa com a adição de fibras.

Pinto (2008) realizou ensaios de compressão em matrizes argilosas e arenosas, compactadas e estabilizadas com cimento (6%) e fibras de sisal e curauá (teores de 0,5 e 1,0%, comprimentos de 25 e 35 mm). De forma geral, as matrizes argilosas responderam melhor à adição de fibras de curauá, enquanto que as matrizes arenosas tiveram melhor desempenho com a inserção de fibras de sisal. A resistência aumentou com a adição de fibras para ambas as matrizes, em relação às misturas cimentadas e sem fibras. As resistências da matriz argilosa com fibras de curauá e da matriz arenosa com fibras de sisal foram, respectivamente, 4,6 e 4,35 MPa, para reforço no teor de 0,5% e comprimento de 25 mm. A matriz arenosa forneceu os maiores valores de resistência, com ganho da ordem de 104,18% (em relação à matriz sem reforço).

Binici *et al.* (2007) estabilizaram com cimento (10%) tijolos de adobe normalmente produzidos com incorporação de palhas. A adição de cimento quadruplicou a resistência aos 30 dias, em relação ao material não cimentado (1,2 MPa). Alternativamente, foram empregadas fibras plásticas, resultando em maiores resistências (5,2 MPa aos 30 dias). Como os valores obtidos foram superiores às exigências normativas da Turquia (1 MPa), os autores concluíram que poderiam tirar partido dessa otimização empregando paredes externas portantes de menor espessura.

Chan (2011) estudou a possibilidade de incorporação de resíduos agrícolas fibrosos em compósitos solo-cimento visando a melhoria do desempenho mecânico de tijolos de adobe. Foram empregadas fibras da folha do abacaxi e fibras de palmeira (0,25; 0,5 e 0,75%) e teores de cimento de 5, 10 e 15%. Nos ensaios de compressão, ocorreu diminuição da resistência e da rigidez dos compósitos com o aumento do teor de fibra. Na opinião dos autores a contribuição das fibras em relação ao ganho de resistência é pequena, sendo esse ganho governado pelo teor de cimento. Yetgin *et al.* (2008) também concordam com esse comportamento, justificando que fibras de baixo módulo de elasticidade e com baixa aderência fibra-matriz escorregam no início do carregamento e não contribuem de forma significativa para o aumento da resistência.

Tang *et al.* (2007) obtiveram aumento de resistência com aumento do teor de fibras quando inseriram fibras de polipropileno (0,05; 0,15 e 0,25%) em matrizes argilosas cimentadas (5 e 8% de cimento). A queda de resistência pós-pico diminuiu e a redução

foi tanto maior quanto maior o teor de fibras. Houve aumento também na deformação de ruptura dos compósitos (0,5 para 1,25%).

Consoli *et al.* (2010) investigaram a influência do teor de cimento (1,2,3,5 e 7%) no desenvolvimento da resistência à compressão, para misturas compactadas com diversos pesos específicos secos. Foram produzidas misturas compactadas reforçadas com fibras de polipropileno (teor de 0,5%, comprimento de 24 mm) e misturas compactadas não reforçadas. A resistência aumentou linearmente com o teor de cimento, para os materiais reforçados e não reforçados, e a presença de fibras forneceu maiores valores de resistência.

Millogo *et al.* (2014) verificaram a influência de três teores de fibra (0.2, 0.4 e 0.8%) e dois comprimentos (30 e 60 mm) no comportamento à compressão de compósitos solo argiloso-fibras de *hibiscus cannabinus*. Para o teor de 0,4% e comprimento de 30 mm as fibras contribuíram para uma microestrutura mais homogênea e a não propagação de fissuras, resultando em aumento da resistência (cerca de 2,85 MPa), em relação às misturas não fibrosas (cerca de 2,45 MPa). Os maiores teor e comprimento resultaram em diminuição da resistência, em relação às misturas não fibrosas, pela maior dificuldade de dispersão das fibras e desenvolvimento de maior porosidade na microestrutura.

Micoli *et al.* (2014) compararam o comportamento à compressão de painéis 50 x 50 x 11 cm com 3 tipos de materiais à base de terra crua: (i) tijolos de adobe, (ii) painéis monolíticos de terra compactada e (iii) painéis monolíticos de terra não compactada e reforçada com fibras (cob). Enquanto os materiais não fibrosos (painéis de adobe e painéis monolíticos de terra compactada) demonstraram uma ruptura frágil, com pouca deformação após o pico (1%), os painéis reforçados com fibras (cob) demonstraram uma ruptura dúctil, com grande capacidade de deformação pós-pico (5%). Os autores ressaltaram que essa habilidade é vantajosa em áreas de sismos, onde a capacidade de deformação é um requisito importante.

A influência do reforço fibroso no comportamento sob compressão de compósitos solo-areia-cimento-fibras de tamareira foi estudada por Taallah *et al.* (2014). As fibras foram inseridas nos teores de 0, 0.05, 0.10, 0.15 e 0.20% e nos comprimentos de 20 e 35 mm. De forma geral a incorporação de fibras não promoveu aumento da resistência à compressão, que foi da ordem de 12 MPa para os blocos produzidos com pressão de compactação de 10 MPa e estabilizados com 8% de cimento.

## 2.8.2– Tração

O comportamento dos compósitos solo-cimento-fibra sob tração direta é governado pela matriz até o surgimento da primeira fissura, e após esse evento ocorre uma redução brusca de resistência, com a transferência de carga da matriz para as fibras, propiciando tensões e deformações adicionais para o compósito. A fase pós-fissuração é caracterizada por redução gradual de carga até a ruptura final do compósito, associada ao arrancamento e/ou ruptura das fibras. No ramo pós-fissuração das curvas tensão de tração x deformação pode ocorrer a abertura de uma única fissura ou de múltiplas fissuras, dependendo de características das fibras, da matriz e da aderência fibra-matriz. Mesbah *et al.* (2004) estudaram o comportamento de blocos de terra compactados sob tração direta, reforçados com fibras de sisal (teor de 0,5%, comprimentos de 20 e 50 mm). Não foi utilizado cimento. A ruptura à tração foi induzida por entalhe prévio no corpo de prova. A matriz sem fibras apresentou ruptura frágil e brusca, com um nível de deslocamento de 0,8 mm. A adição de fibras (Figura 2.6) permitiu à matriz suportar tensões residuais da ordem de 0,10 e 0,12 MPa. Permitiu também a formação de dois picos, com maior ductilidade, seguidos de redução gradual da tensão e deformações adicionais da matriz, significando uma maior capacidade de dissipação de energia. A ruptura ocorreu por arrancamento das fibras, para ambos os comprimentos.

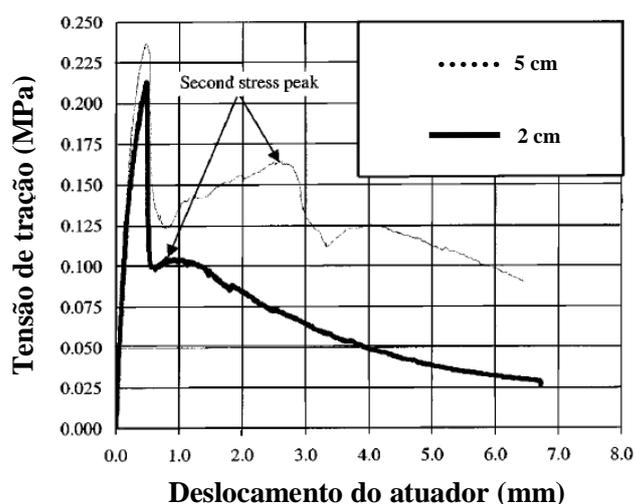


Figura 2.6 - Compósitos solo-fibra de sisal sob tração direta (Mesbah *et al.*, 2004).

Yetgin *et al.* (2008) ensaiaram à tração direta placas (16 x 4 x 2 cm) produzidas com 5 tipos de solos diferentes e reforçadas com fibras de palha de trigo (teor de 0,6%,

comprimento de 50 mm). As amostras foram compactadas e não foram estabilizadas com cimento. As curvas tensão *versus* deformação das matrizes sem reforço fibroso apresentaram maior rigidez inicial e maiores resistências de pico (0,38 a 0,75 MPa) em comparação com as curvas referentes às matrizes reforçadas (0,15 a 0,27 MPa).

Pinto (2008) realizou ensaios de tração por compressão diametral em compósitos solo-cimento-fibra, usando 6% de cimento e fibras de sisal e curauá (teores de 0,5 e 1,0%, comprimentos de 25 e 35 mm). Foram testadas matrizes argilosas e arenosas. A inserção de fibras resultou em aumento da resistência, e o aumento foi mais expressivo para as matrizes arenosas (cerca de 3 vezes). As melhores respostas foram para teor de fibra de 1% e comprimento de 35 mm, sendo obtidas para matriz argilosa com fibras de sisal e matriz arenosa com fibras de curauá.

Montardo (1999) estudou o comportamento à tração por compressão diametral de compósitos solo-cimento-fibras usando solo arenoso, teor de cimento de 3 a 7%, fibras de polipropileno (0,1 a 0,9%; 12, 24 e 36 mm de comprimento). O autor observou que a inclusão de fibras de polipropileno não provocou nenhuma alteração importante na resistência, sendo o comportamento governado pelo teor de cimento.

Li *et al.* (2014) verificaram a influência do teor de fibra, da densidade seca e do teor de umidade na resistência à tração de compósitos com matriz siltosa reforçados com fibras de polipropileno (teores de 0.00, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 %, comprimento de 12 mm). A inclusão de fibras produziu aumento da resistência à tração de até 66%, em relação às misturas não reforçadas. A resistência à tração aumentou de 275% com o aumento da densidade seca (de 1400 kg/m<sup>3</sup> para 1600 kg/m<sup>3</sup>) e diminuiu de 30% com o aumento do teor de umidade (de 14,5% para 20,5%). O aumento do teor de umidade produziu efeitos deletérios na resistência à tração em função da diminuição das forças de coesão e sucção, e do enfraquecimento da interface.

A influência do reforço fibroso no comportamento sob tração (por compressão diametral) de compósitos solo-areia-cimento-fibra de tamareira foi investigada por Taallah *et al.* (2014). Os compósitos foram produzidos com uma pressão de moldagem de 10 MPa. As fibras foram inseridas nos teores de 0.00, 0.05, 0.10, 0.15 e 0.20% e nos comprimentos de 20 e 35 mm. Os autores obtiveram redução da resistência à tração com o aumento do teor de fibra, em relação ao compósito não fibroso, cuja resistência foi de 1,6 MPa (8% de cimento). A redução da resistência à tração foi atribuída aos seguintes fatores: (i) baixa adesão fibra-matriz (resultante do efeito de descompressão das

misturas após a aplicação da pressão de moldagem), prejudicando os mecanismos de transferência de tensões na interface e (ii) aumento da porosidade da matriz em decorrência da adição de fibras.

### **2.8.3 – Flexão**

A medida da energia dissipada nos ensaios de flexão é sensível à ligação fibra-matriz e à resistência mecânica das fibras. Após a fissuração da matriz, se ocorrer manutenção ou acréscimo da força aplicada, significa que existe uma combinação ótima entre fração volumétrica e comprimento de fibra (Toledo Filho, 1997).

Mattone (2005) ensaiou à flexão placas (40 x 30 x 4 cm) de compósitos solo-cimento-fibras. Os compósitos foram produzidos com 10% de cimento, solo argiloso, fibras de sisal (teor de 1%, comprimento entre 40 e 50 mm) e fibras de polipropileno (teor de 1%, comprimento de 20 mm). Para os dois tipos de fibras usados, houve um ganho substancial na capacidade de absorção de energia (em relação à matriz cimentada sem fibras), confirmando a eficácia das fibras no comportamento à flexão. Na ruptura, os valores de carga e deformação foram respectivamente 0,46 kN e 4,8 mm para o compósito com fibras de sisal e 0,6 kN e 2,8 mm para o compósito com fibras polipropileno.

Sabe-se que um dos principais efeitos da inclusão de fibras nos compósitos solo-cimento é o aumento da ductilidade (Ghavami *et al.*, 1999, Tang *et al.* 2007). No intuito de investigar esse comportamento, Segetin *et al.* (2007) realizaram ensaios de flexão em amostras prismáticas (15 x 15 x 60 cm) de compósitos solo-cimento-fibras. Foram empregados solo areno-siltoso, teor de cimento de 10% e fibras de linho (teores de 0,6 e 0,8%, comprimentos de 70 e 85 mm). Os resultados estão apresentados na Figura 2.7, exceto a matriz sem reforço. De forma geral, após a primeira fissura, todos os compósitos responderam com aumento de tensão, indicando boa transferência de carga fibra-matriz. Segundo Toledo Filho (1997) esse comportamento resulta de uma combinação ótima de fração volumétrica e comprimento de fibra. Após a fissuração, os compósitos exibem capacidade suplementar de absorção de energia, desenvolvendo deformações adicionais, e a ruptura ocorre através do arrancamento das fibras. Concluindo, a inserção de fibras contribuiu de forma significativa para o aumento da ductilidade dos compósitos ensaiados.

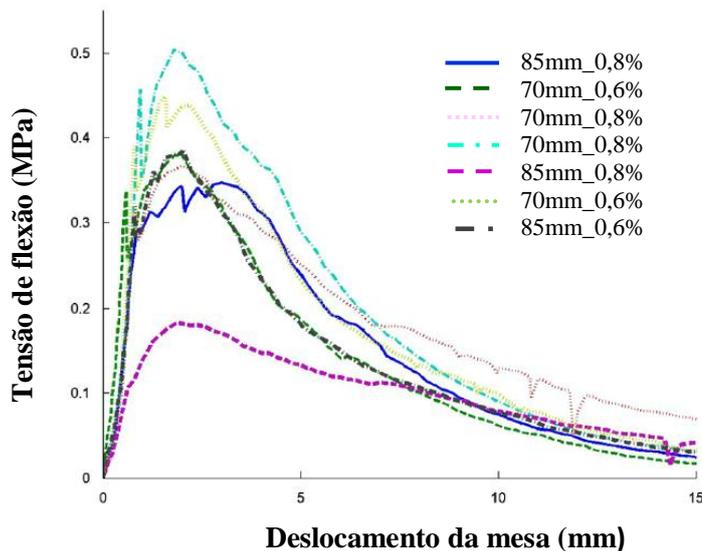


Figura 2.7 - Curvas tensão x deslocamento da mesa para compósitos com fibras de linho (adaptado de Segetin *et al.* 2007).

Bouhicha *et al.* (2005) obtiveram aumento da resistência à flexão com o aumento do teor de fibra para compósitos solo-fibra, testando 4 tipos de solos e empregando fibras de palha de cevada (teores de 1,5 a 3,5%, comprimentos de 10 a 60 mm). A ruptura das amostras sem reforço foi brusca, com formação de uma única fissura no meio do vão, enquanto que as amostras reforçadas formaram fissuras múltiplas e finas. A deflexão central foi maior para as amostras reforçadas.

Vega *et al.* (2011) obtiveram resistências à flexão da ordem de 0,54 e 0,82 MPa para teores de fibra de 33,3% e 25% (em volume), respectivamente. Foram utilizadas fibras de palha de trigo (comprimento de 50 e 100 mm) e solo argiloso, em compósitos não estabilizados com cimento. As amostras ensaiadas tinham dimensões de tijolos de adobe (12 x 25 x 10 cm) e as resistências obtidas atendem critérios estabelecidos em determinadas normas de construção com terra, como exemplo a peruana, que estabelece resistência mínima de 0,4 MPa.

Galán-Marín *et al.* (2010) ensaiaram à flexão placas de 4 x 4 x 16 cm de compósitos solo-alginato-fibras, usando solo argiloso e fibras de lã (teor de 0,25 e 0,5%). O ligante químico foi um polímero extraído de algas. O desempenho à flexão foi melhor com o menor teor de fibras, fornecendo resistência da ordem de 1,45 MPa. A adição de fibras provocou aumento no módulo de elasticidade (em relação ao material sem reforço).

Aymerich *et al.* (2012) investigaram a influência do teor e do comprimento de fibras no comportamento à flexão de compósitos solo-fibras. Foram empregadas fibras de lã nos

teores de 2 e 3% e comprimentos de 10, 20 e 30 mm. As amostras foram ensaiadas com entalhe no meio do vão. A presença de fibras não influenciou na carga de primeira fissura, porém influenciou de forma significativa na resistência de pico, na ductilidade, na capacidade de absorção de energia e na resistência residual. A contribuição das fibras foi efetiva a partir do momento em que as fissuras estavam suficientemente abertas, desencadeando então mecanismos de ganho de resistência e tenacidade (formação de “pontes” redistribuindo forças internas e arrancamento). O melhor desempenho foi obtido com fibras de 30 mm e teor de 3%.

Millogo *et al.* (2014) obtiveram aumento da resistência à flexão de até 113% para teores de fibra de 0.2, 0.4 e 0.8% e comprimentos de 30 e 60 mm, em relação às misturas não reforçadas. Os compósitos foram produzidos com matriz argilosa e fibras de *hibiscus cannabinus*. A distribuição homogênea das fibras na matriz, a boa aderência fibra-matriz e a elevada resistência à tração das fibras contribuíram para o aumento da resistência. O aumento do comprimento de 30 para 60 mm não produziu mudanças significativas na resistência para os teores de 0.4% e 0.8%, porém resultou em acentuado aumento para o teor de 0,2%, significando que a influência do comprimento de embebedimento é mais relevante para menores teores de fibra.

#### **2.8.4 – Compressão Triaxial**

Consoli *et al.* (2009) realizaram ensaios triaxiais drenados empregando uma areia fina uniforme reforçada com fibras de polipropileno (teor de 0,5%, comprimento de 24 mm) e estabilizada com cimento (teores de 1, 4, 7 e 10%). Foram adotadas tensões confinantes de 20, 60 e 100 kPa. Com o objetivo de entender melhor a contribuição individual do cimento e das fibras, os autores obtiveram curvas tensão desviadora x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial para o solo, para o solo cimentado e para o solo cimentado e reforçado com fibras. Os resultados obtidos indicaram que a adição de cimento provocou um aumento da rigidez, da resistência de pico e da característica frágil dos compósitos. A adição de fibras à matriz cimentada provocou as seguintes mudanças (para todos os níveis de tensão confinante adotados):

- . mudou significativamente o comportamento dilatante da areia;
- . alterou o comportamento global do compósito de frágil para dúctil;
- . aumentou a resistência de pico (para teor de cimento até 5%) e a resistência última (mais evidente para maiores teores de cimento);

- . diminuiu a rigidez do compósito;
- . a eficácia do reforço fibroso aumentou com a diminuição do teor de cimento. A resistência à tração da fibra só é mobilizada depois que o solo se deforma ao seu redor. A quantidade de resistência mobilizada depende da magnitude da deformação do solo e da rigidez da fibra. Quanto menos rígida a matriz (menor teor de cimento) maior o efeito de mobilização de resistência à tração da fibra e maior a sua contribuição no aumento da tensão desviadora de ruptura;
- . o intercepto de coesão é bastante afetado pela adição de fibras, aumentando até certo teor de cimento (4%) e em seguida reduzindo (teores mais elevados).

Os autores ressaltaram que as conclusões obtidas são válidas somente para as variáveis adotadas na pesquisa (tipo de solo, tipo e teor de fibra, tipo e teor de cimento), não podendo ser generalizadas.

Prabakar e Sridhar (2002) estudaram a influência do teor e do comprimento de fibras de sisal no comportamento de compósitos solo-fibra sob compressão triaxial. Foram empregadas fibras com teores de 0,25; 0,5; 0,75 e 1% e comprimentos de 10, 15, 20 e 25 mm. Os ensaios foram do tipo não drenados, com tensões confinantes de 69, 138 e 207 kPa. A resistência ao cisalhamento aumentou com o aumento da tensão confinante. Os valores ótimos de teor e comprimento de fibra foram 0,75% e 20 mm, respectivamente. A inclusão de fibras produziu aumentos significativos na resistência ao cisalhamento (de até 3 vezes) e na coesão (de até 3,7 vezes), em relação ao solo sem reforço. O ângulo de atrito não foi influenciado de forma relevante pela adição de fibras. Ahmad *et al.* (2010) conduziram uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados em compósitos solo-fibra, com a finalidade de estudar a influência da inserção de fibras de palmeira (teores de 0,25 e 0,50%, comprimentos de 15, 30 e 45 mm) na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso. Os autores estudaram também a influência do recobrimento das fibras com um termoplástico (estireno butadieno acrílico). A adição de fibras aumentou de forma relevante a resistência de pico e a deformação de ruptura dos compósitos, até o comprimento de 30 mm. As fibras reduziram a dilatância do solo e aumentaram a geração de poropressões. O tratamento das fibras aumentou a resistência e a rigidez das mesmas, limitando as deformações do compósito e aumentando a resistência ao cisalhamento (em relação às fibras não tratadas). A coesão aumentou com o aumento do teor e do comprimento das fibras (tratadas e não tratadas).

Montardo (1999) estudou o comportamento sob compressão triaxial drenada de uma areia uniforme cimentada (3 a 7% de cimento) e reforçada com fibras de polipropileno

(teores de 0,1 a 0,9%, comprimentos de 12, 24 e 36 mm). Foram adotadas tensões confinantes de 20, 60 e 100 kPa. A inserção de fibras nos compósitos diminuiu a rigidez inicial e a resistência de pico, mudou o modo de ruptura (frágil para dúctil) e aumentou a resistência última e a capacidade de absorção de energia. Em relação à deformabilidade, houve aumento da deformação axial de ruptura. O comportamento dilatante acentuado da matriz cimentada foi suavizado com a inserção de fibras.

Vendruscolo (2003) avaliou a adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado (teor de 7%) através de ensaios triaxiais drenados. O solo arenoso foi reforçado com fibras em teores de 0; 0,25; 0,5 e 1,0% e comprimentos de 12, 24 e 36 mm. De forma geral, a adição de fibras diminuiu a rigidez inicial e melhorou a tenacidade, a ductilidade e a resistência última. A adição de fibras aumentou também a deformação axial e volumétrica na ruptura.

Feuerharmel (2000) investigou o comportamento de três tipos de solos cimentados e reforçados com fibras de polipropileno sob compressão triaxial drenada. Foram adotados teor de cimento de 7%, teor de fibra de 0,5% e comprimentos de fibra de 12 e 36 mm. Os solos eram argilosos, areno-siltosos e arenosos. A incorporação de fibras resultou em queda do módulo de elasticidade secante (para 0,1% de deformação axial), mudou a ruptura de frágil para dúctil, reduziu a queda de tensão pós-pico e aumentou a coesão e o ângulo de atrito últimos. A dilatância foi reduzida para o solo argiloso e aumentada para o solo arenoso.

Specht (2000) estudou a influência de dois tipos de fibras poliméricas no comportamento (compressão triaxial) de matrizes de solo-cimento: (i) na forma de filamento e (ii) na forma fibrilada. A forma de filamento foi mais efetiva na otimização das propriedades pós-ruptura dos compósitos (tenacidade e ductilidade). A forma fibrilada foi mais efetiva no aumento da resistência de pico e na redução da deformabilidade. A forma de filamento produziu uma mudança no modo de ruptura dos compósitos, de frágil para dúctil (em relação aos compósitos não fibrosos), porém essa mudança não foi observada para o reforço com a forma fibrilada.

## **2.9 - CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

Os carregamentos dinâmicos são aqueles que impõem velocidades de deformação superiores a  $10^{-3} \text{ s}^{-1}$ , e incluem terremotos, cargas dinâmicas e cargas de explosão (Bischoff e Perry, 1991).

O desempenho de materiais à base de terra sob cargas sísmicas é ruim, porque esses materiais apresentam baixa resistência à tração e baixa capacidade de absorção de energia (Islam e Iwashita, 2010).

De acordo com Eko *et al.* (2012), durante um abalo sísmico a alvenaria fica submetida a tensões cisalhantes diagonais que provocam fissuração e reduzem sua resistência a cargas laterais, fora do plano da parede, resultando em colapso da mesma. Do ponto de vista da mecânica das estruturas, para superar essa vulnerabilidade, é necessário aumentar a resistência à flexão, ao cisalhamento, a ductilidade pós-fissuração, a tenacidade e a resistência a esforços repetitivos. No caso dos adobes, esses requisitos podem ser alcançados através da estabilização química associada à estabilização com fibras (Binici *et al.*, 2005; Islam e Iwashita, 2010; Eko *et al.*, 2012), dentre outras técnicas. Turanli e Saritas (2011) otimizaram o desempenho do sistema argamassa-adobe reforçando o adobe com palhas ou cinza volante, e introduzindo uma malha de fibra de vidro nas juntas horizontais.

Pesquisas e aplicações práticas indicam que a resistência a terremotos dos adobes pode ser melhorada de duas formas (Islam e Iwashita, 2010):

- . aumentando a estabilidade estrutural de toda a edificação, através da inserção de elementos de reforço (Blondet *et al.*, 2011);
- . otimizando as propriedades dos tijolos, da argamassa de assentamento e da ligação argamassa-adobe.

Bui *et al.* (2011), com o objetivo de caracterizar o comportamento dinâmico de paredes monolíticas de terra compactada, fizeram medições “in situ” em quatro edificações existentes na França. Os autores também confrontaram os parâmetros obtidos com os previstos em norma (Eurocode 8) para materiais convencionais. Os resultados foram próximos dos estabelecidos na norma, e o modelo usado para analisar o comportamento das estruturas pode ser uma referência para estimar o risco sísmico de edificações existentes ou para o projeto de novas edificações.

Gomes *et al.* (2011) fizeram um estudo paramétrico com paredes monolíticas de terra compactada, considerando 5 diferentes soluções de reforço, implementadas em edificações-protótipos. Os reforços abrangeram a inserção de elementos tais como pedras, cabos de aço e concreto em regiões críticas da estrutura. Os resultados demonstraram que a técnica de reforço mais efetiva foi a inserção de colunas de concreto nas interseções de paredes e viga no topo, entretanto a presença desse reforço não excluiu a possibilidade de danos. Para minimizar os danos, é conveniente a

estabilização dos painéis de terra compactada com cimento. Concluindo, os autores ressaltaram que a construção com terra é viável em regiões de elevado risco sísmico, desde que cuidados especiais de reforço sejam adotados na etapa de projeto.

## **2.10 – INTERFACE FIBRA-MATRIZ**

Define-se como zona de transição a região da pasta próxima à fibra, com espessura de 10 a 100  $\mu\text{m}$ , e que apresenta características diferenciadas em relação ao restante da matriz (Savastano Jr. *et al.*, 1994). A zona de transição, principalmente para compósitos reforçados com fibras vegetais, é caracterizada por elevada porosidade, presença de grandes cristais de hidróxido de cálcio e microfissuras, podendo essas características variarem em função da umidade, da temperatura e da idade do compósito (Savastano Jr. e Agopyan, 1999).

A zona de transição é a fase mais fraca dentre as demais fases constituintes do compósito (matriz e agregado), e exerce uma influência significativa no desempenho mecânico do compósito. A relação água/cimento do compósito influencia a espessura da zona de transição e/ou a concentração de CH nessa região (Savastano Jr. e Agopyan, 1999). A formação da zona de transição depende de características intrínsecas das fibras vegetais tais como absorção de água, morfologia, rugosidade, dentre outras.

De acordo com Ghavami *et al.* (1999), os principais fatores que controlam a aderência fibra-solo em uma matriz não cimentada, são:

- . propriedades coesivas do solo;
- . forças de atrito compressivas que surgem na superfície da fibra devido à retração do solo;
- . resistência ao cisalhamento do solo, devida à forma da superfície e rugosidade das fibras.

Ainda segundo esses autores, alterações dimensionais das fibras naturais devido a variações de umidade e/ou temperatura influenciam nos fatores controladores da aderência fibra-matriz mencionados anteriormente. Durante o processo de mistura as fibras absorvem água e expandem. No final da secagem, as fibras, após perderem água, retornam para posições próximas das originais, gerando vazios ao seu redor (decoação), o que prejudica a aderência fibra-matriz (Toledo Filho, 1997-a e Ghavami *et al.*, 1999). A decoação associada à retração das fibras pode reduzir a ductilidade e a tenacidade dos compósitos.

A aderência fibra-matriz pode ser melhorada através de limpeza superficial das fibras, proteção com impermeabilizantes e aumento da rugosidade, dentre outros.

Toledo Filho (1997-a), Silva (2009) e Melo Filho (2012) submeteram as fibras de sisal a processos de lavagem em água quente visando a remoção de gorduras, graxas e resinas. Segetin *et al.* (2007) aplicaram uma pintura de recobrimento em fibras de linho. Esses autores constataram que, após o tratamento, as fibras ficavam mais rígidas, e isso facilitou o processo de mistura em betoneira. Entretanto, em ensaios de flexão, as fibras sofreram arrancamento, e os benefícios do tratamento foram considerados não expressivos pelos autores.

De acordo com Tang *et al.* (2007), a adição de cimento ao solo promove uma aglutinação dos seus grãos e torna a matriz mais compacta, resultando em aumento das tensões normais atuantes na fibra e da área de contato efetiva. O atrito entre a fibra e a matriz é, então, maximizado. A resistência desenvolvida na interface é maior, em comparação com o solo não cimentado. Os cristais de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) formam redes rígidas envolvendo as fibras e impedindo movimentos relativos entre fibra e solo, potencializando os benefícios da inclusão de fibras. As fibras funcionam como as raízes das plantas, distribuindo as tensões dentro da matriz e inibindo a propagação de fissuras. Conclui-se então que os efeitos combinados da adição de cimento e fibras aumentam a eficiência da transferência de carga da matriz para a fibra.

O ensaio mecânico que avalia as propriedades da interface é o ensaio de arrancamento. Não foram encontrados estudos experimentais envolvendo ensaios de arrancamento em compósitos solo-cimento-fibras vegetais. Entretanto alguns autores estudaram o processo de arrancamento de fibras sintéticas em matrizes solo-cimento.

Tang *et al.* (2010) estudaram a influência do teor de cimento (0, 3 e 6%) em ensaios de arrancamento utilizando amostras de solo compactado (31% argila, 67% de silte) e fibras de polipropileno. Os resultados obtidos (Figura 2.8) na idade de 28 dias mostram que a configuração das curvas é semelhante, entretanto o aumento do teor de cimento aumentou de forma significativa as resistências de pico e residual. Para a amostra com 6% de cimento, a carga necessária ao arrancamento foi de 0,24 N, cerca do dobro necessário para o arrancamento da amostra não cimentada. Após a carga de pico ter sido alcançada, ocorreu uma queda brusca até um certo valor, que permaneceu constante, correspondendo ao estágio em que a fibra descolada foi arrancada de dentro da matriz.

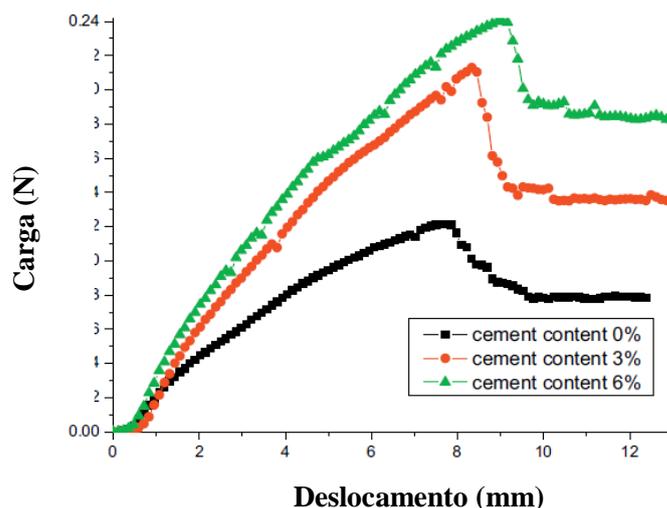


Figura 2.8 - Curvas carga x deslocamento para amostras com diferentes teores de cimento, Tang *et al.* (2010).

Fidelis (2012) estudou a influência da impregnação de tecidos de juta com polímero no comportamento à tração de compósitos cimentícios reforçados com 5 camadas de tecido. O polímero usado foi o estireno-butadieno, e o tratamento consistiu na imersão do tecido durante 50 minutos seguido de secagem (34°C, 24 horas). Nos ensaios de tração, obtiveram-se aumentos significativos de resistência, capacidade de deformação e tenacidade, além da formação de um maior número de fissuras com menores aberturas e menores espaçamentos. Esse comportamento evidenciou uma melhora na adesão fibra-matriz induzida pelo tratamento.

Ferreira (2012) investigou a influência da hornificação na aderência fibra-matriz através de ensaios de arrancamento, utilizando matriz cimentícia autoadensável e fibras de sisal (25 e 50 mm de comprimento). O tratamento otimizou a aderência na interface, tendo sido constatado aumento da resistência ao arrancamento, tanto na fase adesional quanto na fase friccional, em relação às amostras com fibras não tratadas. Ensaio de flexão e tração comprovaram o êxito do tratamento, com ganho de tenacidade (flexão), de ductilidade (tração), e formação de múltiplas fissuras (tração e flexão), em relação às amostras com fibras não tratadas.

## 2.11 – DURABILIDADE

Topçu e Ugurlu (2003) explicam que enquanto a fração argila tem efeitos deletérios sobre as misturas cimentícias, por enfraquecer a ligação pasta-agregado e aumentar a

demanda de água do sistema, a fração silte, em pequenas quantidades (7 a 10%), atua como “filler”, e contribui para a melhoria de propriedades mecânicas e de durabilidade. Heathcote (1995) fez uma ampla revisão sobre os métodos disponíveis para predição da durabilidade e submeteu cerca de 300 blocos de terra compactados e estabilizados a ensaios de compressão nas condições seca e saturada, assim como a ensaios de jateamento de água. O autor observou que os blocos produzidos com solos contendo maior quantidade de silte tiveram um desempenho inferior em relação à durabilidade. A partir dos resultados obtidos, foi proposto um critério de durabilidade baseado na razão de resistência saturada/seca. Valores entre 0,33 e 0,50 podem ser considerados convenientes para avaliação da durabilidade dos tijolos de solo-cimento.

Walker (1995) investigou o desempenho quanto à durabilidade de cerca de 1500 blocos de terra compactados, com teores de argila variando em um amplo espectro e teores de cimento de 5, 7 e 10%. O autor concluiu que os critérios da ASTM D559 (1989) (perda de massa total não superior a 10%) são geralmente atendidos para teor de cimento de 10% e solos com índice de plasticidade menor que 25%. Essa conclusão, associada ao fato de que a ASTM D559 (1989) estabelece critérios muito severos para aplicações na área de materiais de construção (Houben e Guillaud, 1984) faz com que a conveniência de um solo para estabilização com cimento seja mais provável de ser determinada por considerações de resistência e retração do que de durabilidade.

Walker e Stace (1997) correlacionaram a perda de massa de blocos de terra comprimida (ASTM D559, 1989) com o teor de argila, obtendo aumento da perda de massa com o aumento da fração argila, para teores de cimento iguais a 5 e 10%.

Hakimi *et al.*, 1998, integrantes do Comitê Técnico 164 - EBM da RILEM, foram encarregados de propor um método para caracterização da durabilidade de blocos de terra (comprimidos e estabilizados). Para tal, investigaram a variação da resistência à compressão com 3 parâmetros: tempo de imersão, tempo de secagem e nº de ciclos (molhagem e secagem). O referido método estabeleceu tempo de imersão igual a 25 minutos, tempo de secagem igual a 36 horas e número de ciclos igual a 6, mantendo-se constante a temperatura de secagem (70°C) e a umidade relativa (40%).

Walker (2004) avaliou a resistência à erosão de blocos de terra comprimida estabilizados com 10% de cimento através de ensaios acelerados usando as metodologias estabelecidas nas normas ASTM D559 (1989) (ciclos de molhagem e secagem) e Walker e Standards Australia (2002) (jateamento de água pressurizada). Os resultados obtidos foram inferiores a 10% para perda de massa e 1 mm/min para taxa de

erosão, demonstrando um bom desempenho do material. O autor também estabeleceu correlações entre resistência à compressão não confinada e porcentagem de perda de massa, tendo concluído que a resistência à erosão aumenta com o aumento da resistência à compressão.

Mattone (2005) verificou a influência de fibras de sisal e polipropileno no comportamento de compósitos solo-cimento-fibra quanto à absorção de água pelo método de Karsten (1983) e quanto à abrasão. Os compósitos com fibras de sisal apresentaram maiores valores de absorção em relação aos compósitos com fibras de polipropileno. A matriz sem fibras teve menor absorção de água que a matriz reforçada, evidenciando que a incorporação de fibras aumentou a porosidade do compósito. No comportamento à abrasão, os resultados de perda de massa obtidos após lixamento da superfície das amostras foram semelhantes, significando que a presença de fibras não influenciou muito nesse parâmetro.

O aumento do teor de cimento melhora o desempenho em relação à durabilidade porque propicia uma microestrutura mais compacta, conseqüentemente mais resistente à ação de agentes agressivos. Venkatarama Reddy e Gupta (2005) observaram a superfície de blocos de terra comprimidos através de imagens de microscopia eletrônica de varredura. O tamanho dos poros diminuiu significativamente quando o teor de cimento aumentou de 6 para 12%, assim como a taxa inicial de absorção de água.

Venkatarama Reddy *et al.* (2007) concluíram que para blocos de terra comprimida existe um teor de argila ótimo, em torno de 16%, que fornece as melhores respostas do material em relação à resistência e à durabilidade.

Bui *et al.* (2009) construíram vários painéis monolíticos de terra compactada, sem reforço fibroso, estabilizados e não estabilizados, e submeteram esses painéis a 20 anos de intemperismo natural, em clima continental úmido (europa ocidental). Nenhum dos protótipos sofreu colapso. A profundidade de erosão nas faces das paredes, avaliada por técnica de estereofotogrametria, foi cerca de 2 mm (painéis estabilizados) e cerca de 6,4 mm (painéis não estabilizados). A medição de erosão “in situ” permitiu extrapolar uma vida útil maior que 60 anos para as alvenarias não estabilizadas e não revestidas, significando um bom desempenho quanto à durabilidade. Os resultados são confirmados por construções desse tipo no sudeste da França, habitadas até os dias atuais e com idade de cerca de 150 anos (Bui *et al.*, 2009).

Os ensaios acelerados executados em laboratório para avaliação da durabilidade dos compósitos solo-cimento nem sempre conseguem simular com eficiência as condições

de degradação existentes “in situ”, envolvendo ações combinadas de agentes de intemperismo tais como chuva, sol, temperatura, vento e umidade (Houben e Guillaud, 1994; Heathcote, 1995; Ogunye e Boussabaine, 2002; Guettala *et al.*, 2006). A investigação da influência das chuvas reais na degradação dos materiais requer um período de tempo muito longo e não permite controle dos parâmetros. Em função dessas limitações, alguns pesquisadores desenvolveram outros métodos para avaliação da durabilidade. Ogunye e Boussabaine (2002) projetaram um equipamento para simulação de chuvas capaz de propiciar controle dos parâmetros, agilidade na pesquisa e confiabilidade na extrapolação dos dados para as condições reais. Hall (2007) criou uma câmara de simulação climática para ensaiar paredes monolíticas de terra compactada em tamanho real, capaz de avaliar o desempenho em relação à erosão, ao ingresso de umidade e ao risco de ocorrência de condensação intersticial.

Guettala *et al.* (2006) compararam o desempenho em laboratório com o desempenho “in situ” de tijolos de terra comprimida estabilizados com diferentes compostos (cimento, cal, cimento e cal, cimento e resina) e sem revestimento. Os ensaios de laboratório abrangeram absorção de água, ciclos de molhagem e secagem, jateamento de água e razão de resistência saturada/seca (compressão não confinada). Os blocos submetidos ao intemperismo natural não apresentaram sinais de degradação após 4 anos de exposição, demonstrando que para as condições climáticas específicas do estudo, os ensaios de laboratório foram muito severos e não representativos.

Ashour e Wu (2010) verificaram a influência de fibras vegetais na resistência à erosão de argamassas de solo-areia, produzidas com solos coesivos e solos arenosos. Placas de 30 x 30 x 5 cm foram submetidas à erosão, inclinadas de 30° em relação à horizontal. As amostras sem reforço apresentaram as maiores taxas de erosão (12 cm/h) e os menores tempos de colapso (cerca de 30 minutos). A taxa de erosão diminuiu com o aumento do teor de fibra. A presença de fibras aumentou o intertravamento das partículas de solo e areia, distribuindo os impactos da água incidente de maneira mais uniforme e evitando a formação de erosão pontual.

Millogo *et al.* (2014) avaliaram a influência do reforço fibroso (teores de 0.0, 0.2, 0.4 e 0.8%; comprimentos de 30 e 60 mm) em relação ao comportamento de abrasão e de erosão de matrizes de solo argiloso reforçadas com fibras de *hibiscus cannabinus*. O teor de 0,4% de fibras foi mais eficiente na redução da abrasão e da erosão, e o menor comprimento proporcionou maior redução, por estar associado a melhor dispersão na matriz e melhor aderência.

Taallah *et al.* (2014) estudaram os comportamentos de absorção (de água por imersão) e expansão (por imersão em água) para compósitos solo-areia-cimento-fibra de tamareira. Os compósitos foram reforçados com 0, 0.05, 0.10, 0.15 e 0.20% de fibras nos comprimentos de 20 e 35 mm. O aumento do teor de cimento (5, 6.5 e 8%) produziu redução nos valores de absorção e nos valores de expansão. O aumento do teor de fibra produziu aumento nos valores de absorção e nos valores de expansão. Os valores de absorção variaram de 9,2 a 11,2% e os valores de expansão variaram de 0,18 a 0,53% para todos os compósitos. Ressalta-se que todos os compósitos foram produzidos com uma pressão de compactação de 10 MPa, o que contribui para a redução da porosidade. Segundo Taallah *et al.* (2014) a elevada capacidade de absorção dos compósitos está relacionada com a natureza hidrofílica e higroscópica das fibras vegetais. O comportamento hidrofílico está relacionado com uma grande quantidade de grupos OH (sítios reativos) na composição química das moléculas de celulose.

Subramaniaprasad *et al.* (2014) investigaram a influência do teor de cimento, da pressão de moldagem, do teor e do comprimento de fibra no comportamento de absorção capilar de compósitos de solo estabilizado com cimento e reforçado com fibras plásticas (teores de 0,1 e 0,2%, comprimentos de 10 e 20 mm). A absorção capilar variou de 0,984 a 0,304 mm.min<sup>0.5</sup> para as diferentes combinações de estabilizante e fibras. A utilização de pressão de moldagem e a estabilização química contribuíram para a redução da absorção capilar das misturas, entretanto a incorporação de fibras produziu aumento desse parâmetro.

Compósitos estabilizados por ativação alcalina de cinza volante e com matriz constituída por solo residual de granito foram submetidos ao ensaio de spray na idade de 28 dias por Silva *et al.* (2013). Os resultados mostraram que os referidos compósitos não apresentaram nenhum tipo de erosão após 1 hora do início do ensaio (índice de erodibilidade igual a 1) e as amostras não estabilizadas apresentaram elevado nível de erosão após 4 minutos do início do ensaio (índice de erodibilidade igual a 5).

Quando um compósito cimentício é reforçado com fibras vegetais pode ocorrer perda de resistência e tenacidade das fibras ao longo do tempo, em função de efeitos combinados de ataque alcalino, mineralização e variações volumétricas das fibras. (Toledo Filho, 1997; Toledo Filho *et al.*, 2003; Lima, 2004; Agopyan *et al.*, 2005; Silva, 2009; Melo Filho, 2012). A extensão do ataque alcalino depende do tipo de fibra, da composição e porosidade da matriz e das condições ambientais (Toledo Filho *et al.*, 2000).

Quando submetidas a variações de umidade, matriz e fibras sofrem expansões e retrações, porém as alterações volumétricas das fibras têm maior magnitude, em função da maior capacidade de absorção de água. Em ciclos de molhagem e secagem, a fibra absorve água e expande, em seguida seca, retrai e volta para a posição anterior à expansão, porém fica um vazio à sua volta, prejudicando sua aderência com a matriz (Agopyan *et al.*, 2005; Ghavami *et al.*, 1999).

A mineralização das fibras é provocada pela migração dos produtos hidratados, principalmente hidróxido de cálcio, para o lúmen, paredes e vazios das fibrocélulas (Toledo Filho *et al.*, 2000).

As fibras podem sofrer também outros tipos de danos físicos e mecânicos provocados pela matriz tais como fadiga (por expansão e contração da matriz), atrito superficial (por contato fibra-matriz) e pressões (por endurecimento da matriz). Os métodos de extração também agredem significativamente as fibras (Canovas *et al.*, 1992).

Existem várias técnicas que podem ser empregadas de forma isolada ou conjunta para minimizar a degradação das fibras e melhorar a aderência fibra-matriz, otimizando a durabilidade:

- . consumo do hidróxido de cálcio por reações pozolânicas (Lima, 2004; Silva, 2009; Melo Filho, 2012);
- . utilização de ligantes não alcalinos tipo escória de alto forno, gesso, dentre outros (Savastano Júnior, 2000);
- . carbonatação acelerada da matriz (Toledo Filho *et al.*, 2003);
- . adição de compostos orgânicos ácidos capazes de reduzir o pH dos poros (Canovas *et al.*, 1992);
- . tratamentos da fibra por impregnação (Canovas *et al.*, 1992);
- . selagem dos poros da matriz com produtos hidrofóbicos, com redução da porosidade e da absorção de água (Canovas *et al.*, 1992)
- . tratamento alcalino da fibra visando diminuição da absorção de água e melhoria da aderência mecânica e química na interface (Bisanda, 2000).

Toledo Filho *et al.* (2000) submeteram compósitos cimentícios a envelhecimento em ambiente natural e constataram redução de tenacidade após 6 meses de exposição. Resultados semelhantes foram obtidos em ensaios acelerados de envelhecimento, através de ciclos de molhagem e secagem. A durabilidade das fibras também foi investigada, fazendo a imersão das fibras em água e em soluções químicas por um período de até 420 dias. Após dez meses de imersão em solução de hidróxido de cálcio,

as fibras perderam completamente a flexibilidade e a resistência. As fibras imersas em água também perderam resistência com o tempo, possivelmente devido à ação de microorganismos. Todos os resultados confirmaram a vulnerabilidade das fibras vegetais em relação ao ambiente alcalino e à presença de umidade.

Silva (2009) desenvolveu compósitos cimentícios reforçados com fibras longas de sisal e adotou uma matriz livre de hidróxido de cálcio para assegurar um melhor desempenho quanto à durabilidade. O hidróxido de cálcio da matriz foi consumido através de reações pozolânicas promovidas pela substituição de 50% do cimento por argilas calcinadas. Os ensaios de envelhecimento acelerado compreenderam 25, 50, 75 e 100 ciclos de molhagem e secagem, sendo cada ciclo constituído por 1 dia de imersão e 2 dias de secagem. Ensaios de flexão realizados antes e após o envelhecimento acelerado evidenciaram a degradação dos compósitos. As amostras não envelhecidas apresentaram múltipla fissuração sob flexão enquanto que as envelhecidas formaram uma única fissura. A observação da superfície de fratura também revelou mudanças no comprimento de arrancamento das fibras, que diminuiu de forma significativa, em relação ao comprimento de arrancamento do compósito de referência.

Santiago (2011) realizou um tratamento de impregnação em fibras de sisal e curauá utilizando soluções de poliestireno expandido (EPS) e cimento asfáltico de petróleo (CAP). Para testar a eficiência da impermeabilização foram realizados ensaios microbiológicos de avaliação da atividade celulolítica utilizando um fungo padrão (*Trichoderma viride* QM 9414). Os resultados demonstraram que as fibras não tratadas foram atacadas pelo fungo padrão, enquanto as tratadas não sofreram nenhum tipo de ataque. Micrografias das superfícies das fibras revelaram o total recobrimento pelos impermeabilizantes, evidenciando a eficiência do tratamento.

## **2.12 - DEFORMAÇÕES DIFERIDAS NO TEMPO EM SISTEMAS SOLO-CIMENTO**

A pasta hidratada dos compósitos cimentícios retém uma grande quantidade de água. Quando o material é exposto a ambientes com umidade relativa inferior à sua, sofrerá retração por secagem, e quando fica mantido por um longo período de tempo sob tensão constante, poderá desenvolver aumento gradual de deformação com o tempo, fenômeno denominado de fluência. Ambos os fenômenos (retração por secagem e fluência) estão relacionados principalmente com a remoção da água adsorvida.

A água existente na pasta hidratada pode existir de várias formas, conforme Mehta e Monteiro (2008):

- . água livre: presente nos macroporos (maiores que 50 nm) da pasta;
- . água capilar: ocorre nos microporos (menores que 50 nm), ficando submetida a forças de tensão superficial, tanto maiores quanto menores forem os diâmetros dos poros;
- . água adsorvida: é aquela que se encontra próxima às superfícies dos sólidos, sob a influência de forças de atração exercidas por essas superfícies;
- . água interlamelar e água quimicamente combinada: fazem parte da estrutura dos produtos de hidratação e são removidas apenas através de técnicas específicas.

A remoção dos diversos tipos de água causa retração do sistema cimentício, exceto a água livre (Mehta e Monteiro, 2008).

Além dos sólidos e da água, a pasta hidratada contém diversos tipos de vazios, que exercem influência sobre as propriedades do material. Os poros de dimensões menores que 50 nm (microporos) e a forma de distribuição desses poros são fatores controladores na retração por secagem e na fluência. A distribuição dos tamanhos dos poros é afetada pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação do cimento (Mehta e Monteiro, 2008).

Quando a retração por secagem é restringida, tensões de tração são induzidas no material, e caso ultrapassem sua resistência à tração, provocarão fissuração. As fissuras aumentam a permeabilidade do compósito, comprometendo a sua durabilidade. Por esse motivo, a retração deve ser investigada e controlada, exigindo atenção especial nas etapas de seleção de materiais e dosagem. A retração pode ser reduzida através da adição de areia, adição de fibras, aumento do teor de cimento (Pkla *et al.*, 2003) ou por substituição parcial do cimento por cinza volante (George, 2002).

Os compósitos solo-cimento sofrem retração durante a secagem, e a magnitude dessa retração depende de vários fatores tais como relação água/cimento, teor de cimento, tipo e granulometria da areia, teor de argila, condições de cura, grau de compactação, dentre outros. A taxa de retração por secagem diminui com o tempo (Venkatarama Reddy e Gupta, 2005 e ACI, 2009).

Venkatarama Reddy e Gupta (2005) avaliaram a retração por secagem de argamassas solo-cimento, variando os teores de argila e cimento, tendo chegado às seguintes conclusões, para uma dada consistência e um dado teor de cimento: (i) a evolução da retração é rápida nos primeiros 4 dias, e mais gradual nas idades subsequentes, tendendo à estabilização aos 25 dias; (ii) a retração aumenta com o teor de argila, e a correlação

desses dois parâmetros é linear. Variando o teor de cimento e mantendo constante a consistência, a retração diminui com o aumento do teor de cimento. Para argamassa com 15% de cimento, teor de argila igual a 8% e índice de consistência igual a 100%, a retração obtida foi de 0,32% aos 25 dias.

Walker e Stace (1997) mostraram que blocos de terra comprimida (10% de cimento) apresentaram retração variando de 0,03% a 0,12%, para teores de argila entre 9% e 40%. Os autores propuseram a limitação do teor de argila (25 ou 35%, dependendo do teor de cimento) para que as exigências normativas sejam atendidas (Fitzmaurice, 1958 e AS 2733, 1984).

Bahar *et al.* (2004) observaram que a estabilização química (adição de cimento) associada à estabilização física (adição de areia) forneceu bons resultados em relação à retração por secagem. Os autores obtiveram retração de 0,74 mm aos 25 dias para blocos de terra comprimida contendo 15% de cimento e 5% de areia.

Kouaku e Morel (2009) mostraram que para tijolos de adobe não estabilizados com cimento o teor de umidade de moldagem influencia o tamanho dos poros que surgem durante a secagem. Para teor de umidade de 16,5% predominam os microporos, enquanto que o teor de 21% induz à formação de macroporos.

Walker (1995) estudou a retração por secagem em blocos de terra comprimida para 3 teores de cimento (5; 6,7 e 10%) e uma ampla faixa de variação de teores de argila. Considerando os resultados obtidos e os valores máximos definidos em normas (BS 6073, 1981 e AS 2733, 1984), o autor concluiu que os solos mais convenientes para produção de blocos deveriam apresentar índice de plasticidade entre 5 e 15%. Outra conclusão obtida foi que a retração seria governada predominantemente pelo teor de argila, ao invés do teor de cimento.

O ACI (2009) explica que todas as misturas solo-cimento sofrem retração e fissuração durante a secagem. Matrizes argilosas sofrem maior retração e desenvolvem fissuras com menor abertura e espaçamento, comparadas com as matrizes arenosas.

De acordo com Ghavami *et al.* (1999), em compósitos solo-fibra não estabilizados com cimento, um dos principais objetivos da adição de fibras é reduzir a fissuração associada à retração por secagem. A eficiência das fibras na redução da fissuração vai depender: (i) das propriedades coesivas do solo; (ii) das forças compressivas induzidas pela retração e (iii) da resistência ao cisalhamento do solo. Ainda segundo esses autores, as alterações volumétricas das fibras durante a secagem dão origem a vazios em volta das mesmas (decoação), comprometendo a qualidade da interface fibra-matriz.

Salgado (2010) mostrou que a retração linear de argamassas solo-areia é influenciada pela natureza do argilomineral e pela atividade da fração argila, quantificada pelo método do azul de metileno. Argamassas contendo caulinita (azul de metileno igual a 2,5) apresentaram maiores retrações lineares em relação às que continham illita (azul de metileno igual a 1,4). A inserção de fibras de sisal e cânhamo contribuiu para a redução da retração, para todos os teores de argila testados (6; 9; 12 e 17,5%).

Yetgin *et al.* (2008) produziram tijolos de adobe reforçados com fibras de palha de trigo (50 mm de comprimento). Foram empregados vários teores de fibra e várias composições de solo. Para amostras com teores elevados de argila (33%), não se conseguiu reduzir a taxa de retração para valores adequados, mesmo com o emprego de alto teor de fibra (3,2%). Quando as taxas de retração foram superiores a 10%, as superfícies dos adobes apresentaram empenamentos. Concluindo, os autores propuseram limitar o teor de argila para valores entre 13 e 17%.

Bouhicha *et al.* (2005) verificaram a influência, em relação à retração, do teor e do comprimento de fibras de palha (compósitos não cimentados). Foram empregadas 2 matrizes arenosas e 2 matrizes argilosas, e fibras com teores variando de 0 a 3,5% e comprimentos de 10 a 60 mm. A retração diminuiu com o aumento do teor de fibras, e a mesma tendência foi observada em relação ao comprimento. As fibras contribuíram para esse comportamento porque elas se opõem às deformações de contração da matriz durante a secagem, e maiores teores e comprimentos, dentro de certos limites, tornam esse mecanismo mais eficiente, por melhorar a aderência fibra-matriz. O efeito da adição de fibras foi mais pronunciado nas matrizes arenosas.

A ABCP (1998), com o objetivo de detectar a presença de argilominerais expansivos na composição do solo, causadores de retração e fissuração excessivos e deletérios, propôs um ensaio de execução bastante simples. Uma caixa de dimensões 60 x 8,5 x 3,5 cm é preenchida com a mistura solo-água em consistência de argamassa de reboco. Após o preenchimento e adensamento, o material fica em repouso e seca à sombra durante 7 dias. Após esse período, mede-se a retração no sentido longitudinal, e a soma das leituras deve ser menor que 20 mm. Também não podem ocorrer fissuras transversais na região central da amostra. Se esses requisitos não forem atendidos, pode-se corrigir o solo através da adição de areia, para melhorar o seu desempenho em relação à retração.

### **3. DESENVOLVIMENTO DA MATRIZ AUTOADENSÁVEL**

#### **3.1 - INTRODUÇÃO**

O projeto de uma matriz solo-cimento não é uma tarefa trivial, pois o sistema apresenta um comportamento complexo, influenciado por muitas variáveis tais como propriedades físico-químicas do solo, teor e tipo de estabilizante, porosidade, teor de umidade, parâmetros de compactação, dentre outros. No caso de misturas autoadensáveis, a necessidade de elevada trabalhabilidade introduz a influência de fatores adicionais tais como o teor e natureza dos finos, presença de aditivos químicos, compatibilidade cimento-superplastificante e características do agregado (forma, textura superficial, distribuição granulométrica, absorção de água).

Outro fator que contribui para a complexidade dos aspectos envolvidos no proporcionamento das misturas é o fato de determinados constituintes produzirem, ao mesmo tempo, efeitos positivos e negativos nas propriedades da mistura. Como exemplo, a adição de superplastificantes, se por um lado contribui para a redução da relação água/cimento e aumento da trabalhabilidade, para uma dada consistência, por outro pode retardar o tempo de pega do cimento (Felekoglu, 2008). A adição de finos, se por um lado melhora a trabalhabilidade e o empacotamento da mistura, por facilitar o rolamento entre partículas, por outro eleva a superfície específica, implicando em aumento da relação água/cimento, para uma dada consistência (Mehta e Monteiro, 2008).

Levar em consideração a ação combinada de todas essas variáveis, de modo a obter as propriedades desejadas para a mistura no estado fresco e endurecido, compatíveis com a aplicação pretendida, representa um grande desafio para o pesquisador, necessitando nessa etapa de ferramentas consistentes e científicas para o solucionamento do problema.

Nesse trabalho, utilizou-se um método de dosagem baseado no “Modelo de Empacotamento Compressível (MEC)”, desenvolvido por De Larrard (1999) e Sedran (1999) no Laboratório Central de Pontes e Rodovias (LCPC) – França.

O referido modelo tem como objetivo a otimização da mistura granular seca de modo a obter a máxima compacidade possível. Em seguida, faz-se a dosagem a partir das frações volumétricas otimizadas dos constituintes. Quando a compacidade é máxima, a porosidade do sistema é mínima, com conseqüente redução da quantidade de pasta e de

ligante. A implementação do MEC é feita através do programa computacional BétonlabPro 3<sup>®</sup>. Os detalhes do MEC podem ser obtidos nos trabalhos de De Larrard (1999), Sedran (1999), Silva (2004) e Formagini (2005).

Na formulação da matriz optou-se pela incorporação de duas pozolanas: a cinza volante e a metacaulinita, com o objetivo de consumir o hidróxido de cálcio, que é um agente degradante das fibras naturais. Além disso, as reações pozolânicas promovem o refinamento do tamanho dos grãos e do tamanho dos poros, otimizando a microestrutura, a resistência e a durabilidade do compósito (Mehta e Monteiro, 2008).

A cinza volante também contribui para dispersar grandes agregações cimento-argila (decorrente de interações físico-químicas) em pequenas agregações, consequentemente aumentando a superfície reativa do cimento e contribuindo para o desenvolvimento da resistência (Horpibulsuk *et al.*, 2009 e Horpibulsuk *et al.*, 2011). Outra contribuição positiva da cinza volante está relacionada com a estabilização volumétrica do material, uma vez que a fração argila do solo induz alterações dimensionais (por variação de umidade) que podem comprometer a sua durabilidade (George, 2002; Kolias *et al.*, 2005, Brooks *et al.*, 2011, Villamizar *et al.*, 2012).

## **3.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **3.2.1 – Materiais e caracterização**

#### **3.2.1.1 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

O cimento usado foi o Portland composto CP II-F-32, fabricado pela Lafarge, constituído por 94-90% de clínquer mais gesso e 6-10% de fíler calcário (ABNT NBR 11578, 1991). A composição de Bogue desse cimento, informada pelo fabricante, é de 64% de C<sub>3</sub>S; 10% de C<sub>2</sub>S; 6,6% de C<sub>3</sub>A e 12% de C<sub>4</sub>AF. Sua resistência à compressão, determinada de acordo com a ABNT NBR 7215 (1996), foi de 21,39 ± 0,21 MPa aos 3 dias, 24,69 ± 0,68 MPa aos 7 dias e 34,17 ± 0,57 MPa aos 28 dias, sendo esses valores resultantes da média de quatro determinações.

A metacaulinita foi fornecida pela Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda e a cinza volante (resíduo da combustão do carvão mineral) pela Pozofly Comércio de Cinzas Lima Ltda. A opção pela incorporação dessas pozolanas nos sistemas estudados nessa pesquisa (matriz e compósitos) está justificada no item 3.1 desse Capítulo.

O solo escolhido foi um solo residual proveniente da decomposição de rochas graníticas e gnáissicas, conhecido como saibro, extraído de jazida situada em Belford Roxo, Rio de Janeiro.

A composição química foi obtida por fluorescência de energia dispersiva, através de espectrômetro Shimadzu EDX-720, com tubo de ródio e detector de silício, resfriado a nitrogênio líquido. Os resultados estão expressos em percentagem de óxidos, conforme Tabela 3.1. A perda ao fogo foi obtida de acordo com as recomendações da ABNT NBR NM 18 (2012). O ensaio consistiu na queima da amostra em forno mufla à temperatura de  $950^{\circ}\text{C} \pm 50^{\circ}\text{C}$ , com taxa de aquecimento de  $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$  e tempo de residência de 15 minutos. O valor da perda ao fogo foi obtido pela média aritmética de quatro determinações, a partir da Equação 3.1:

$$PF = \frac{m_{110} - m_{950}}{m_{110}} \cdot 100 \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:

PF: perda ao fogo (%);

$m_{110}$ : massa da amostra seca em estufa a  $110^{\circ}\text{C} \pm 10^{\circ}\text{C}$ ;

$m_{950}$ : massa da amostra calcinada a  $950^{\circ}\text{C} \pm 50^{\circ}\text{C}$ .

A massa específica foi determinada através de um picnômetro a gás (hélio), marca Micromeritics, modelo AccuPyc 1340. O método de picnometria a gás consiste na determinação do volume de uma massa conhecida de amostra através da variação de pressão do gás em um volume calibrado. As amostras foram previamente secas em estufa até a constância de massa. Os valores de massa específica são apresentados na Tabela 3.1, e correspondem à média de 5 determinações.

Tabela 3.1 - Massa específica do cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.

	Cimento	Cinza	Metacaulinita	Solo
Massa específica ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	3,19	2,38	2,74	2,69

Os ensaios de composição química, massa específica e granulometria (exceto do solo) foram realizados no Laboratório de Técnicas Analíticas do LABEST - COPPE/UFRJ.

Com base na Tabela 3.2, pode-se observar que a cinza volante contém baixo teor de cálcio (2,62%) e elevados teores de sílica (51,19%) e alumina (33,83%). As pozolanas

(cinza volante e metacaulinita) apresentaram teor de ( $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ ) superior a 70% e teor de  $\text{SO}_3$  inferior a 5%, atendendo às exigências da ASTM C618 (2005). Os valores de perda ao fogo da metacaulinita e da cinza volante atenderam às exigências da ABNT NBR 12653 (2014), que estabelece percentuais máximos de 6% e 10% para a cinza volante e para a metacaulinita, respectivamente.

O cimento apresentou teor expressivo de óxido de cálcio (cerca de 71%), seguido de dióxido de silício (cerca de 14%) e trióxido de alumínio (cerca de 5%).

Tabela 3.2 - Composição química do cimento, cinza volante, metacaulinita e solo.

Constituinte	Concentração (%)			
	Cimento	Cinza Volante	Metacaulinita	Solo
CaO	70,91	2,62	0,29	0,36
SiO <sub>2</sub>	14,37	51,19	44,51	45,24
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,79	33,83	45,89	41,80
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,32	4,63	4,61	5,49
SO <sub>3</sub>	4,30	2,00	0,96	0,87
K <sub>2</sub> O	0,33	3,32	1,35	5,05
Sc <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,29	-	-	-
SrO	0,27	-	-	-
TiO <sub>2</sub>	0,26	1,26	1,32	0,89
MnO	0,08	-	-	-
ZnO	0,06	-	-	-
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	-	0,81	0,64	-
ZrO <sub>2</sub>	-	0,10	0,05	0,11
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	-	0,07	-	0,05
MnO	-	0,04	-	0,03
ZnO	-	0,04	-	0,01
Rb <sub>2</sub> O	-	0,03	0,01	0,05
SrO	-	0,02	0,01	0,01
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	0,02	0,03	
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	0,02	-	0,01
CuO	-	0,01	-	-
BaO	-	-	0,32	-
Ga <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	-	0,01	-
ThO <sub>2</sub>	-	-	-	0,01
Perda ao fogo (%)	5,50	1,26	4,70	3,65

As curvas granulométricas do cimento, cinza volante, da metacaulinita e da fração fina do solo ( $\emptyset < 75 \mu\text{m}$ ) (Figura 3.1) foram obtidas com o auxílio de um granulômetro a laser, marca Malvern, modelo Mastersizer 2000, com capacidade para medir partículas

entre 0,02 e 2000  $\mu\text{m}$ . A amostra de cimento foi dispersa em álcool etílico e as demais em água deionizada.

O solo utilizado na pesquisa foi seco ao ar, destorroado, passado na peneira de abertura igual a 4,75 mm e quarteado. Após o quarteamento, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e armazenadas em local protegido.

As amostras de solo usadas nos ensaios de caracterização (granulometria e limites de consistência) foram preparadas conforme a ABNT NBR 6457 (1986).

A granulometria do solo ( $\varnothing < 4,75$  mm) (Figura 3.1 (a)) foi determinada por peneiramento e sedimentação, conforme a ABNT NBR 7181 (1984).

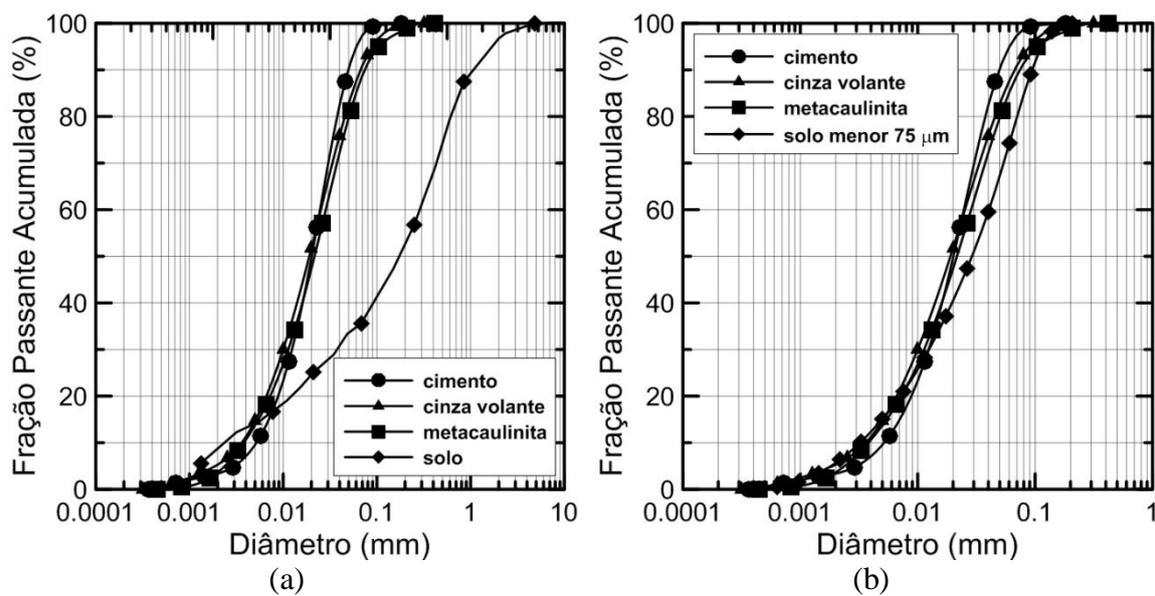


Figura 3.1 - Curvas granulométricas do cimento, cinza, metacaulinita e (a) solo, e (b) fração fina do solo.

Pode-se observar, a partir da Figura 3.1 (a), que a distribuição granulométrica dos materiais cimentícios (cimento, cinza e metacaulinita) é semelhante. A fração fina do solo é ligeiramente mais grossa que os materiais cimentícios a partir do diâmetro de 0,015 mm (Figura 3.1 (b)).

O solo ( $\varnothing < 4,75$  mm) apresenta uma curva granulométrica contínua (Figura 3.1 (a)), característica que propicia um bom empacotamento de grãos e que poderá contribuir para uma melhoria das propriedades no estado fresco e endurecido, e exigir menor consumo de cimento na estabilização (em relação à distribuição uniforme).

A partir das curvas apresentadas na Figura 3.1 (a) foram obtidos os valores de  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  e  $D_{90}$ , mostrados na Tabela 3.3. Denomina-se “ $D_x$ ” o diâmetro abaixo do qual se situam X% em massa das partículas.

Tabela 3.3 - Valores de  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  e  $D_{90}$  dos materiais cimentícios e do solo.

	Cimento	Cinza	Metacaulinita	Solo
$D_{10}$ ( $\mu\text{m}$ )	5,2	3,5	3,8	2,5
$D_{50}$ ( $\mu\text{m}$ )	20	19	22	180
$D_{90}$ ( $\mu\text{m}$ )	50	66	75	1100

Os limites de liquidez e plasticidade (Tabela 3.4) foram determinados de acordo com as normas ABNT NBR 6459 (1984-a) e ABNT NBR 7180 (1984-b), respectivamente. Os teores de argila, silte, areia e pedregulho (Tabela 3.4) foram obtidos através dos critérios da ABNT NBR 6502 (1995). Os ensaios de pH e matéria orgânica seguiram os procedimentos definidos em EMBRAPA (1997), sendo os resultados apresentados na Tabela 3.4. Os ensaios relativos às propriedades da Tabela 3.4 foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Tabela 3.4 - Propriedades físicas e químicas do solo.

Propriedade	Valor
Argila ( $\emptyset < 0,002$ mm) (%)	9
Silte ( $0,002 < \emptyset < 0,06$ mm) (%)	26
Areia ( $0,06 < \emptyset < 2$ mm) (%)	62
Pedregulho ( $2 < \emptyset < 60$ mm) (%)	3
Limite de liquidez (%)	34
Limite de plasticidade (%)	16,4
Índice de plasticidade (%)	17,6
pH	5,5
Matéria orgânica (%)	0,11
Limites granulométricos: ABNT NBR 6502 (1995)	

A partir da Tabela 3.4 verifica-se que o solo utilizado é granular (predominância da fração areia), apresentando plasticidade média (DNER, 1996) e valores de pH ( $\geq 5,5$ ) e matéria orgânica ( $\leq 2\%$ ) favoráveis à estabilização com cimento (ACI, 2009). De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 1983) foi classificado como “SC” – areia argilosa.

As fases cristalinas dos materiais cimentícios e da fração fina do solo (diâmetro menor que 0,075 mm) foram caracterizadas qualitativamente por difração de raios X. O equipamento empregado nas análises foi o difratômetro Bruker D8 Focus, com radiação monocromática de cobre ( $\text{Cu}_{K\alpha}$ ,  $\alpha$  igual a  $1,5418 \text{ \AA}$ ), operando a 30 kV e 15 mA. A velocidade angular das varreduras foi de  $0,02^\circ$  por segundo e os ângulos de Bragg variaram entre  $10^\circ$  e  $70^\circ$ . Os difratogramas obtidos estão mostrados na Figura 3.2.

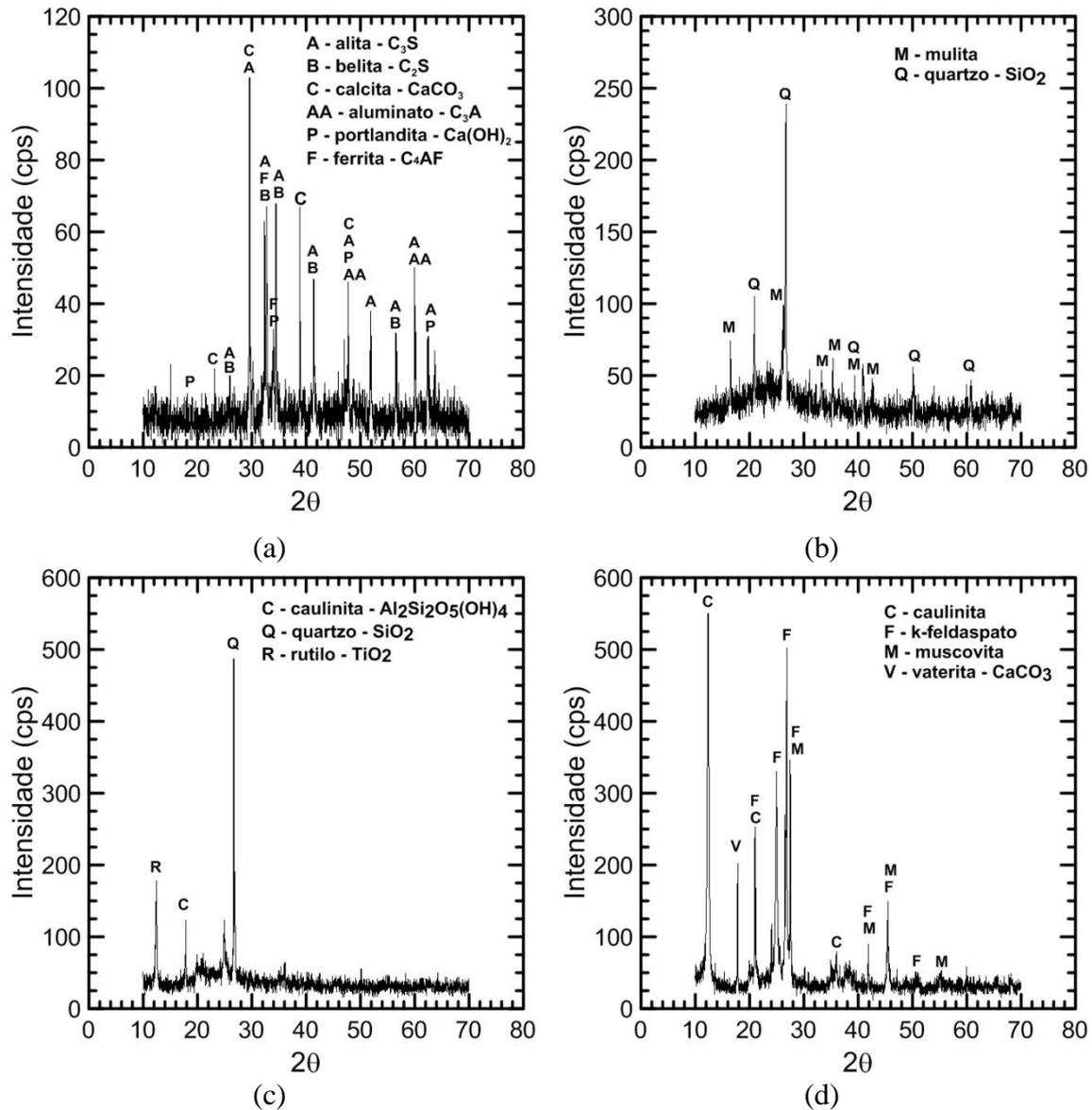


Figura 3.2 - Difratogramas (a) do cimento, (b) da cinza volante, (c) da metacaulinita e (d) da fração fina do solo.

As fases cristalinas dominantes identificadas no cimento foram a alita ( $\text{C}_3\text{S}$ ) e a belita ( $\text{C}_2\text{S}$ ) (Figura 3.2 (a)).

Para a cinza volante e a metacaulinita, de forma geral os resultados (Figura 3.2 (b) e (c)) mostraram a presença de minerais do grupo dos silicatos (caulinita, mulita, quartzo) e dos óxidos (rutilo). Em relação ao solo (Figura 3.2 (d)), observa-se a presença de caulinita como principal argilomineral, ocorrendo também minerais de feldspato, muscovita e vaterita.

Nos difratogramas da cinza volante (Figura 3.2 (b)) e da metacaulinita (Figura 3.2 (c)) pode-se observar um desvio da linha de base entre os ângulos de Bragg ( $2\theta$ ) de  $20^\circ$  e  $30^\circ$ , indicando a existência de minerais amorfos (sílica e alumina) e confirmando o potencial pozolânico dessas adições. Para a metacaulinita, Gonçalves (2005) utilizou o método de Rietveld para a determinação das fases cristalinas (13%), tendo obtido por diferença o teor de 87% de material não cristalino.

### **3.2.1.2 - Superplastificante**

Utilizou-se nessa pesquisa o superplastificante Glenium 51, fabricado pela BASF, à base de éter policarboxílico, com pH em torno de 6, densidade de  $1,09 \text{ g/cm}^3$  e teor de sólidos de 30,99%.

A atuação desse dispersante resulta de efeitos combinados de repulsão eletrostática e repulsão estérica. Esse tipo de produto, por apresentar moléculas de cadeias longas, faz com que a camada adsorvida às superfícies das partículas de cimento forme uma barreira estérica, impedindo sua aproximação.

De acordo com recomendações do fabricante, o superplastificante deve ser adicionado logo após a homogeneização da mistura dos sólidos com água.

### **3.2.2 – Modelo de Empacotamento Compressível (MEC)**

Conforme explicado no item 3.1 o método de dosagem adotado se baseia no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC). O MEC é dividido em dois módulos. O primeiro módulo fornece a compacidade virtual de uma mistura granular, que é a compacidade máxima que pode ser obtida por meio do empilhamento dos grãos um a um. O segundo módulo faz a transição entre a compacidade virtual, que não pode ser obtida na prática, e a compacidade real, através de um parâmetro escalar denominado índice de empacotamento (K). Os dois módulos, relacionados através do índice de empacotamento, permitem o cálculo da compacidade real da mistura. Uma vez obtida a

compacidade da mistura, o método possibilita a correlação desse parâmetro com propriedades da mistura no estado fresco e endurecido, através de formulações matemáticas validadas experimentalmente (Formagini, 2005).

O valor do índice de empacotamento (K) depende do protocolo usado para promover o empacotamento dos grãos. Para partículas maiores que 100 µm, o método de empacotamento mais eficiente é o de vibração associado a compactação de 10 kPa, e o valor de “K” é igual a 9. Para partículas menores que 100 µm, o empacotamento é obtido através do ensaio de demanda de água, e o valor de “K” é igual a 6,7.

### 3.2.3 – Programa BétonlabPro 3

O MEC é implementado através do programa BétonlabPro 3. Os procedimentos para a otimização das misturas cimentícias usando o programa compreenderam 3 etapas:

- . primeira etapa: criação de um banco de dados com propriedades dos constituintes, de acordo com Tabela 3.5;
- . segunda etapa: seleção dos materiais que serão utilizados no projeto da mistura, a partir do banco de dados criado na primeira etapa;
- . terceira etapa: simulação e otimização das misturas, a partir de uma composição de partida e das propriedades desejadas nos estados fresco e endurecido.

Tabela 3.5 - Propriedades utilizadas no programa BétonlabPro 3.

Propriedade	Cimento	Pozolanas (CV e MC)	Agregado	SP
Absorção de água			X	
Coefficientes pozolânicos		X		
Compacidade real (C)	X	X	X	
Composição de Bogue	X			
Constituintes do cimento	X			
Granulometria	X	X	X	
Massa específica	X	X	X	X
Módulo de elasticidade			X	
Parâmetros P e Q			X	
Ponto de saturação	X	X		
Resistência à compressão	X			
Teor de sólidos				X

CV – cinza volante; MC – metacaulinita; SP - superplastificante

Os parâmetros “P” e “Q” (Tabela 3.5) não podem ser medidos diretamente e foram calibrados indiretamente através da resistência à compressão de duas misturas de referência, uma de alta resistência e outra de baixa resistência. A resistência foi medida nas idades de 3 e 28 dias. A obtenção dos parâmetros “P” e “Q” está detalhada no item 3.2.3.7.

Os coeficientes pozolânicos da cinza volante e da metacaulinita foram obtidos em Silva (2012) e em Gonçalves (2005), respectivamente, e fazem parte dos dados do LABEST/COPPE/UFRJ.

### **3.2.3.1 – Absorção de água do agregado miúdo (solo)**

A absorção de água do agregado miúdo (solo) foi determinada de acordo com a ABNT NM 30 (2001), e o valor obtido foi de 5,33%.

### **3.2.3.2 – Compatibilidade e dosagem de saturação do superplastificante com os materiais cimentícios**

Os termos “dosagem de superplastificante” ou “teor de superplastificante” serão usados nessa pesquisa para designar a relação entre a porcentagem de sólidos do superplastificante e a massa de cimento (Aïtcin, 2000).

O método usado para avaliar a compatibilidade e o ponto de saturação do superplastificante com os materiais cimentícios foi o método do funil de Marsh (Aïtcin, 2000).

O princípio do método consiste em preparar uma pasta e medir quanto tempo é necessário para que o volume de 1 litro de pasta escoe através de um funil de diâmetro de 5 mm, repetindo-se o procedimento para instantes predefinidos (10 minutos, 30 minutos e 60 minutos). Variando-se a dosagem de superplastificante obtém-se curvas tempo de escoamento *versus* dosagem de superplastificante. Se os tempos de escoamento correspondentes a 10, 30 e 60 minutos forem próximos, o superplastificante é considerado compatível com o tipo de cimento.

O ponto a partir do qual qualquer aumento na dosagem de superplastificante não produzir mais efeitos na reologia da pasta é denominado “ponto de saturação” e a dosagem de superplastificante correspondente a esse ponto é denominada “dosagem de

saturação”. A dosagem de saturação é a que fornece o melhor custo-benefício para o consumo de superplastificante.

De acordo com Aïtcin (2000), o ensaio do funil de Marsh deve começar com relação água/cimento de 0,35 e dosagem de superplastificante de 2%. Se o tempo de escoamento da primeira leitura (10 minutos) estiver entre 60 e 90 segundos, a relação água/cimento de 0,35 é selecionada e prossegue-se o estudo de variação do tempo de escoamento em função da dosagem de superplastificante. A dosagem de superplastificante é aumentada ou diminuída, à razão de 0,2%, a partir de 1%.

Para a realização do ensaio foram utilizados os seguintes aparatos (Figura 3.3): balança com precisão de 0,1 g, misturador industrial com capacidade de 2 litros, funil de Marsh com diâmetro de 5 mm, proveta graduada com capacidade de 1 litro, béquer com capacidade de 2 litros, cronômetro e espátula. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Cimentação do LABEST/COPPE/UFRJ, em ambiente com temperatura controlada de  $23^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , e abrangeram os seguintes materiais: cimento, cinza volante e metacaulinita.

A sequência de passos do ensaio do funil de Marsh para o cimento compreenderam:

- . pesagem dos materiais necessários à produção de 1 litro de pasta: cimento (1,8 kg), água e superplastificante. A relação água/cimento adotada foi de 0,35, conforme recomendações de Aïtcin (2000);
- . colocação da água e do superplastificante no copo do misturador;
- . acionamento do misturador e do cronômetro, e início da introdução progressiva da massa de cimento, ao longo de 1 minuto e 30 segundos;
- . continuação da mistura até completar 7 minutos;
- . medição do tempo de escoamento de 1 litro de pasta nos instantes de 10 minutos, 30 minutos e 60 minutos contados a partir do início da mistura;
- . entre os instantes predefinidos de medição de tempo de escoamento, a mistura permaneceu em repouso dentro de um béquer, coberta com um plástico;
- . antes das leituras de 30 e 60 minutos, a mistura foi agitada durante 30 segundos no misturador.

De acordo com Formagini (2005) as moléculas de superplastificante à base de éter policarboxílico necessitam de um tempo de cerca de 7 minutos para serem adsorvidas por completo à superfície das partículas finas. Em função disso a mistura, a partir do início da introdução do material sólido no copo do misturador, foi mantida até completar 7 minutos.

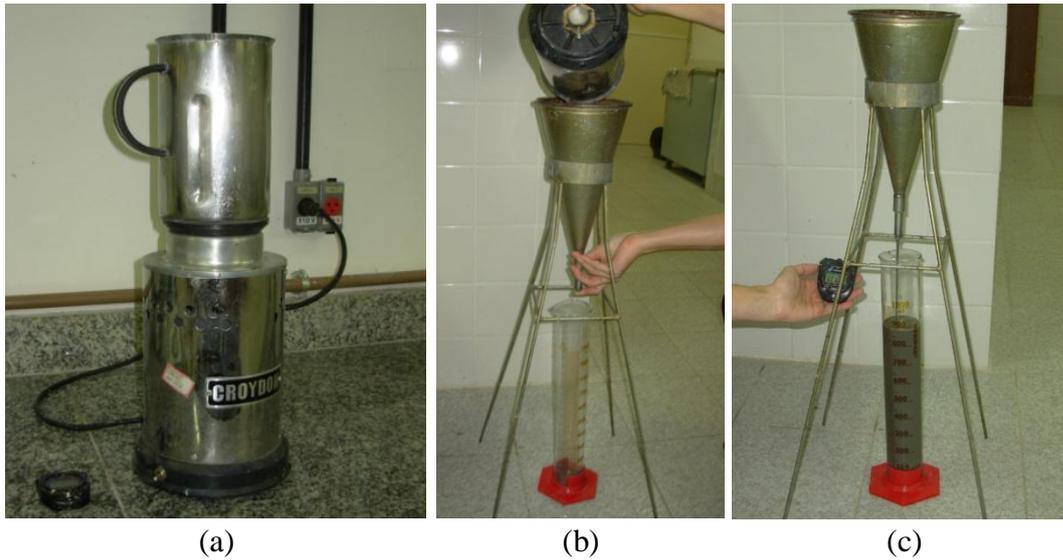
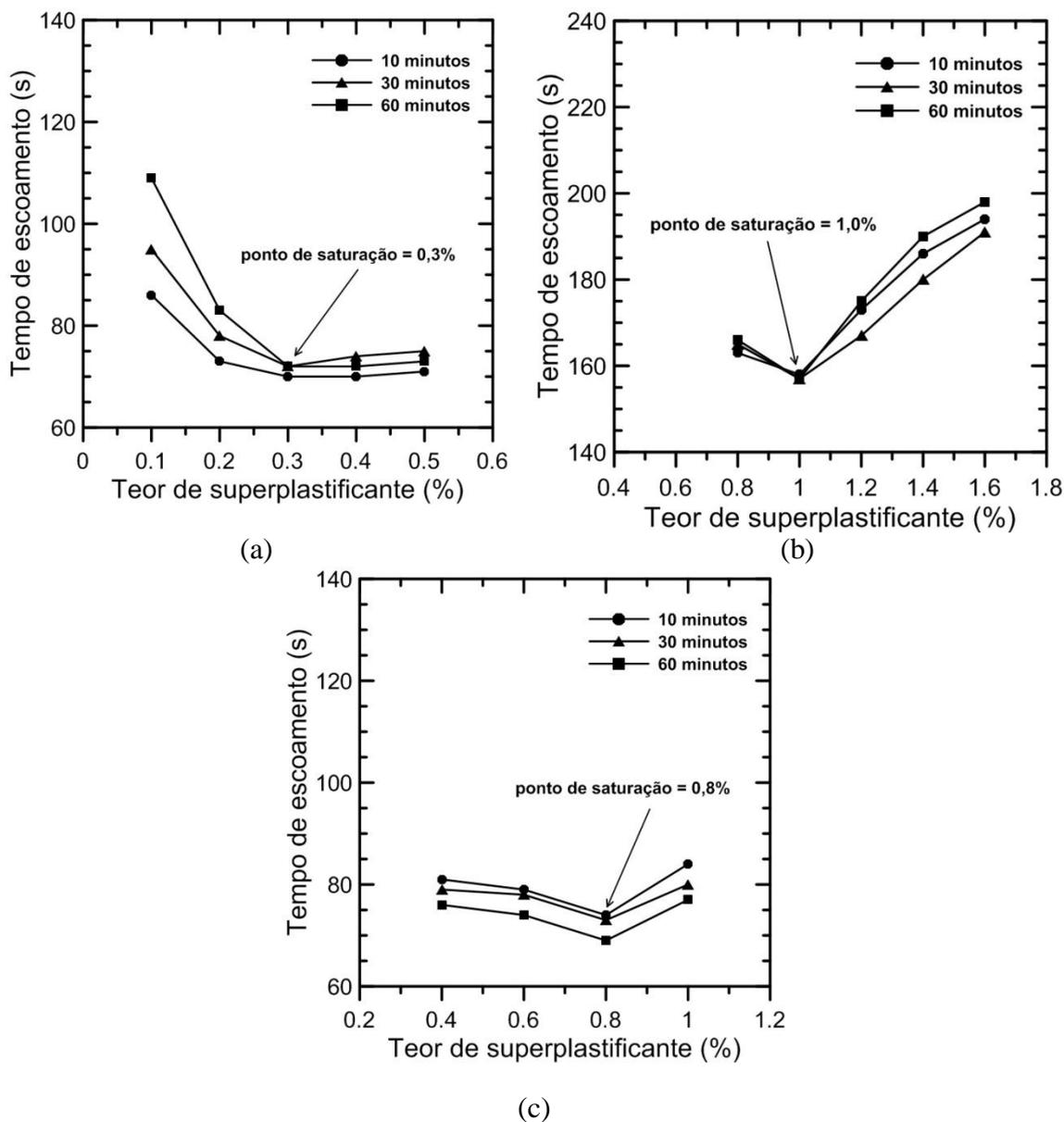


Figura 3.3 - Aparato usado no método do funil de Marsh para determinação da compatibilidade cimento-superplastificante e do ponto de saturação: (a) misturador e cronômetro, (b) e (c) funil de Marsh e proveta graduada.

Os procedimentos para os ensaios com a cinza volante e a metacaulinita foram semelhantes aos do ensaio com cimento, exceto a relação água/material cimentício, que não pode ser igual a 0,35, pois esse valor resultou em tempo de escoamento na primeira leitura (10 minutos) superior a 90 segundos. De acordo com Aïtcin (2000), quando isso ocorre, é necessário aumentar a relação água/material cimentício. As relações água/cinza volante e água/metacaulinita foram ajustadas para 0,4 e 0,9, respectivamente. A Figura 3.4 apresenta os gráficos a partir dos quais se verificou a compatibilidade dos materiais com o superplastificante Glenium 51 e se determinou o ponto de saturação.



(a) (b) (c) Teor de superplastificante = porcentagem de sólidos do SP / massa de material cimentício

Figura 3.4 - Gráficos tempo de escoamento *versus* teor de superplastificante para (a) cimento, (b) cinza volante e (c) metacaulinita.

A partir das condições de escoamento das pastas mostradas na Figura 3.4 (a), (b) e (c) pode-se observar que as curvas tempo de escoamento *versus* teor de superplastificante se mantiveram próximas, indicando compatibilidade entre o superplastificante e o material ensaiado. O cimento CP II-F-32 apresentou ponto de saturação de 0,3%. A cinza volante apresentou ponto de saturação de 1,0%, valor compatível com outros resultados da literatura, como por exemplo Silva (2012), que obteve ponto de saturação

de 0,8%. A metacaulinita, por apresentar elevada superfície específica, cerca de 13,7 vezes maior que a superfície específica do cimento (Romano *et al.*, 2012 e Metacaulim, 2012) necessitou de maior quantidade de água para a produção da pasta e maior quantidade de superplastificante para alcançar a saturação (relação água/metacaulinita de 0,9 e ponto de saturação de 0,8%), em relação ao cimento (relação água/cimento de 0,35 e ponto de saturação de 0,3%).

A Tabela 3.6 resume os resultados obtidos nos ensaios com o funil de Marsh.

Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios de fluidez de pastas através do funil de Marsh.

Material	Relação água/material cimentício*	Ponto de Saturação** (%)
Cimento II-F-32	0,35	0,3
Cinza volante	0,40	1,0
Metacaulinita	0,90	0,8
Material cimentício* - cimento ou cinza volante ou metacaulinita Ponto de saturação** – porcentagem de sólidos do superplastificante em relação à massa de material cimentício*		

### 3.2.3.3 – Dosagem de saturação do superplastificante para a fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$ mm)

Para a fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$  mm) não se dispunha de quantidade de material suficiente para se obter o ponto de saturação através do ensaio de fluidez de pastas usando o funil de Marsh. Optou-se então por um ensaio alternativo, empregando-se o minicone de Kantro (Kantro, 1980), e medindo-se os valores de espalhamento para dosagens de superplastificante variando de 0,6 a 1,6%.

O ensaio com o minicone utilizou os seguintes acessórios (Figura 3.5): (i) folha de papel milimetrado com marcação de círculos concêntricos (40 a 280 mm) colada sob uma placa de vidro, (ii) molde tronco-cônico, (iii) nível de bolha, (iv) misturador de palheta Chandler (capacidade 1 litro), (v) espátula, (vi) cronômetro e (vii) balança com precisão de 0,1 g.

Os procedimentos do ensaio (Figura 3.5) consistiram de:

- . pesagem de materiais (solo, água e superplastificante). Foi empregado 80g de solo e fator água/solo igual a 0,6;
- . lubrificação da placa de vidro e do minicone com óleo mineral;
- . centralização do minicone em relação à placa de vidro;

- . colocação de água e superplastificante no copo do misturador;
- . acionamento do misturador e do cronômetro, e adição progressiva do solo, continuando a mistura até 7 minutos;
- . preenchimento do molde tronco-cônico com a pasta, rasando no topo. Retirada do molde cuidadosamente na direção vertical, com velocidade constante e uniforme;
- . medição de dois diâmetros perpendiculares, sendo o valor do espalhamento correspondente à média das duas leituras;
- . observação visual da pasta após o espalhamento quanto à sua homogeneidade.

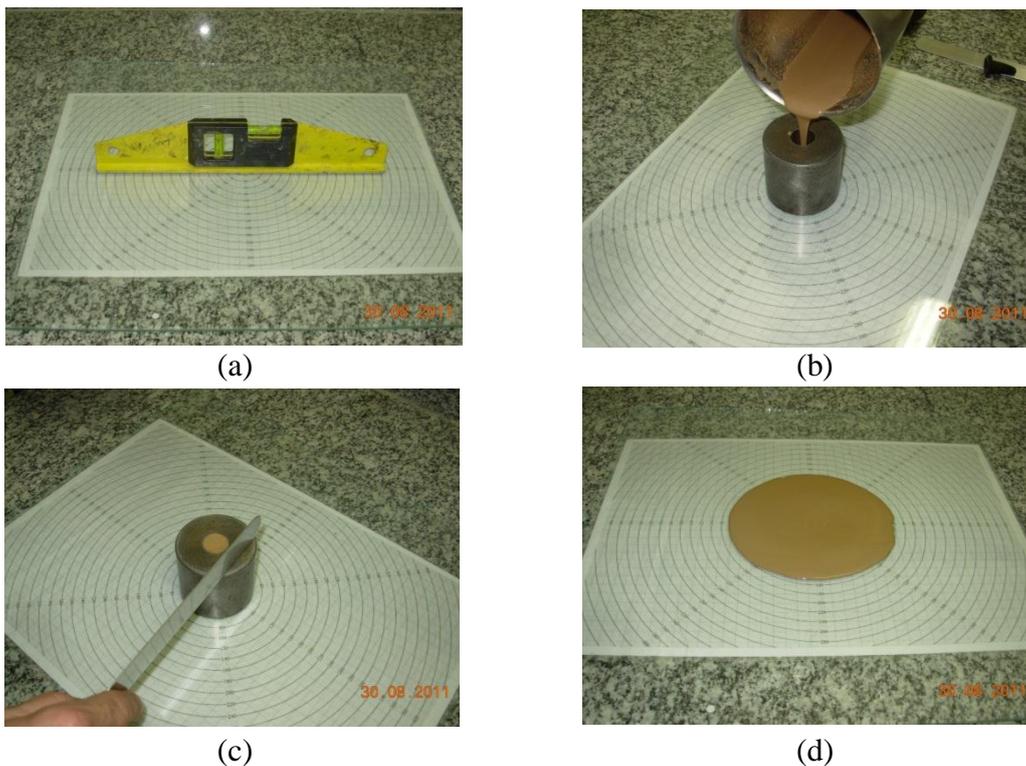
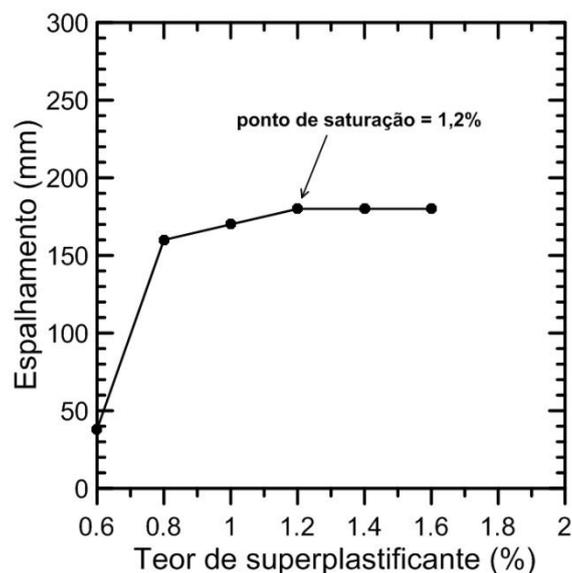


Figura 3.5 - Ensaio de espalhamento utilizando-se o minicone (Kantro, 1980) (a) nivelamento da placa de vidro, (b) e (c) preenchimento e rasamento do molde (d) leituras de espalhamento.

A Figura 3.6 apresenta os resultados do ensaio de espalhamento utilizando-se o minicone (Kantro, 1980).



Teor de superplastificante = porcentagem de sólidos do SP / massa da fração fina do solo  
 Fração fina do solo:  $\varnothing < 0,075$  mm)

Figura 3.6 - Resultados dos ensaios de espalhamento utilizando-se o minicone (Kantro, 1980).

A partir dos resultados da Figura 3.6 verifica-se que acima do teor de superplastificante igual a 1,2% o aumento da dosagem não produziu efeitos significativos na reologia da pasta, tendo sido adotado esse valor como ponto de saturação.

### 3.2.3.4 – Compacidade experimental dos materiais cimentícios e do agregado

O modelo de empacotamento compressível é caracterizado por duas etapas distintas: a primeira relacionada com a compacidade virtual das misturas granulares e a segunda com a compacidade experimental, também denominada compacidade real. Portanto, a determinação da compacidade experimental constitui uma etapa de fundamental importância na implementação do modelo, e esse parâmetro é obtido através de procedimentos físicos de aplicação de uma determinada energia para promover o empacotamento dos grãos, que podem estar na condição seca ou na condição umedecida.

De acordo com De Larrard (1999), a maneira mais eficiente de empacotar partículas com diâmetros menores que  $100 \mu\text{m}$  é através de um ensaio denominado “ensaio de demanda de água”, que envolve o molhamento das misturas. No caso de partículas

maiores que 100  $\mu\text{m}$ , a otimização do empacotamento é obtida através de um ensaio que aplica simultaneamente à mistura seca esforços dinâmicos de vibração e compactação (10 kPa).

Os equipamentos necessários à realização do ensaio de demanda de água foram: (i) misturador de bancada (capacidade de 5 litros), (ii) pissete (capacidade de 0,5 litro), (iii) balança (precisão de 0,01 g) e (iv) duas espátulas.

O ensaio de demanda de água consiste em adicionar água à mistura de forma controlada, induzindo uma mudança de um estado inicialmente seco para um estado de pasta homogênea. Para que isso ocorra, a quantidade de água adicionada é a necessária para a saturação da mistura e mais um pequeno excedente, que vai proporcionar a mobilidade dos grãos (fluidez da mistura). Durante a realização do ensaio quatro fases podem ser identificadas (Figura 3.7):

- . no início (Figura 3.7 (a)) a mistura está seca e o empacotamento apresenta alto índice de vazios;
- . em seguida (Figura 3.7 (b)) uma pequena quantidade de água forma meniscos nas interfaces água-ar dos contatos entre grãos, e aproxima as partículas por forças de tensão superficial;
- . na terceira fase (Figura 3.7 (c)) a quantidade de água corresponde à saturação da mistura, com todos os vazios preenchidos por água;
- . na quarta fase (Figura 3.7 (d)) um pequeno excedente de água em relação ao ponto de saturação vai propiciar a fluidez da mistura, sendo esse ponto denominado “ponto de demanda de água”.

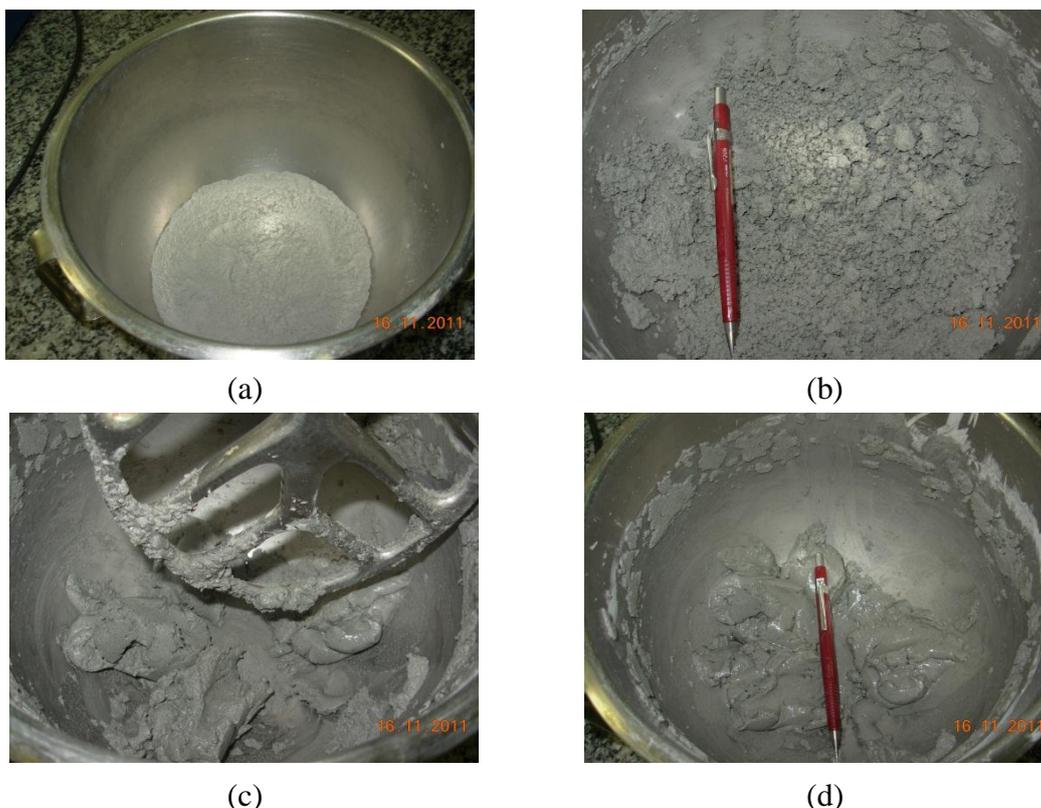


Figura 3.7 - Etapas do ensaio de demanda de água (cinza volante, sem superplastificante): (a) mistura seca, (b) formação de aglomerações, (c) 3 grandes porções soltas das paredes, próximo ao ponto de saturação e (d) pasta homogênea, imediatamente após o ponto de demanda de água.

Os materiais ensaiados abrangeram o cimento, a cinza volante e a metacaulinita, e a compactidade foi obtida com e sem a presença de superplastificante. Os resultados de compactidade experimental foram obtidos a partir da média de três determinações.

Os ensaios consistiram das seguintes etapas:

- . enchimento do pissete com água e pesagem do conjunto (pissete + água);
- . pesagem de 350 g de material e pesagem do superplastificante na quantidade correspondente ao ponto de saturação (ensaio com superplastificante);
- . colocação do material seco na cuba do misturador (misturador desligado). Nos ensaios com superplastificante, o mesmo foi inserido logo após o material seco;
- . acionamento do misturador na velocidade de 62 rpm (rotor) e adição de água em pequenas quantidades;
- . quando visualmente a mistura começou a formar aglomerações, aumentou-se a velocidade do misturador para 125 rpm (rotor);

. no início da mistura, foi comum ficar material muito aderido às paredes da cuba ou às pás do misturador, prejudicando sua homogeneidade. Nesse caso, removeu-se o material aderido com a espátula (misturador desligado), e prosseguiu-se a mistura (misturador ligado);

. continuação da adição de água em pequenas quantidades, até que o material se soltou completamente das paredes e formou três grandes porções aglomeradas. A partir desse ponto, as pesagens (pissete + água) foram feitas a cada pequena adição de água;

. quando os aglomerados se juntaram no fundo da cuba, formando uma pasta homogênea, o misturador foi desligado, foi executado um sulco na pasta, e verificado se o sulco se fechava com uma leve batida nas paredes da cuba;

. em caso positivo, a quantidade de água adicionada correspondeu ao ponto de demanda de água, e esse ponto possibilitou à mistura alcançar seu empacotamento molhado.

O tempo normalmente necessário à execução do ensaio foi cerca de 10 minutos. Nos ensaios com superplastificante, a quantidade de água contida no mesmo foi descontada da água total medida no ensaio.

Conhecida a massa de água necessária para se atingir o empacotamento molhado, utilizou-se a Equação 3.2 para cálculo da compacidade experimental.

$$C = \frac{1}{1 + me_{mat} \times \frac{m_{água}}{m_{mat}}} \quad (\text{Equação 3.2})$$

Onde:

$C$  – compacidade experimental do material;

$me_{mat}$  – massa específica do material ( $\text{g/cm}^3$ );

$m_{água}$  – massa de água para alcançar o ponto de demanda de água (g);

$m_{mat}$  – massa de material usada na produção da pasta (g).

Na Tabela 3.7 são mostrados os valores de compacidade experimental obtidos para os materiais cimentícios, sem e com a adição de superplastificante.

Tabela 3.7 - Compacidade experimental dos materiais menores que 100 µm (K=6,7).

Material	Sem SP*	Com SP*	
	Compacidade (C)	Teor de SP**	Compacidade (C)
Cimento CP II-F-32	0,553	0,3	0,615
Cinza volante	0,559	1,0	0,635
Metacaulinita	0,387	0,8	0,458

SP\* - superplastificante  
 Teor de SP\*\* – porcentagem de sólidos de SP/massa de material cimentício

A adsorção de moléculas de superplastificante nas superfícies das partículas finas e os efeitos dessa adsorção (repulsão eletrostática e repulsão estérica) propiciaram o aumento da compacidade experimental das misturas.

No projeto da mistura (dosagem), o solo foi considerado como agregado miúdo tendo sido dividido em duas classes: uma composta de grãos menores que 100 µm e outra correspondente à fração maior que 100 µm.

A compacidade das partículas de solo maiores que 100 µm foi determinada através de um ensaio cujo protocolo de empacotamento (K=9) incluiu compactação com pressão de 10 kPa e vibração com determinada duração e frequência.

Esse ensaio foi proposto por De Larrard (1999) e adaptado por Silva (2004). A amostra (3 kg) foi previamente seca e inserida dentro de um cilindro (diâmetro interno de 16 cm, altura de 32 cm) (Figura 3.8 (a) e (b)), sendo submetida ao carregamento exercido pelo peso um pistão maciço (20 kgf) associado à vibração de uma mesa (frequência de 68 Hz, duração de 3 minutos). Com o auxílio de um catetômetro, mediu-se a altura do pistão antes da compactação da amostra e a altura após a aplicação dos esforços de compactação (Figura 3.8 (c) e (d)). A compacidade experimental da mistura foi obtida através da Equação 3.3:

$$C = \frac{4m_s}{A \times h \times m_e} \quad (\text{Equação 3.3})$$

Onde:

$m_s$  – massa de material seco (3 kg para agregado miúdo);

$A$  – área da seção transversal do cilindro;

$h$  – altura do cilindro;

$m_e$  – massa específica do material.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.8 - Etapas do ensaio de compactação e vibração (a) cilindro e pistão posicionados sobre a mesa vibratória; (b) material inserido no cilindro; (c) material após compactação e vibração e (d) leitura da posição final do pistão.

O valor da compacidade experimental do agregado miúdo (solo) foi obtido a partir da média de 3 determinações, e está apresentado na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Compacidade experimental do agregado miúdo (solo).

Material	Compacidade (C)
100 $\mu$ m < solo < 4,75 mm	0,568

Foi realizado também um ensaio de compactação e vibração com amostras constituídas pelo solo como um todo, incluindo a fração fina ( $\emptyset < 0,075$  mm), e o valor de compacidade experimental obtido (média de 3 determinações) foi de 0.598, não diferindo estatisticamente do valor apresentado na Tabela 3.8. Como a fração fina

representa um percentual pequeno em comparação com a fração grossa, o comportamento foi influenciado predominantemente pela fração grossa.

### 3.2.3.5 – Compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$ mm)

A compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$  mm) foi determinada através de ensaio de demanda d'água, descrito no item 3.2.3.4, tendo sido obtida com e sem a presença de superplastificante. Na Tabela 3.9 é mostrado o valor da compacidade experimental obtido para a fração fina do solo, correspondendo à média de 3 determinações.

Tabela 3.9 - Compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$  mm).

Material	Sem SP*	Com SP*	
	Compacidade (C)	Teor de SP**	Compacidade (C)
Solo menor 0,075 mm	0,488	1,2	0,462
SP* - superplastificante Teor de SP** – porcentagem de sólidos de SP/massa da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$ mm)			

A compacidade experimental da fração fina do solo ( $\emptyset < 0,075$  mm) não aumentou com a presença de superplastificante, diferentemente do comportamento obtido para os demais materiais (cimento, cinza volante e metacaulinita). Uma possível explicação pode estar relacionada com a variabilidade inerente ao material. Apesar das amostras ensaiadas possuírem a mesma massa (350g), possivelmente o conteúdo de argilominerais ( $\emptyset < 0,002$  mm) foi diferente, influenciando os resultados.

### 3.2.3.6 – Módulo de elasticidade do agregado

Como mostrado na Tabela 3.5 o módulo de elasticidade do agregado é um dos parâmetros necessários à alimentação do programa BétonlabPro 3 e seu valor foi considerado igual a 12,5 MPa (Marangon, 2009), correspondente ao módulo de elasticidade de uma areia siltosa.

### 3.2.3.7 – Calibração dos parâmetros “P” e “Q”

De acordo com De Larrard (1999), o agregado influencia na resistência à compressão da mistura através da aderência com a pasta e através de sua resistência intrínseca, e para levar em consideração essas duas influências o Modelo de Empacotamento Compressível introduziu os parâmetros “P” e “Q”, respectivamente. Como esses dois parâmetros não podem ser medidos diretamente, foram produzidas duas misturas, uma de baixa resistência e outra de alta, sendo suas respectivas composições e resistências à compressão informadas ao programa BétonlabPro 3. Na Tabela 3.10 são apresentadas a composição e a resistência à compressão uniaxial das duas misturas de referência.

Tabela 3.10 - Composição e resistência à compressão das misturas de referência (calibração de “P” e “Q”).

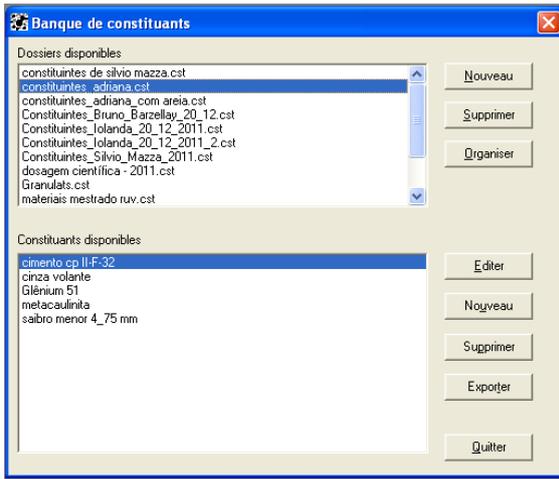
Mistura	Relação a/c*	Cimento:solo:água (kg)	Resistência à Compressão(MPa)	
			3 dias	28 dias
Baixa resistência	1,32	4,03:16,12:5,32	2,25	3,82
Alta resistência	0,93	6,66:13,32:6,19	4,82	9,44
Relação a/c* - relação água/cimento				

Os valores de resistência à compressão da Tabela 3.10 se referem à média de 3 determinações, utilizando-se corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

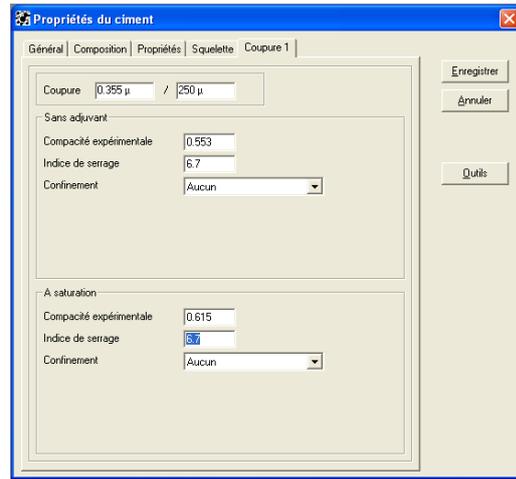
A partir dos dados da Tabela 3.5 procedeu-se à execução do Programa BétonlabPro 3 e à dosagem da matriz, e as Figuras 3.9, 3.10 e 3.11 ilustram algumas etapas da utilização do programa.

De uma das dosagens usadas na calibração dos parâmetros “P” e “Q” (Tabela 3.10) foi obtida a primeira simulação da mistura. As principais propriedades especificadas foram relativas à reologia e à resistência à compressão. Na ausência de recomendações para as misturas solo-cimento autoadensáveis adotaram-se recomendações usadas na tecnologia do concreto (Chang e Chen, 2006; Kolovos *et al.*, 2013). Conforme mencionado na revisão bibliográfica (item 2.5), as misturas autoadensáveis devem apresentar abatimento mínimo de 25 mm, espalhamento mínimo de 600 mm, tensão de escoamento máxima de 500 Pa, viscosidade plástica entre 200 e 300 Pa.s, teor de finos entre 500 e 600 kg/m<sup>3</sup> (De Larrard, 1999). Em relação à resistência à compressão, tendo em vista que as misturas projetadas serão empregadas na produção de painéis monolíticos não portantes, especificou-se o valor estabelecido por Houben e Guillaud (1994) de no mínimo 2 MPa.

O solo foi considerado como agregado miúdo, e foi dividido em duas classes granulométricas, uma constituída por partículas menores que 100  $\mu\text{m}$  e outra constituída por partículas maiores que 100  $\mu\text{m}$ .

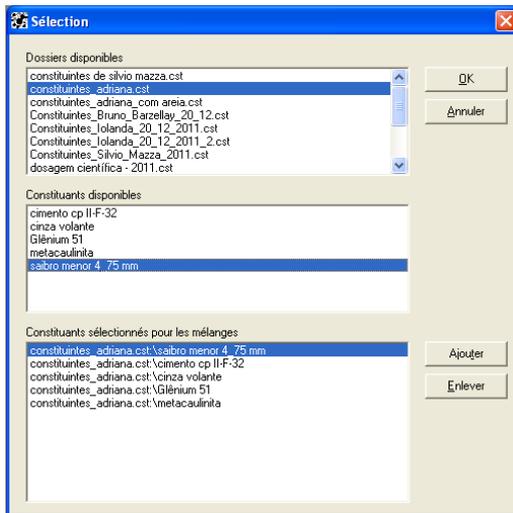


(a)

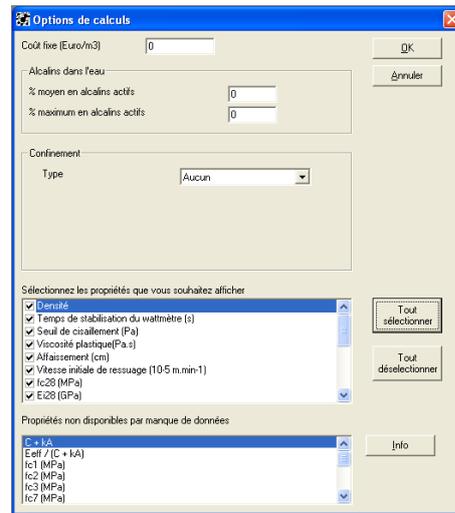


(b)

Figura 3.9 - Formação de banco de dados com as propriedades dos constituintes (cimento, cinza volante, metacaulinita, solo e superplastificante).

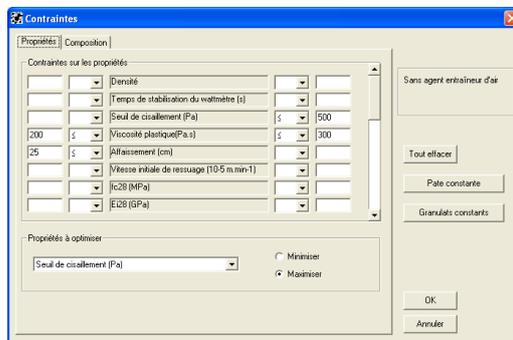


(a)

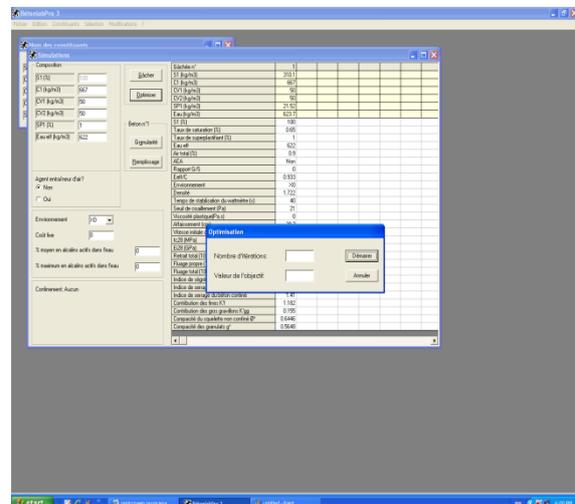


(b)

Figura 3.10 - Seleção dos constituintes e etapa de cálculo.



(a)



(b)

Figura 3.11 - Caderno de especificações e simulação de misturas.

### **3.2.4 – Produção da matriz, moldagem e cura dos corpos de prova**

Para a produção das misturas (Figura 3.12) utilizou-se uma argamassadeira com capacidade de 20 litros dotada de 3 velocidades de rotação (125, 220 e 450 rpm). Inicialmente, foram colocados os materiais sólidos: solo, cimento, cinza volante e metacaulinita, os quais foram misturados em uma velocidade de 125 rpm até a homogeneização (cerca de 5 minutos). Durante essa etapa, foi necessário revirar o fundo da argamassadeira (argamassadeira desligada), para evitar segregação de materiais. Em seguida foi adicionada a água, mantendo-se a velocidade da argamassadeira, e misturando até se obter uma boa homogeneização (cerca de 5 minutos). Também nessa etapa foi necessário revirar o fundo da argamassadeira (argamassadeira desligada). Dando prosseguimento, foi adicionado o superplastificante, que demandou em torno de 7 minutos para alcançar sua máxima eficiência. Em algumas misturas, após a adição do superplastificante, ocorreu a formação de empelotamentos, e nesses casos aplicou-se mais energia (velocidade 220 rpm) para desfazer as aglomerações. Concluída a mistura, os ensaios de reologia foram iniciados, e esses ensaios serão detalhados no Capítulo 4.



Figura 3.12 - Etapas da produção das misturas (a) homogeneização dos constituintes secos, (b) início da adição de água, revirando-se o fundo e (c) final da mistura.

Após os ensaios reológicos, foram iniciados os procedimentos de moldagem. As misturas foram colocadas dentro dos moldes, previamente lubrificadas com óleo mineral, sem vibração ou compactação, uma vez que o material em estudo tem características autoadensáveis.

Para os ensaios de compressão uniaxial, utilizou-se moldes cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (Figura 3.13 (b)).

Para os ensaios de tração foram empregados moldes retangulares de dimensões internas 25 x 40 x 1,8 cm (Figura 3.13 (a)). Os referidos moldes consistiam de um quadro em perfil maciço de alumínio 18 x 18 mm, e que tinha como fundo uma placa de acrílico removível de 6 mm de espessura, fixada aos perfis do quadro.

Os moldes (cilíndricos e retangulares) foram previamente lubrificadas com óleo mineral e preenchidos com as misturas sem compactação ou vibração, uma vez que a matriz é autoadensável.

Quando se utilizou molde retangular, pesava-se e mantinha-se constante a quantidade de mistura necessária ao seu preenchimento, para garantir a uniformidade na preparação das amostras.



Figura 3.13 - (a) Molde retangular – ensaios de tração, (b) molde cilíndrico – ensaios de compressão.

Após a moldagem, os corpos de prova foram colocados em prateleiras e envolvidos com uma manta úmida, para evitar perda de água para o ambiente, até a data da desmoldagem. No caso das placas 25 x 40 cm, também foi verificado se a base estava devidamente nivelada, para garantir a uniformidade de espessura do corpo de prova.

A desmoldagem dos corpos de prova cilíndricos foi feita com 24 horas, e dos retangulares com 72 horas. Após a desmoldagem os corpos de prova cilíndricos foram capeados no topo e na base com uma mistura de enxofre e cinza volante, com o objetivo de obter superfícies lisas e planas, capazes de proporcionar uniformidade na distribuição de carga.

Os corpos de prova 25 x 40 x 1,8 cm foram subdivididos em placas de 4 x 40 x 1,8 cm para os ensaios de tração.

Após a desmoldagem, os corpos de prova foram mantidos na câmara úmida (temperatura de 23° C, UR de 100%) até as idades dos ensaios.

Os procedimentos de moldagem e cura dos corpos de prova seguiram as recomendações da ABNT NBR 5738 (2003).

### 3.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 3.3.1 – Dosagem da matriz

A Tabela 3.11 apresenta os resultados da dosagem computacional da matriz, baseada no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) e implementada através do Programa BétonlabPro 3. Os resultados para a resistência à compressão (28 dias) e a compacidade da mistura foram de 3,4 MPa e 0,663, respectivamente. A resistência à compressão obtida experimentalmente foi de 3,3 MPa (Tabela 4.2, Capítulo 4), valor praticamente idêntico ao previsto pelo método.

Tabela 3.11 - Resultados de dosagem da matriz (Programa BétonlabPro 3).

Constituinte	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Solo	1.338,40
Cimento CP II-F-32	192,00
Cinza volante	19,00
Metacaulinita	19,00
Superplastificante Glenium 51 (SP*=2,0%)	12,39
Água corrigida**	452,80
Água contida no SP	8,55
Água total***	461,35
Relação a/c	2,40
Relação a/mc	2,00
SP* – teor de superplastificante Teor de SP - porcentagem de sólidos do SP/massa de cimento Água corrigida** = (água total - água contida no SP) Água total*** - água correspondente à relação água/cimento Relação a/c – relação água/cimento Relação a/mc – relação água/material cimentício	

A Tabela 3.12 destaca algumas relações obtidas a partir do consumo de materiais relacionado na Tabela 3.11.

Tabela 3.12 - Relações obtidas a partir do consumo de materiais.

Relação	Valor
Água/solo (%)	34,47
Cimento/solo (%)	14,35
Material cimentício/solo (%)	17,18
Traço em massa Cimento : saibro : cinza : metacaulinita	1 : 6,97 : 0,10 : 0,10
Quantidade de finos (kg/m <sup>3</sup> )	698,44
A relação cimento/solo será designada como teor de cimento (em massa)	

Representando os resultados da Tabela 3.11 através de um gráfico de pizza (Figura 3.14), porém ajustando-se o teor de superplastificante para 2,5%, nota-se que o solo é o constituinte majoritário da mistura, ocupando cerca de 66% da massa total da mesma. Em seguida tem-se a água (22%) e o cimento (9,4%). As adições minerais e o superplastificante correspondem a pequenos percentuais da massa total, cerca de 0,9%. O teor de superplastificante foi ajustado para 2,5% para obtenção de espalhamento mínimo de 600 mm e abatimento mínimo de 250 mm, parâmetros necessários para a condição autoadensável (ver item 4.3.1.1 do Capítulo 4).

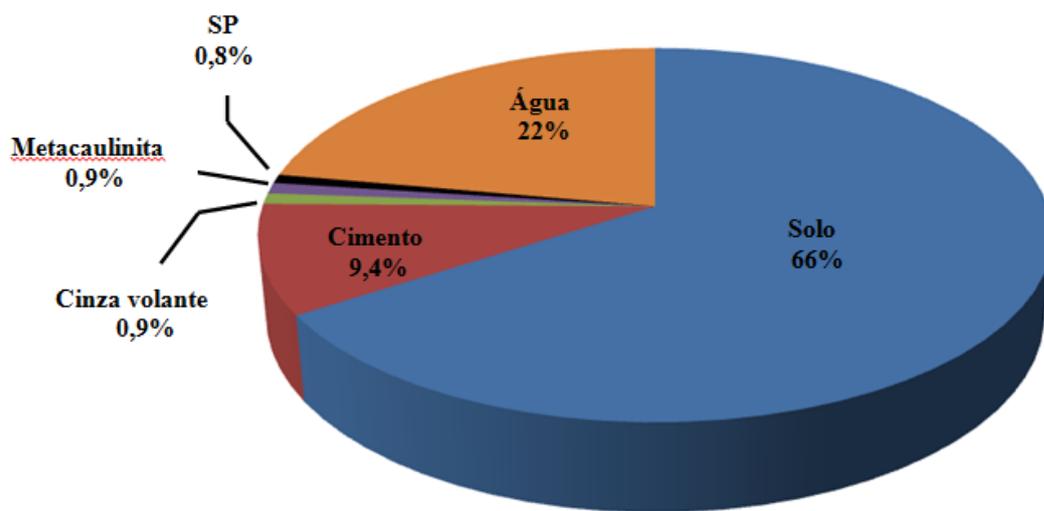


Figura 3.14 - Constituintes da mistura, em porcentagem da massa total, para teor de superplastificante igual a 2,5%.

Para a produção das misturas de referência calculavam-se os quantitativos de materiais correspondentes a 8 litros de mistura, porque acima desse valor havia dificuldade de executar os procedimentos de homogeneização na argamassadeira, principalmente nos momentos em que se revirava manualmente o fundo com o auxílio de uma colher de pedreiro.

Em relação à relação água/solo obtida na dosagem, igual a 34,47% (Tabela 3.12), cabe observar que essa relação coincide com o limite de liquidez do solo utilizado (34%) (Tabela 3.4), estando de acordo com recomendações para obtenção de misturas com consistência mais plástica (Barbosa e Ghavami, 2010; Kouakou e Morel, 2009).

A dosagem da matriz obtida pelo Programa BétonlabPro 3 foi testada experimentalmente, tendo sido necessário somente um pequeno ajuste no teor de superplastificante da mistura, uma vez que o teor sugerido (2%) não propiciou as características reológicas compatíveis com as misturas autoadensáveis (abatimento mínimo de 250 mm, espalhamento mínimo de 600 mm).

### **3.4 - CONCLUSÃO**

O solo escolhido para estabilização foi um solo natural, granular, conhecido como saibro, pertencente ao horizonte C de perfis residuais de granito e gnaisse. O referido solo apresentou características físicas, químicas e mineralógicas favoráveis à estabilização com cimento.

Em relação às características físicas, parâmetros tais como o teor de finos (35%), o tipo de distribuição granulométrica (contínua) e os limites de consistência (limite de liquidez de 34%, índice de plasticidade de 17,6%) contribuíram para que o mesmo se enquadrasse dentro das exigências requeridas para a estabilização com cimento.

Além dos parâmetros físicos, parâmetros químicos (pH de 5,5, teor de matéria orgânica de 0,11%) e mineralógicos (caulinita como argilomineral principal) também contribuíram para o enquadramento dentro dos requisitos necessários à estabilização com cimento.

Conforme visto na revisão bibliográfica, para solos granulares o agente estabilizante mais indicado é o cimento, tendo sido escolhido o cimento CP II-F-32.

A seleção de materiais incluiu a incorporação de duas pozolanas, a cinza volante e a metacaulinita, com o objetivo de consumir o hidróxido de cálcio gerado nas reações de hidratação do cimento, o qual contribui muito pouco para a resistência (Mehta e Monteiro, 2000) e provoca a degradação das fibras vegetais que serão inseridas posteriormente no momento da produção dos compósitos.

O Método do Empacotamento Compressível (MEC), utilizado para dosagem da mistura solo-cimento, demonstrou ser uma ferramenta eficaz e versátil, permitindo levar em consideração materiais diferentes dos convencionais (adições minerais, finos do solo, superplastificante) e conceitos tais como compatibilidade cimento-superplastificante e ponto de saturação do superplastificante. O referido método foi implementado através do Programa BétonlabPro 3. As propriedades compatíveis com as misturas

autoadensáveis (tensão de escoamento, viscosidade plástica, abatimento), assim como a resistência desejada, foram especificadas na etapa de simulação das misturas.

Os resultados da dosagem conduziram a uma mistura com consumo de materiais por m<sup>3</sup> de 1338,40 kg de solo; 192 kg de cimento; 19 kg de cinza volante; 19 kg de metacaulinita; 452,80 kg de água (água correspondente à relação a/c descontada da água contida no SP) e 12,39 kg de SP (para teor de SP igual a 2,0%). Após o ajuste do teor de SP para 2,5%, de forma a obter espalhamento de 600 mm, obteve-se 450,67 kg de água e 15,49 kg de SP.

O solo foi o constituinte majoritário da mistura, representando cerca de 66% da massa total do sistema, seguido da água (22% da massa total) e do cimento (9,4% da massa total). Os percentuais relativos à cinza volante, à metacaulinita e ao superplastificante foram pequenos, da ordem de 0,9%; 0,9% e 0,8%; respectivamente.

A fração argila do solo exerceu grande influência sobre a demanda de água da matriz para uma dada consistência, em virtude das propriedades peculiares de suas partículas: (i) elevada superfície específica; (ii) morfologia lamelar e (iii) capacidade de adsorção de moléculas de água. Todos esses fatores contribuíram para a elevada relação água/material cimentício da mistura (a/mc igual a 2,0).

A dosagem da matriz forneceu uma grande quantidade de materiais finos (698,44 kg/m<sup>3</sup>, Tabela 3.12), e essa característica contribuiu para o aumento da fluidez e da coesão da mistura, pois esses materiais reduzem o atrito nos contatos entre os grãos e melhoram o empacotamento, conforme visto na revisão bibliográfica.

## **4. CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA E MECÂNICA DA MATRIZ AUTOADENSÁVEL**

### **4.1 - INTRODUÇÃO**

Após a etapa do projeto da mistura referente à matriz, descrita com detalhes no Capítulo 3, procedeu-se à sua caracterização reológica e mecânica.

As misturas autoadensáveis devem apresentar determinados requisitos de fluidez, viscosidade e coesão, além de habilidade de escoar e adensar sob o peso próprio. A avaliação dessas propriedades foi realizada através de ensaios de abatimento e espalhamento usando o cone de Abrams.

O comportamento mecânico da matriz foi investigado através de ensaios de compressão uniaxial e tração direta.

### **4.2 - PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **4.2.1– Ensaios reológicos**

A reologia da matriz (mistura dosada com o auxílio do programa BétonlabPro 3, conforme Tabela 3.11 do Capítulo 3) foi estudada através de ensaios de consistência pelo abatimento do tronco de cone (ABNT NBR NM 67, 1998) e através de ensaios de espalhamento (slump flow) (ABNT NBR 15823-2, 2010).

O aparato para realização desses ensaios incluiu um molde tronco-cônico, um complemento tronco-cônico para facilitar o preenchimento do cone, uma placa de base para apoio do molde (metálica, 100 x 100 cm) e uma régua metálica graduada de 1 metro de comprimento.

O molde, o complemento e a placa de base foram previamente umedecidos antes do início dos ensaios, e o molde foi posicionado de forma centralizada na placa de base.

Imediatamente após a conclusão das misturas na argamassadeira iniciaram-se os ensaios de consistência. O molde tronco-cônico foi preenchido de forma contínua e sem compactação, até a mistura alcançar o topo, rasando-se a superfície. Durante o preenchimento, as aletas do molde foram pressionadas firmemente para baixo, para evitar saída de material na junção molde-placa de base. Após o preenchimento, limpou-se a placa de base e suspendeu-se o molde cuidadosamente para cima, na direção

vertical. Após a retirada do molde, mediu-se a diferença de altura em milímetros entre os topos do molde e do corpo de prova (eixo). A Figura 4.1 ilustra algumas etapas do ensaio.



Figura 4.1 - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.

Os ensaios de espalhamento seguiram procedimentos semelhantes aos de consistência, exceto após a retirada do molde, quando se mediu dois diâmetros perpendiculares (em milímetros) da mistura, sendo o valor do espalhamento correspondente à média aritmética das duas leituras (Figura 4.2).

Foram realizados também ensaios de espalhamento com o cone de Abrams na posição invertida.



Figura 4.2 - Determinação do espalhamento usando o cone de Abrams.

As misturas autoadensáveis devem apresentar abatimento de no mínimo 250 mm e espalhamento (cone e cone invertido) de no mínimo 600 mm (De Larrard, 1999 e EFNARC, 2005).

#### **4.2.2 – Ensaios mecânicos**

A matriz foi submetida a ensaios de compressão uniaxial nas idades de 3 e 7 dias (somente carga de ruptura) e nas idades de 28, 60, 120 e 240 dias. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Os ensaios de compressão seguiram as prescrições da ABNT NBR 5739 (2007) e foram realizados em uma máquina de ensaios universais servo-controlada, marca Shimadzu, modelo UH-F1000kNI, com capacidade de carga de 1000 kN. Os dados de carga e deslocamento foram obtidos através de um sistema de aquisição de dados composto de um condicionador ADS2000, de 16 bits, e de um “software” AQDados versão 7.02.08, da empresa Lynx. Os ensaios foram executados com controle de deslocamento, a uma taxa de velocidade de 0,05 mm/min. Os deslocamentos axiais foram medidos através de dois LVDTs, acoplados a anéis metálicos e posicionados na região central do corpo de prova, com comprimento de medida de 50 mm. O deslocamento axial foi a média das leituras dos dois LVDTs.

Após a ruptura dos corpos de prova, prolongavam-se os ensaios até alcançar níveis de carga de cerca de 40% da carga de ruptura.

A partir das curvas tensão *versus* deformação foi obtido o módulo de elasticidade secante, conforme descrito no item 4.3.2.1.

A Figura 4.3 ilustra o equipamento usado nos ensaios de compressão.

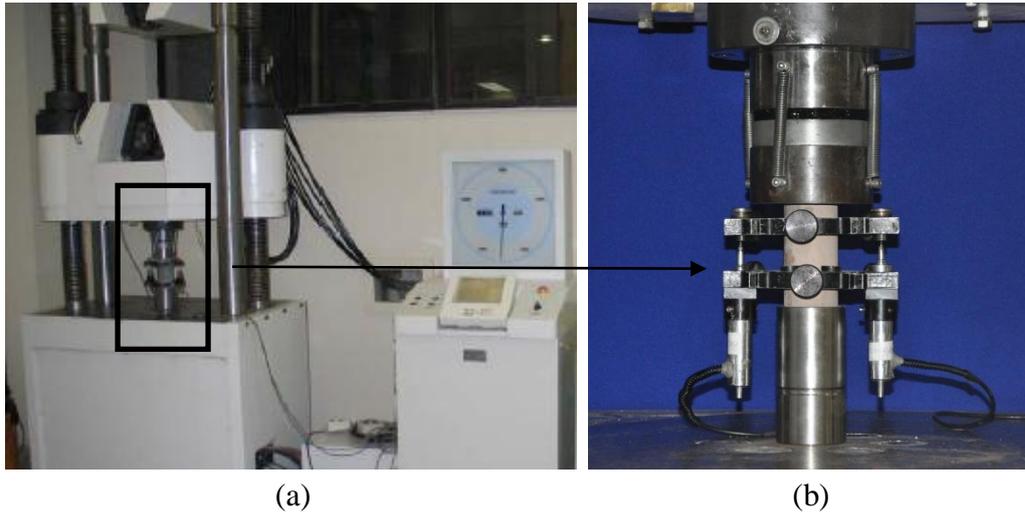


Figura 4.3 - Máquina de ensaios servo-controlada Shimadzu, com capacidade de 1000 kN (a) vista geral, (b) detalhe da colocação do corpo de prova e dos transdutores de deslocamento.

A matriz também foi submetida a ensaios de tração direta. Os ensaios de tração utilizaram corpos de prova prismáticos de 4 x 40 x 1,8 cm (largura x comprimento x espessura, respectivamente). Na execução dos ensaios de tração direta foi empregada uma máquina de ensaios universais eletromecânica Shimadzu, modelo AGX-100kN, com capacidade de carga de 100 kN (Figura 4.4). Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, a uma taxa de velocidade de 0,1 mm/min, utilizando-se célula de carga de 50 kN. Os deslocamentos axiais foram medidos por dois LVDTs posicionados longitudinalmente nas laterais do corpo de prova (Figura 4.4 (b) e (c)), com comprimento de medida de 150 mm. O deslocamento foi obtido através da média das leituras dos dois LVDTs.

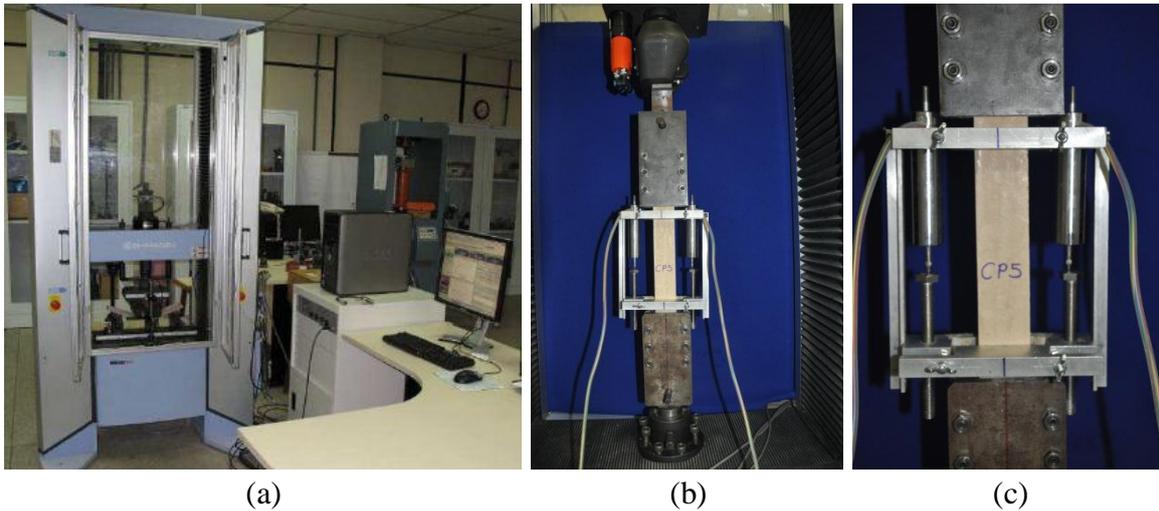


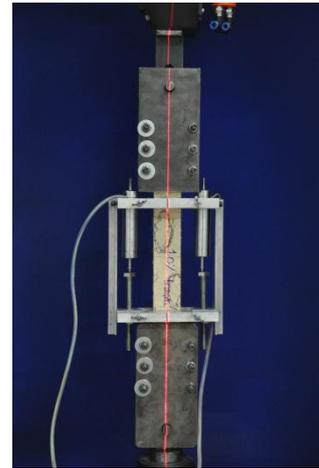
Figura 4.4 - Máquina Shimadzu AGX-100 kN (a) vista geral, (b) e (c) detalhes da montagem do corpo de prova.

Alguns cuidados adicionais devem ser ressaltados em relação ao ensaio de tração:

- . as extremidades dos corpos de prova eram fixadas a chapas metálicas, através de parafusos. Um perfil metálico em forma de “L” auxiliava no alinhamento do corpo de prova em relação às chapas, que ficava centralizado (largura) em relação às mesmas (Figura 4.5 (a)). Procurou-se apertar os parafusos com um torque não muito elevado, para evitar concentração de tensões, e procurou-se manter o mesmo valor para o aperto de todos os parafusos. Após a fixação das chapas, acoplava-se na região central do corpo de prova um quadro rígido de alumínio contendo os LVDTs.
- . o conjunto (corpo de prova-chapas metálicas-quadro com LVDTs) era colocado com muito cuidado na máquina de ensaios, e sua centralização, em relação à máquina, era checada com o auxílio de um nível a laser, tanto no sentido da largura da amostra (4 cm) (Figura 4.5 (b)) quanto no sentido da espessura (1,8 cm). Qualquer excentricidade na aplicação do carregamento comprometeria o ensaio, introduzindo esforços adicionais aos de tração.



(a)



(b)

Figura 4.5 - (a) Fixação de chapas metálicas nas extremidades do corpo de prova e (b) verificação do alinhamento do corpo de prova em relação à máquina de ensaio.

### 4.2.3 – Avaliação estatística dos dados experimentais

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). A análise de variância admite como hipótese nula que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ), utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

## 4.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.3.1 – Ensaio reológico

A dosagem computacional da matriz (usando o Modelo de Empacotamento Compressível) forneceu um teor de SP de 2,0% (ver Tabela 3.11, Capítulo 3) e esse valor precisou ser ajustado para 2,5%, para se alcançar abatimento mínimo de 250 mm e espalhamento mínimo de 600 mm (Figuras 4.1 e 4.2), parâmetros necessários no projeto de misturas autoadensáveis (De Larrard, 1999 e EFNARC, 2005).

Durante os ensaios, verificou-se visualmente as misturas espalhadas em relação à segregação e à exsudação, não tendo sido observado essas ocorrências para os teores de SP testados.

Na Figura 4.6 e na Tabela 4.1 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de espalhamento e abatimento, respectivamente.

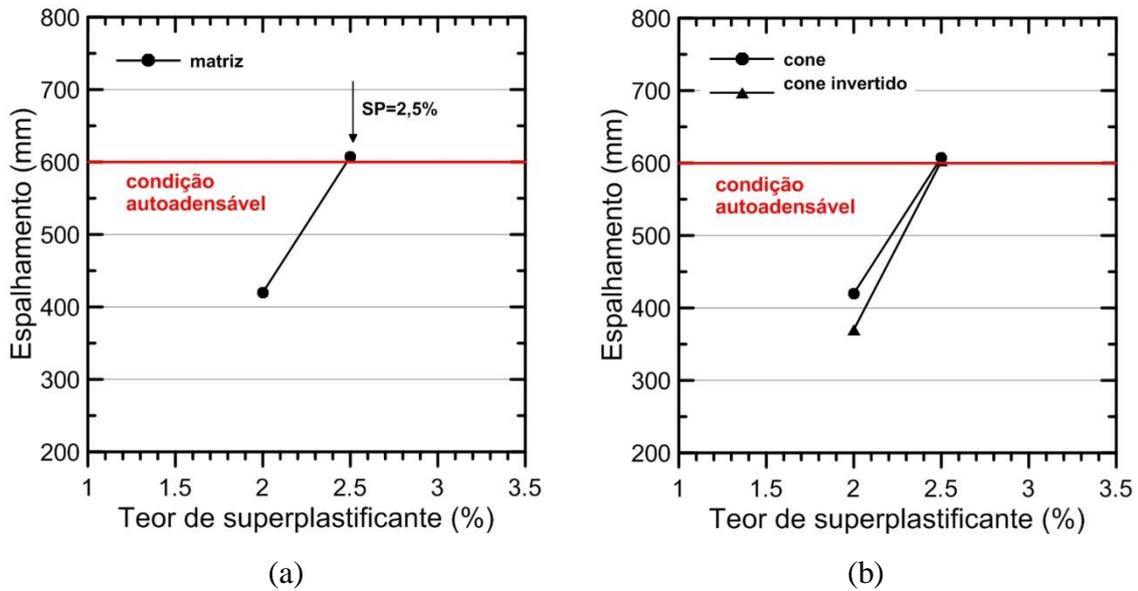


Figura 4.6 - Ensaio de espalhamento - matriz (a) cone de Abrams (b) cone e cone invertido.

Tabela 4.1 – Valores de abatimento (cone de Abrams).

Teor de SP* (%)	Abatimento (mm)	
	Cone	Cone invertido
2,0	230	185
2,5	275	280

Teor de SP\* - teor de superplastificante  
Teor de SP = porcentagem de sólidos do SP/massa de cimento

Analisando os resultados apresentados na Figura 4.6 e na Tabela 4.1 verifica-se que foi necessário somente um pequeno ajuste na reologia da matriz (Tabela 3.11, Capítulo 3) dosada com base no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC). O teor de dispersante foi ajustado de 2,0 para 2,5%.

A presença de argilominerais na mistura e a propriedade de troca catiônica inerente a esses minerais faz com que cátions sejam trocados com os polímeros orgânicos resultando na adsorção do dispersante na superfície dos argilominerais e reduzindo a quantidade disponível para a dispersão dos materiais cimentícios (cimento, cinza, metacaulinita) (Norvell *et al.*, 2007; Lei e Plank, 2012; Nehdi, 2014). O BétonlabPro 3

não levou em consideração, nos dados de entrada, parâmetros que descrevessem essa interação físico-química, justificando a necessidade de um pequeno ajuste no teor de dispersante.

Comprova-se então a eficácia do método de dosagem, e seu potencial de aplicação para misturas solo-cimento. A otimização da mistura granular (proporcionada pelo MEC), a presença de agregado de tamanho reduzido e a presença do SP permitiram que valores de espalhamento da ordem de 600 mm e valores de abatimento da ordem de 250 mm fossem alcançados sem segregação e exsudação das misturas.

Para teor de SP de 2,5% os valores de abatimento e espalhamento obtidos com o cone invertido foram próximos aos obtidos com o cone (Figura 4.6 (b) e Tabela 4.1).

#### 4.3.2. – Ensaios mecânicos

A matriz foi submetida a ensaios de compressão uniaxial nas idades de 3 e 7 dias (somente carga de ruptura) e nas idades de 28, 60, 120 e 240 dias (ensaio completo). Na Figura 4.7 (a) é apresentada a evolução da resistência com a idade, e na Figura 4.7 (b) são mostradas curvas típicas tensão *versus* deformação nas idades de 28, 60, 120 e 240 dias. A partir das curvas foram obtidos os parâmetros da Tabela 4.2 (média de 3 determinações). O módulo de elasticidade calculado foi o módulo secante, e sua obtenção seguiu as prescrições da ABNT NBR 8522 (2008) e a Equação 4.1.

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

E – módulo de elasticidade secante;

$\sigma_1$  – tensão correspondente à deformação de  $5.10^{-5}$   $\varepsilon$ ;

$\sigma_2$  – tensão correspondente à 40% da tensão máxima;

$\varepsilon_1$  – deformação de  $5.10^{-5}$   $\varepsilon$ ;

$\varepsilon_2$  – deformação correspondente à tensão  $\sigma_2$ .

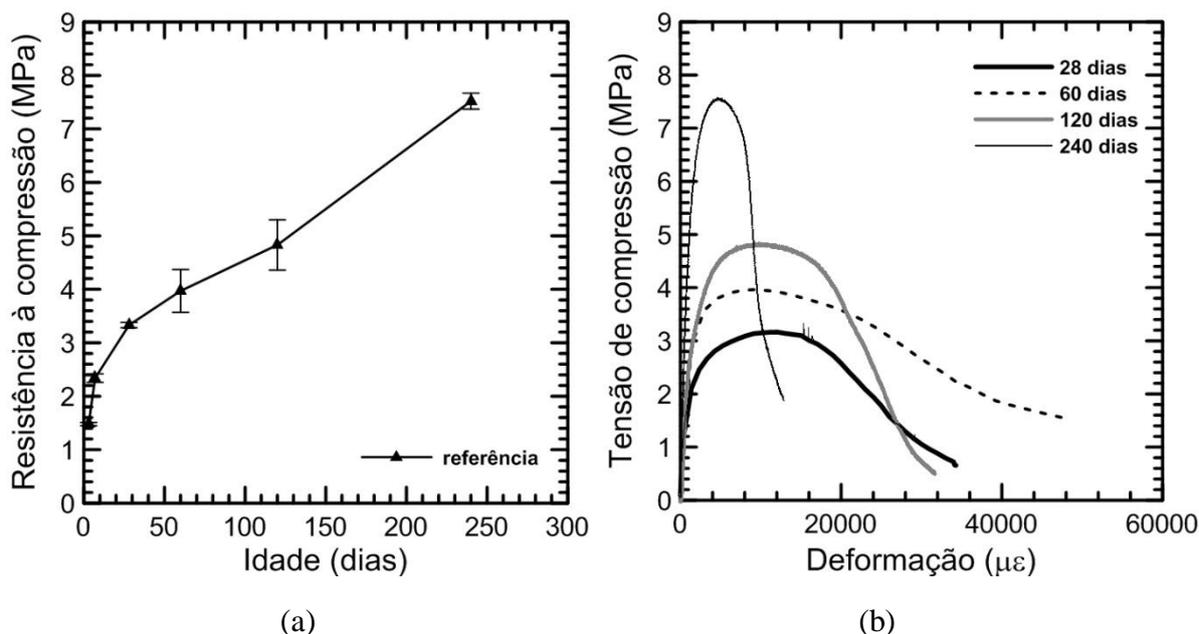


Figura 4.7 - Resistência à compressão da matriz (a) evolução da resistência com a idade e (b) curvas típicas para as idades de 28, 60, 120 e 240 dias.

Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial para a matriz. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Mistura	F <sub>max</sub> (kN)	σ <sub>max</sub> (MPa)	ε <sub>rupt</sub> (με)	E (GPa)	T <sub>rupt</sub> (J)
Ref-28d	6,55 (0,10)	3,33 (0,05)	14.666,75 (1.723,43)	3,15 (0,04)	4,09 (0,59)
Ref-60d	7,91 (0,79)	4,03 (0,40)	10.272,22 (1.151,82)	3,77 (0,15)	3,59 (0,70)
Ref-120d	9,14 (0,94)	4,66 (0,47)	7.984,42 (2.814,42)	4,05 (0,56)	3,15 (1,37)
Ref-240d	14,78 (0,28)	7,52 (0,15)	6.008,91 (1.208,54)	5,01 (0,30)	3,60 (0,78)

Ref-28d=referência 28 dias; Ref-60d=referência 60dias; Ref-120d=referência 120 dias;  
 Ref-240d=referência 240 dias; F<sub>max</sub>=carga de ruptura; σ<sub>max</sub>=tensão de ruptura;  
 ε<sub>rupt</sub>=deformação específica na ruptura; E=módulo de elasticidade; T<sub>rupt</sub>=tenacidade até a carga de ruptura

Analisando os resultados da Figura 4.7 e Tabela 4.2, observa-se que o ganho de resistência da matriz ao longo do tempo é significativo, alcançando cerca de 40% para a idade de 120 dias (4,66 MPa) e 125,83% para a idade de 240 dias (7,52 MPa) . Esse ganho é devido às reações pozolânicas promovidas pela adição de cinza volante e de metacaulinita, que se processam mais lentamente que as reações de hidratação do cimento.

O aumento de resistência da matriz com o decorrer do tempo foi acompanhado por um aumento de rigidez (aumento do módulo de elasticidade) e diminuição da capacidade de deformação na ruptura (Tabela 4.2). A deformação na ruptura apresentou reduções de 30, 46 e 59%, para as idades de 60, 120 e 240 dias, respectivamente, em relação à idade de 28 dias. O módulo de elasticidade aumentou de até 59%, em relação à idade de 28 dias. As diferenças nos valores de tenacidade até a carga de ruptura não foram estatisticamente significativas (Tabela 4.2).

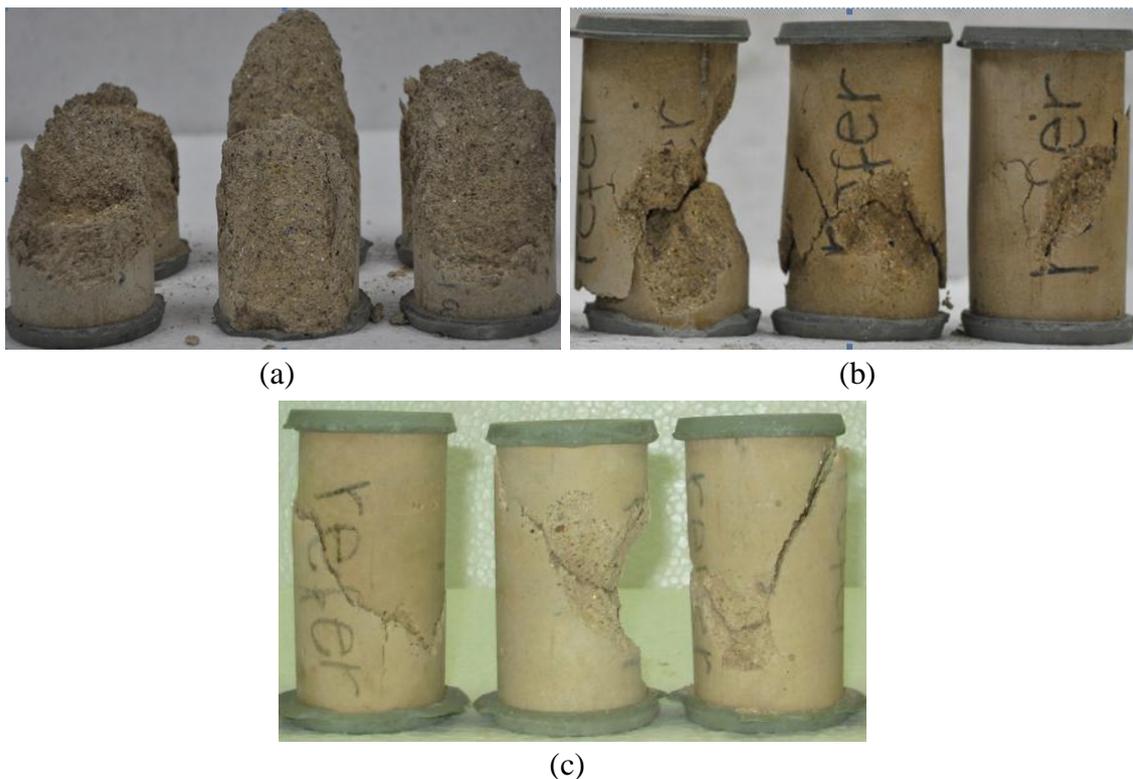


Figura 4.8 - Modo de ruptura da matriz (a) aos 28 dias, (b) aos 60 dias e (c) aos 120 dias.

De forma geral, a matriz apresentou padrão de fratura com formação de um plano de cisalhamento inclinado de aproximadamente  $60^\circ$  em relação à horizontal (Figura 4.8 (a), (b) e (c)). Em algumas amostras, observou-se também a formação de um cone na parte inferior, associado à formação do plano de cisalhamento (Figura 4.8 (b)).

O comportamento da matriz também foi caracterizado sob tração direta, na idade de 28 dias, sendo o resultados (média de 6 determinações) apresentados na Figura 4.9 e na Tabela 4.3.

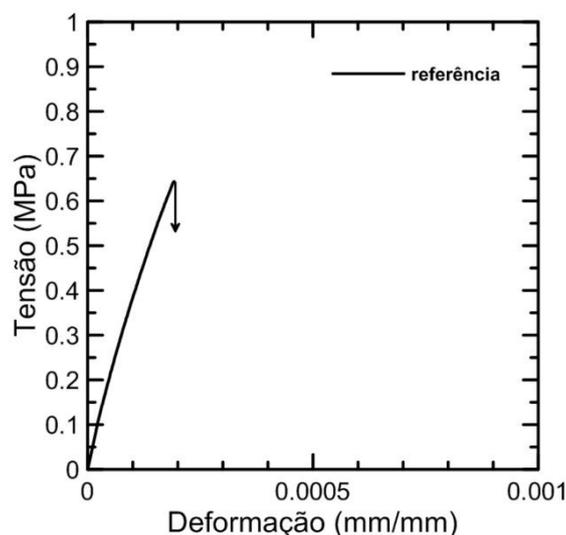


Figura 4.9 - Matriz: comportamento sob tração direta (28 dias).

Tabela 4.3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração direta (28 dias). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Amostra	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\epsilon_{rupt}$ (%)	E (GPa)	$T_{rupt}$ (J)
Matriz Referência	0,46 (0,09)	0,64 (0,13)	0,03 (0,01)	0,02 (0,01)	4,02 (0,22)	0,007 (0,003)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\epsilon_{rupt}$ =deformação na ruptura; E=módulo de elasticidade;  $T_{rupt}$ =tenacidade até a ruptura

A partir dos resultados apresentados (Figura 4.9 e Tabela 4.3) pode-se observar que a matriz apresentou resistência à tração direta de 0,64 MPa e ruptura com um nível de deformação da ordem de 0,02%. O módulo de elasticidade foi da ordem de 4,02 MPa e a capacidade de absorção de energia da matriz até a ruptura foi muito baixa, da ordem de 0,007 J.

A fratura da matriz sem fibras sob tração direta ocorreu de forma frágil e brusca. Após a fissuração da matriz, a tensão caiu instantaneamente para zero. A ruptura ocorreu com a formação de uma única fissura (Figura 4.10), em geral próxima às bordas das chapas metálicas presas ao corpo de prova (Figura 4.5 (a)).

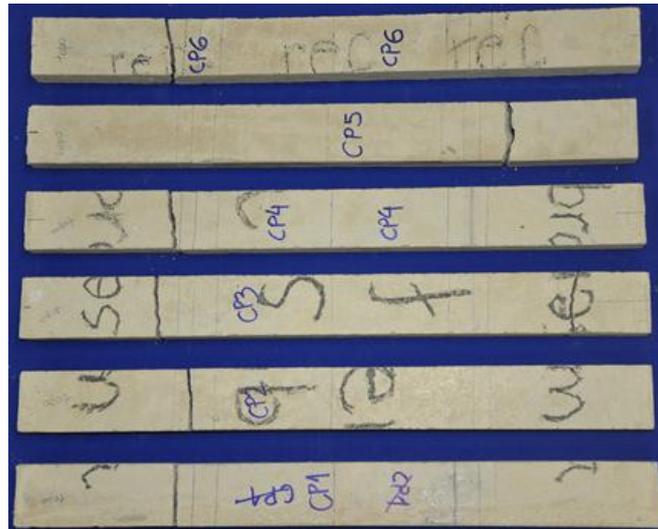


Figura 4.10 - Modo de ruptura da matriz sob tração direta: formação de uma única fissura.

#### 4.4 - CONCLUSÃO

A trabalhabilidade da matriz dosada pelo MEC foi quantificada através de ensaios de espalhamento e abatimento (cone de Abrams). Foi investigado o comportamento reológico variando-se o teor de SP e mantendo-se constantes os demais parâmetros. Valores mínimos de abatimento (250 mm) e de espalhamento (600 mm) foram estabelecidos para que as misturas apresentassem características autoadensáveis. Foi necessário ajustar o teor de SP da matriz para 2,5%, uma vez que o teor de 2,0%, sugerido como resultado da dosagem, resultou em espalhamento de 420 mm e abatimento de 230 mm, valores inferiores ao mínimo exigido para misturas autoadensáveis.

A matriz apresentou resistência à compressão de 3,33 MPa (28 dias) e resistência à tração de 0,64 MPa (28 dias). A ruptura dos corpos de prova (à tração e à compressão) foi frágil.

A resistência à compressão aumentou de forma significativa ao longo do tempo, alcançando o valor de 4,66 MPa aos 120 dias (aumento de 40% em relação ao valor de 28 dias) e 7,52 MPa aos 240 dias (aumento de 125,83 % em relação ao valor de 28 dias), sendo esse ganho atribuído às reações pozolânicas.

## **5. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL**

### **5.1 - INTRODUÇÃO**

Nesse capítulo, será apresentada a metodologia de produção dos compósitos solo-cimento autoadensáveis reforçados com fibras curtas de sisal, assim como os resultados de ensaios mecânicos realizados na idade de 28 dias.

Nos ensaios mecânicos, estudou-se a influência do teor e do comprimento das fibras.

As fibras foram utilizadas nos comprimentos de 20 mm e 50 mm, e nos teores de 0,5%, 1,0% e 1,5%, em relação ao peso de solo seco.

Fibras curtas de sisal têm sido utilizadas como reforço de matrizes de solo, estabilizadas com cimento (Mattone, 2005; Pinto, 2008;) ou não (Ghavami *et al.*, 1999; Salgado, 2010; Prabakar e Sridhar, 2002; Mesbah *et al.*, 2004), contribuindo principalmente para aumento da ductilidade, da resistência à tração e da capacidade de absorção de energia dos compósitos.

A estabilização com cimento, ao mesmo tempo em que promove um ganho de resistência e rigidez para a matriz, promove também uma tendência para comportamento frágil. As fibras, desde que em comprimentos e teores adequados, atuam no sentido oposto, induzindo um comportamento dúctil (Hejazi *et al.*, 2012).

Os compósitos produzidos foram submetidos a ensaios de compressão não confinada, ensaios de tração direta e ensaios de flexão em quatro pontos.

### **5.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **5.2.1 – Materiais e processamento**

##### **5.2.1.1 – Fibras de sisal**

As fibras de sisal foram fornecidas pela APAEB (Associação de Desenvolvimento Sustentável e Solidário da Região Sisaleira, município de Valente, Bahia), na forma de fardos e em comprimentos de cerca de 1,20 m.

Antes de serem introduzidas na matriz, as fibras foram submetidas a um processo de beneficiamento que consistiu nas seguintes etapas: (i) lavagem em água quente (100°C), (ii) secagem em sala com temperatura controlada (40°C), (iii) alinhamento e (iv) corte. A lavagem teve como objetivo a remoção de resíduos aderidos na superfície das fibras (graxas e resinas naturais). Após a secagem, as fibras encontravam-se bastante embaraçadas (Figura 5.1 (a)). Fazia-se então um feixe com uma pequena quantidade de fibras e passava-se repetidas vezes através de uma prancha de madeira com pregos, até que as mesmas ficassem desembaraçadas (alinhamento) (Figura 5.1 (b)). Em seguida as fibras eram cortadas em uma guilhotina manual (Figura 5.1 (c)) nos comprimentos desejados (20 e 50 mm). Findo o processo de corte, as fibras eram acondicionadas em sacos plásticos e armazenadas para uso.

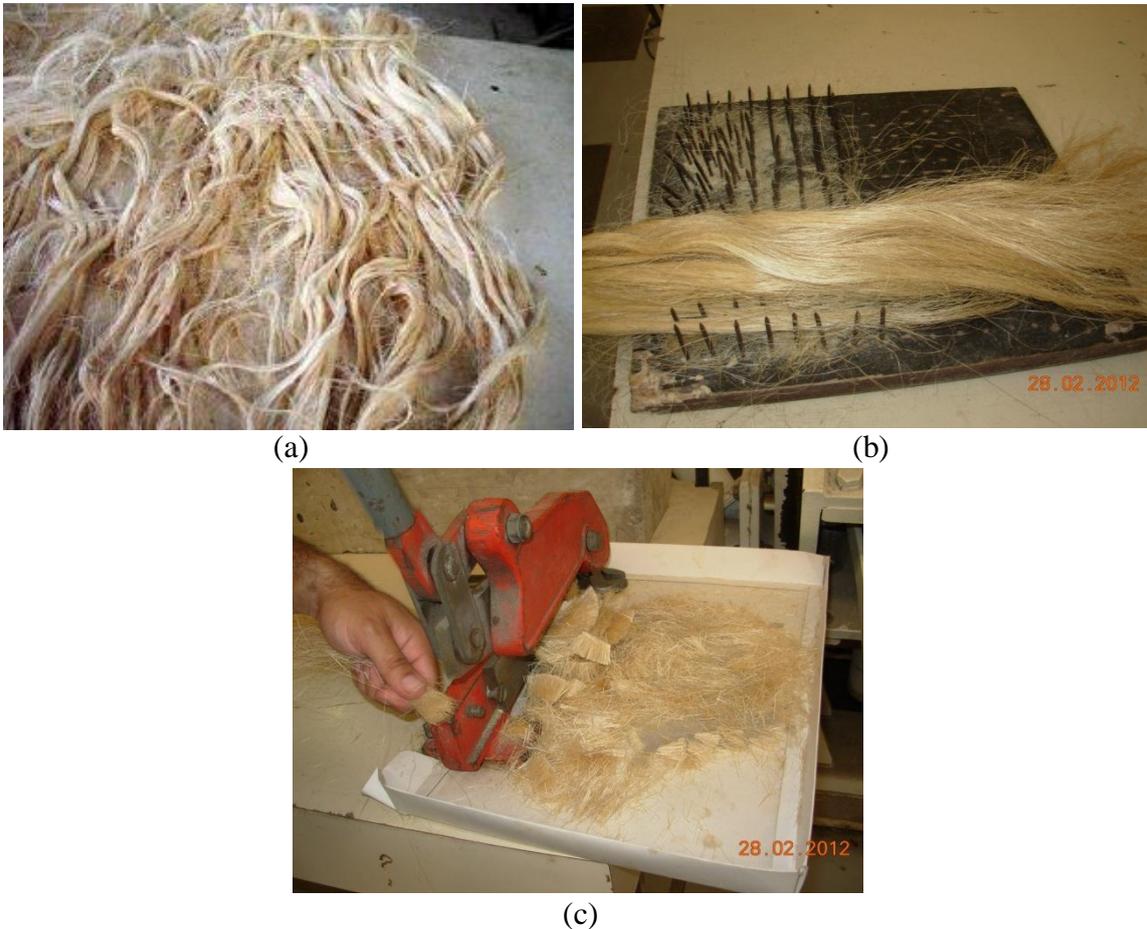


Figura 5.1 - Processamento das fibras de sisal (a) secagem, (b) alinhamento e (c) corte nos comprimentos de 20 mm e 50 mm.

### **5.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

Os referidos materiais foram caracterizados no Capítulo 3, item 3.2.1.1.

### **5.2.1.3 - Superplastificante**

O superplastificante utilizado foi descrito no Capítulo 3, item 3.2.1.2.

### **5.2.1.4 – Água**

A água usada na produção das misturas foi proveniente da rede de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro após processo de deionização.

## **5.2.2 – Produção das misturas solo-cimento com inserção de fibras de sisal, moldagem e cura dos corpos de prova**

As etapas iniciais da produção das misturas (mistura dos ingredientes sólidos, colocação de água e adição de superplastificante) foram semelhantes às descritas no Capítulo 3, item 3.2.4, relativas à produção da matriz. Após a homogeneização do superplastificante, iniciava-se a inserção das fibras. Para facilitar o processo de incorporação de fibras, fazia-se a prévia dispersão das mesmas antes de iniciar a mistura (Figura 5.2 (a)). As fibras foram adicionadas gradualmente, com a argamassadeira em velocidade baixa (125 rpm), e esse processo demandou em torno de 15 a 20 minutos (Figura 5.2 (b)). Terminada a adição das fibras, a velocidade foi ajustada para média (220 rpm), misturando-se com maior energia durante 3 minutos. Em seguida, foram executados os ensaios reológicos.



(a)

(b)

Figura 5.2 - (a) dispersão prévia das fibras e (b) adição de fibras de 20 mm de comprimento à matriz.

Para facilitar a preparação das misturas, foram produzidos volumes de 8 litros de cada vez, e a Tabela 5.1, obtida a partir da Tabela 3.11 (Capítulo 3), fornece o consumo de materiais utilizado. Os teores de fibra adotados, nos valores de 0,5%; 1,0% e 1,5%, designados nessa pesquisa como  $\rho_f$ , foram calculados em relação à massa de solo seco.

Tabela 5.1 - Consumo de materiais ( $\text{kg/m}^3$ ).

Constituinte		Consumo ( $\text{kg/m}^3$ )
Solo		1.338,40
Cimento CP II-F-32		192,00
Cinza volante		19,00
Metacaulinita		19,00
Superplastificante Glenium 51 (SP*=3,0%)		18,59
Água corrigida**		448,52
Água contida no SP		12,83
Água total***		461,35
Relação a/c		2,40
Relação a/mc		2,00
Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	Fração volumétrica ( $V_f$ ) (%)	
0,5	0,74	6,69
1,0	1,49	13,38
1,5	2,23	20,08
SP* – teor de superplastificante Teor de SP - porcentagem de sólidos do SP/massa de cimento Água corrigida** = (água total - água contida no SP) Água total*** - água correspondente à relação água/cimento Relação a/c – relação água/cimento Relação a/mc – relação água/material cimentício Teor de fibra (%) = (massa de fibra/massa de solo seco) x 100 $V_f$ – fração volumétrica de fibras, $V_f(\%) = (\text{volume de fibra/volume do composto}) \times 100$		

Após os ensaios reológicos, foi realizada a moldagem dos corpos de prova. Os corpos de prova para os ensaios de compressão foram cilíndricos, com diâmetro igual a 5 cm e altura igual a 10 cm (Figura 5.3 (a)). Para os ensaios de tração e flexão foram moldadas placas retangulares de 25 cm x 40 cm, com 1,8 cm de espessura (Figura 5.3 (b)). Os moldes foram preenchidos sem aplicação de vibração ou compactação, uma vez que as misturas em estudo são autoadensáveis. As massas específicas das misturas frescas com fibras de 20 mm de comprimento foram de 2,03; 1,99 e 1,94 g/cm<sup>3</sup>, para os teores de fibra de 0,5; 1,0 e 1,5%, respectivamente. As misturas frescas com fibras de 50 mm de comprimento apresentaram massas específicas de 2,12; 2,08 e 1,95 g/cm<sup>3</sup>, para os teores de fibra de 0,5; 1,0 e 1,5%, respectivamente.



Figura 5.3 - (a) moldagem para ensaios de compressão e (b) moldagem para ensaios de tração e flexão.

A desmoldagem dos corpos de prova cilíndricos foi feita com 24 horas, e dos retangulares com 72 horas. Após a desmoldagem, os corpos de prova cilíndricos foram capeados no topo e na base com uma mistura de enxofre e cinza volante, com o objetivo de obter superfícies lisas e planas, capazes de proporcionar uniformidade na distribuição de carga.

Os corpos de prova retangulares foram subdivididos em placas de 4 x 40 x 1,8 cm para os ensaios de tração e em placas de 10 x 40 x 1,8 cm para os ensaios de flexão.

Todos os corpos de prova (cilíndricos e placas) foram mantidos na câmara úmida (temperatura de 23° C, UR de 100%) até a idade dos ensaios.

### 5.2.3 – Ajuste da reologia da matriz para inserção de fibras

As fibras de sisal apresentam elevada capacidade de absorção de água, da ordem de 200 a 250% (Toledo Filho, 1997), e cerca de 95% da absorção de saturação é alcançada nas primeiras 3 horas (Ferreira, 2012). Consequentemente, quando as fibras foram inseridas na matriz, elas provocaram uma redução na trabalhabilidade das misturas, tanto maior quanto maior o teor de fibras adicionado (para um dado comprimento). Fixando-se a consistência e a relação água/material cimentício, tornou-se necessário aumentar o consumo de superplastificante. A Tabela 5.2 apresenta o consumo de superplastificante necessário à obtenção de espalhamento mínimo de 600 mm e abatimento mínimo de 250 mm, parâmetros compatíveis com as misturas autoadensáveis, e a Figura 5.4 ilustra a execução dos ensaios reológicos. Cabe ressaltar que para as fibras com comprimento de 50 mm e teor de 1,5% não foi possível a obtenção de uma matriz autoadensável, pois o valor de espalhamento obtido foi de 530 mm (Tabela 5.2).

Durante os ensaios de espalhamento, foram feitas observações visuais em relação à existência de segregação e exsudação, não tendo sido detectadas essas ocorrências para as misturas da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Comportamento reológico das misturas com fibras.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	Comprimento fibra (mm)	Teor de SP (%)	Espalhamento (mm)	Abatimento (mm)
0,0	-	2,5	600	275
0,5	20	3,0	600	275
	50	3,0	790	280
1,0	20	3,5	695	280
	50	4,5	650	285
1,5	20	5,0	600	255
	50	6,0	530	265



Figura 5.4 - Inserção de fibras de 20 mm de comprimento no teor de 1,0% (a) ensaio de espalhamento (cone de Abrams) e (b) ensaio de abatimento (cone de Abrams).

#### 5.2.4 – Comportamento mecânico

Os compósitos produzidos conforme os procedimentos descritos nos itens 5.2.2 e 5.2.3 foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial, tração direta e flexão em quatro pontos, na idade de 28 dias.

As configurações para os ensaios de compressão uniaxial e tração direta foram descritas no item 4.2.3.1 (Capítulo 4). Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão foram cilíndricos, com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm. A partir das curvas tensão de compressão *versus* deformação foi obtido o módulo de elasticidade secante, conforme descrito no item 4.3.2.1 (Capítulo 4).

Nos ensaios de tração, foram utilizadas placas de 4 cm x 40 cm x 1,8 cm (largura x comprimento x espessura) e nos ensaios de flexão placas de 10 cm x 40 cm x 1,8 cm (largura x comprimento x espessura). Para cada mistura estudada foram ensaiados três corpos de prova.

Os ensaios de flexão em quatro pontos foram executados em uma máquina Shimadzu, modelo AGX-100 kN, capacidade de carga de 100 kN (Figura 5.5 (a)). Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, a uma taxa de velocidade de 0,3 mm/min, utilizando-se célula de carga de 100 kN.

A Figura 5.5 (b) mostra o dispositivo com quatro cutelos montados na máquina de ensaios. O sistema de aquisição de dados, contínuo, utilizou o programa Trapézio, obtendo-se a carga e o deslocamento no meio do vão por meio de um LVDT. Os pontos

de carga distavam entre si de 10 cm, e o vão entre apoios era de 30 cm. A tensão equivalente de flexão foi calculada de acordo com a Equação 5.1:

$$\sigma = \frac{PL}{bh^2} \quad (\text{Equação 5.1})$$

Onde:

$\sigma$  – tensão equivalente de flexão;

$P$  – carga aplicada;

$L$  – vão entre apoios extremos (300 mm);

$b$  – largura da amostra (100 mm);

$h$  – altura da amostra (18 mm).



(a)



(b)

Figura 5.5 - (a) máquina servo controlada Shimadzu AGX-100 kN; (b) configuração dos ensaios de flexão em quatro pontos.

Durante os ensaios de flexão, um espelho inclinado de 45° foi posicionado sob a amostra, para melhor visualização da região tracionada e da formação de fissuras (Figura 5.5 (b)).

### 5.2.5 – Avaliação estatística dos dados experimentais

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). A análise de variância admite como

hipótese nula que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ), utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

## **5.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **5.3.1 – Ensaio de compressão uniaxial**

Curvas típicas tensão *versus* deformação das misturas com e sem reforço fibroso são apresentadas na Figura 5.6. Os compósitos foram reforçados com fibras de sisal com comprimento de 20 mm. A partir das curvas tensão *versus* deformação experimentais, foram calculados os valores médios de carga de ruptura ( $P_{\text{rupt}}$ ), tensão de ruptura ( $\sigma_{\text{rupt}}$ ), deformação axial na ruptura ( $\epsilon_{\text{rupt}}$ ) e módulo de elasticidade (E). A tenacidade foi obtida através da área sob a curva de carga *versus* deslocamento, tendo sido calculada até o nível de deformação de ruptura ( $T_{\text{rupt}}$ ), até a deformação de 34.000  $\mu\epsilon$  ( $T_{\text{def}=34.000\mu\epsilon}$ ) e até a deformação de 50.000  $\mu\epsilon$  ( $T_{\text{def}=50.000\mu\epsilon}$ ). Esses resultados são mostrados na Tabela 5.3, juntamente com os respectivos desvios padrões.

Na Figura 5.7, os resultados das propriedades mecânicas estão representados em gráficos de barra.

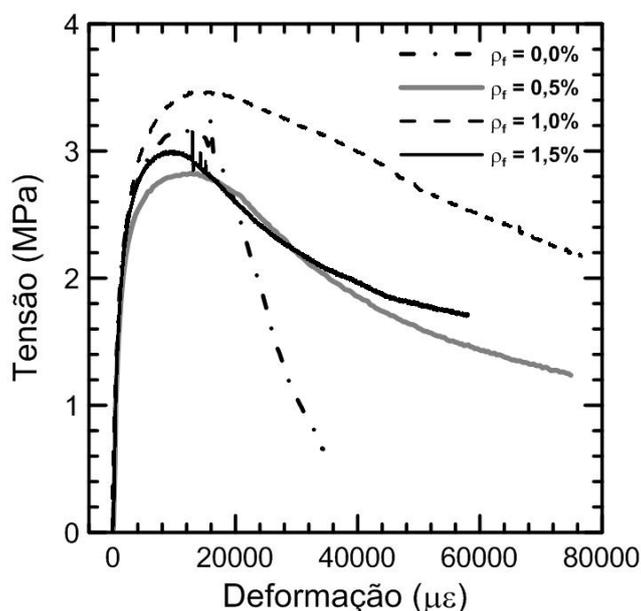


Figura 5.6 - Curvas típicas tensão *versus* deformação para os compósitos reforçados com fibras de sisal no comprimento de 20 mm.

Tabela 5.3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão dos compósitos. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$\epsilon_{rupt}$ ( $\mu\epsilon$ )	$T_{rupt}$ (J)	$T_{def=34.000\mu\epsilon}$ (J)	$T_{def=50.000\mu\epsilon}$ (J)	E (GPa)
0,0	6,55 (0,10)	3,33 (0,05)	14.666,75 (1.723,43)	4,09 (0,59)	8,50 (1,19)	-	3,15 (0,04)
0,5	5,54 (0,20)	2,82 (0,11)	10.218,30 (2.427,37)	2,42 (0,67)	7,99 (0,60)	10,53 (1,16)	2,01 (0,21)
1,0	6,52 (0,60)	3,32 (0,31)	12.645,47 (2.175,47)	3,54 (0,91)	10,07 (1,04)	14,28 (1,69)	1,84 (0,07)
1,5	6,15 (0,13)	3,13 (0,06)	11.447,14 (1.287,10)	3,00 (0,34)	9,03 (0,51)	12,26 (0,69)	2,30 (0,10)

$P_{rupt}$  – carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$  – tensão de ruptura;  $\epsilon_{rupt}$  – deformação na ruptura;  $T_{rupt}$  – tenacidade para  $\epsilon_{rupt}$ ;  $T_{def=34.000\mu\epsilon}$  – tenacidade para deformação de 34.000 $\mu\epsilon$ ;  $T_{def=50.000\mu\epsilon}$  – tenacidade para deformação de 50.000 $\mu\epsilon$ ; E – módulo de elasticidade

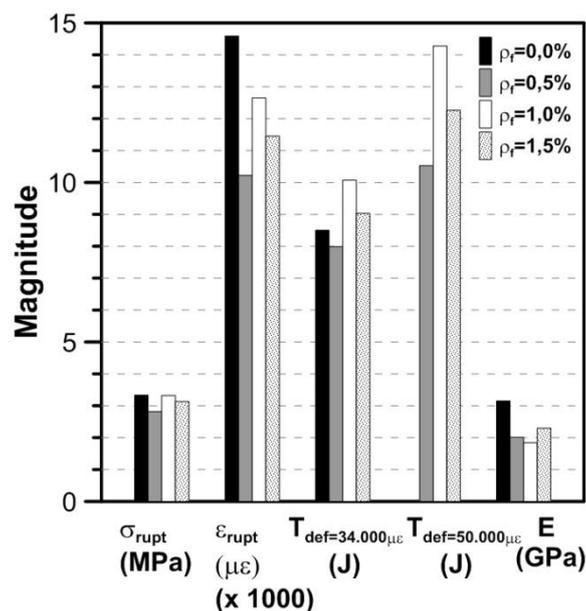


Figura 5.7 - Influência da adição de fibras curtas de sisal (20 mm de comprimento) nas propriedades mecânicas dos compósitos solo-cimento.

Observando as curvas tensão *versus* deformação apresentadas na Figura 5.6, verifica-se que após o pico o compósito solo-cimento sem fibras apresenta uma queda rápida de tensão, associada a um pequeno nível de deformação adicional. Entretanto, as misturas fibrosas exibem um comportamento de amolecimento gradual após o pico, associado a grandes deformações, que alcançam valores da ordem de 80.000  $\mu\epsilon$  (compósitos com 0,5% e 1,0% de fibras). A queda na capacidade resistente dos compósitos fibrosos após o pico é devida ao descolamento das fibras na interface fibra-matriz. As fibras cruzam as fissuras que se propagam na matriz frágil, transmitindo a carga de um ponto a outro da matriz e impedindo a ruptura brusca do material.

Em relação aos parâmetros mostrados na Tabela 5.3 e Figura 5.7, pode-se observar que a resistência à compressão dos compósitos fibrosos não foi estatisticamente diferente (compósito com 1,0% de fibras) em relação à mistura de referência ou apresentou redução de até 15,31% (compósitos com 0,5 e 1,5% de fibras). A redução de resistência pode ser explicada pelo aumento da porosidade da matriz com a inserção de fibras, conforme valores de índice de vazios mostrados na Tabela 6.1 do Capítulo 6. A deformação de ruptura dos compósitos fibrosos não apresentou diferenças significativas em relação à mistura de referência. Os compósitos reforçados com 1,0% de fibras apresentaram maior capacidade de absorção de energia que os demais, sendo esse valor

da ordem de 10 J para a deformação de 34.000  $\mu\epsilon$  e da ordem de 14 J para a deformação de 50.000  $\mu\epsilon$ . A capacidade de absorção de energia dos demais compósitos (0; 0,5 e 1,5% de fibras) não diferiu significativamente, tanto para a deformação de 34.000  $\mu\epsilon$  quanto para a deformação de 50.000  $\mu\epsilon$ . O módulo de elasticidade dos compósitos fibrosos diminuiu em relação aos compósitos não reforçados, sendo essa redução mais acentuada para o teor de fibras de 1,0% (41,5%).

A incorporação de cimento, ao mesmo tempo em que propicia o aumento da resistência e da rigidez dos compósitos, propicia também uma ruptura frágil e brusca. A incorporação de fibras muda esse padrão de ruptura, proporcionando uma fratura mais dúctil. Os corpos de prova referentes às misturas sem fibras se desintegraram com facilidade (Figura 5.8 (a)), com formação de fissuras de maior abertura, enquanto os referentes às misturas com fibras mantiveram uma certa integridade, com formação de fissuras de menor abertura (Figura 5.8 (b)).



(a)



(b)

Figura 5.8 - Modo de ruptura dos compósitos solo-cimento (a) sem reforço fibroso: ruptura frágil e (b) com reforço fibroso: ruptura dúctil.

### 5.3.2 – Ensaio de tração direta

#### 5.3.2.1 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento

Na Figura 5.9 são apresentadas as curvas típicas tensão *versus* deformação referentes aos ensaios de tração direta executados com as misturas solo-cimento de referência (sem reforço fibroso) e com as misturas reforçadas com teores de 0,5%; 1,0% e 1,5% de fibras curtas de sisal (20 mm de comprimento).

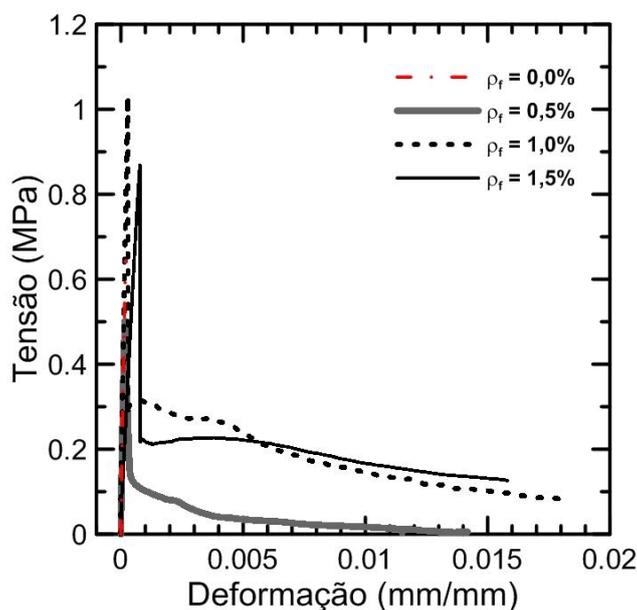


Figura 5.9 - Curvas típicas tensão de tração *versus* deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (20 mm), aos 28 dias de idade.

Analisando as curvas típicas tensão *versus* deformação pode-se observar que o comportamento da matriz sem reforço fibroso é frágil, apresentando resistência à tração de 0,64 MPa e ruptura brusca, que ocorre associada a um nível de deformação da ordem de 0,0002 mm/mm. Para os compósitos fibrosos, o comportamento é governado pela matriz até o surgimento da primeira fissura, e após a fissuração ocorre uma queda instantânea de tensão, que corresponde à transferência de tensões da matriz para as fibras. A presença de fibras permite que os compósitos suportem tensões residuais de até 0,21 MPa, que representa 23% da carga de ruptura (compósito com teor de fibra de 1,5%). De forma geral, após a queda brusca, ocorre uma queda gradual de tensão, associada a um aumento do nível de deformação dos compósitos (até cerca de 1,5%).

Os parâmetros referentes aos ensaios de tração são mostrados na Tabela 5.4, sendo os valores entre parênteses indicativos do desvio padrão. A tenacidade foi obtida calculando-se a área sob as curvas carga *versus* deslocamento, tendo sido calculada para

o deslocamento de ruptura ( $T_{rupt}$ ) e para os deslocamentos de 1,5 mm ( $\epsilon=1,0\%$ ) e 1,9 mm ( $\epsilon=1,3\%$ ).

Tabela 5.4 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração dos compósitos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$\epsilon_{rupt}$ (%)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=1,5mm}$ (J)	$T_{d=1,9mm}$ (J)
0,0	0,46 (0,09)	0,64 (0,13)	0,02 (0,01)	-	0,01 (0,003)	-	-
0,5	0,56 (0,18)	0,73 (0,32)	0,03 (0,01)	0,61 (0,35)	0,02 (0,01)	0,12 (0,08)	0,20 (0,01)
1,0	0,73 (0,05)	1,02 (0,06)	0,06 (0,06)	0,82 (0,06)	0,04 (0,03)	0,22 (0,05)	0,26 (0,06)
1,5	0,66 (0,06)	0,92 (0,08)	0,06 (0,04)	0,71 (0,07)	0,03 (0,02)	0,23 (0,04)	0,27 (0,05)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $\epsilon_{rupt}$ =deformação na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade até a ruptura;  $T_{d=1,5mm}$ =tenacidade até o deslocamento de 1,5 mm ( $\epsilon=1\%$ );  $T_{d=1,9mm}$ =tenacidade até o deslocamento de 1,9mm ( $\epsilon=1,3\%$ )

Com base na Tabela 5.4, verifica-se que a resistência à tração da matriz sem reforço fibroso foi de 0,64 MPa, e a incorporação de fibras provocou aumento dessa resistência, de até cerca de 60% (compósito reforçado com teor de fibra de 1,0%). Os compósitos fibrosos apresentaram valores de deformação de ruptura não diferentes (do ponto de vista estatístico) em relação aos da matriz sem reforço. A variação do teor de fibras não produziu mudanças estatisticamente significativas nos valores de queda pós-pico e tenacidade ( $T_{rupt}$ ,  $T_{d=1,5mm}$ ,  $T_{d=1,9mm}$ ). A incorporação de fibras permitiu elevar substancialmente a capacidade de absorção de energia dos compósitos, alcançando valores de tenacidade 27 vezes superiores à do material não reforçado.

### 5.3.2.2 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento

Na Figura 5.10 são apresentadas as curvas típicas tensão *versus* deformação referentes aos ensaios de tração direta executados com as misturas solo-cimento de referência (sem reforço fibroso) e com as misturas reforçadas com teores de 0,5%; 1,0% e 1,5% de fibras curtas de sisal (50 mm de comprimento).

Na Tabela 5.5 são mostrados os parâmetros obtidos nos ensaios de tração. A tenacidade foi obtida por integração das curvas carga *versus* deslocamento, tendo sido calculada para o deslocamento de ruptura ( $T_{rupt}$ ) e para os deslocamentos de 1,5 mm ( $\epsilon=1,0\%$ ) e 3,75 mm ( $\epsilon=2,5\%$ ).

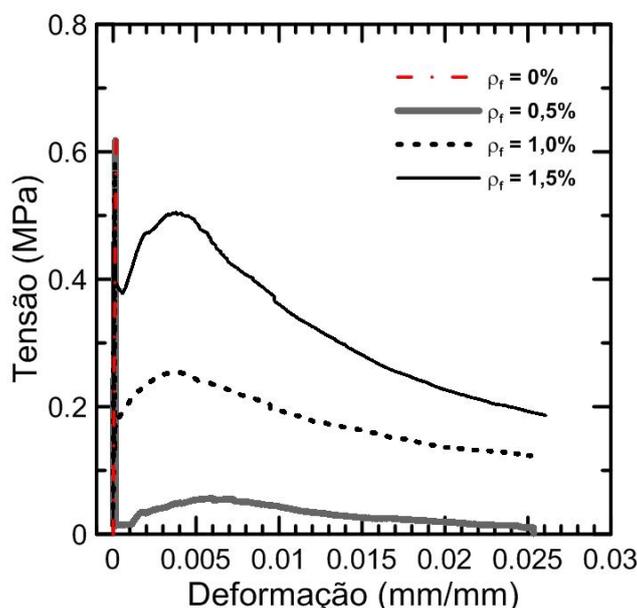


Figura 5.10 - Curvas típicas tensão de tração *versus* deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (50 mm), aos 28 dias de idade.

Tabela 5.5 - Parâmetros obtidos nos ensaios de tração dos compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\epsilon_{rupt}$ (%)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=1,5mm}$ (J)	$T_{d=3,75mm}$ (J)
0,0	0,46 (0,09)	0,64 (0,13)	0,03 (0,01)	0,02 (0,01)	-	0,01 (0,003)	-	-
0,5	0,46 (0,07)	0,65 (0,09)	0,05 (0,05)	0,03 (0,04)	0,62 (0,08)	0,01 (0,01)	0,09 (0,04)	0,17 (0,09)
1,0	0,45 (0,05)	0,62 (0,07)	0,02 (0,01)	0,01 (0,01)	0,45 (0,01)	0,01 (0,003)	0,27 (0,05)	0,53 (0,08)
1,5	0,37 (0,05)	0,51 (0,07)	0,02 (0,01)	0,01 (0,00)	0,22 (0,10)	0,004 (0,002)	0,40 (0,07)	0,81 (0,11)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  
 $\epsilon_{rupt}$ =deformação na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade até a ruptura;  
 $T_{d=1,5mm}$ =tenacidade até o deslocamento de 1,5 mm ( $\epsilon=1\%$ );  $T_{d=3,75mm}$ =tenacidade até o deslocamento de 3,75 mm ( $\epsilon=2,5\%$ )

A matriz sem reforço tem resistência à tração de 0,64 MPa e apresentou ruptura frágil, com uma deformação de 0,02%.

Antes da fissuração da matriz, as fibras não influenciaram de forma importante no comportamento à tração. Para os compósitos reforçados com fibras, após o pico ocorreu uma queda brusca de tensão, porém a presença de fibras com maior comprimento de embebedimento contribuiu para diminuir a magnitude dessa queda e possibilitou a formação de um segundo pico. A queda pós-pico foi tanto menor quanto maior o teor de fibras. Os compósitos sem reforço fibroso e os reforçados apresentaram valores de resistência, deformação de ruptura e tenacidade até o deslocamento de ruptura ( $T_{rupt}$ ) estatisticamente não diferentes. A capacidade de absorção de energia aumentou com o aumento do teor de fibras, e para um deslocamento de 3,75 mm passou de 0,17 J para 0,81 J, correspondendo a um aumento de 376%. Durante os ensaios não foi detectada a fratura das fibras, significando que o comprimento embebido não foi suficiente para mobilizar a resistência à tração das fibras.

Comparando o comportamento dos compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento com os reforçados com fibras de 20 mm de comprimento (Figura 5.11, Tabelas 5.4 e 5.5), as seguintes diferenciações podem ser estabelecidas:

- . as curvas típicas mostraram-se mais individualizadas;
- . ocorreu a formação de um segundo pico. O maior comprimento de fibra propiciou aumento da área de contato efetiva, conseqüentemente melhorando a aderência e a transferência de tensões na interface;
- . o aumento do comprimento das fibras não produziu aumentos de resistência. A resistência não apresentou diferença significativa (teor de 0,5% de fibras) ou inferior (demais teores);
- . a queda de tensão pós-pico foi igual para o teor de fibras de 0,5% e menor para os demais teores;
- . a capacidade de absorção de energia aumentou significativamente, alcançando valores da ordem de 0,81 J;
- . formação de uma segunda fissura durante o processo de fratura, para o teor de 1,5% de fibras.

Na Figura 5.12 pode ser visualizada uma comparação de algumas propriedades referentes ao comportamento dos compósitos reforçados com fibras de 20 mm e 50 mm de comprimento.

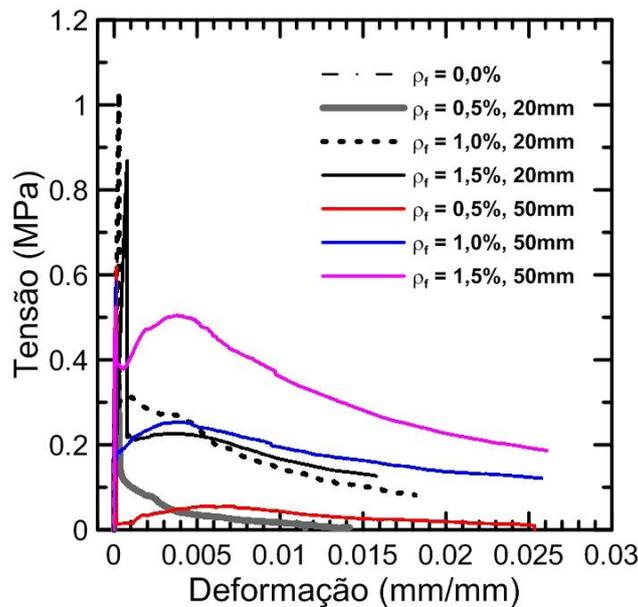


Figura 5.11 - Curvas típicas tensão de tração *versus* deformação para os compósitos solo-cimento reforçados com fibras curtas de sisal (20 e 50 mm), aos 28 dias de idade.

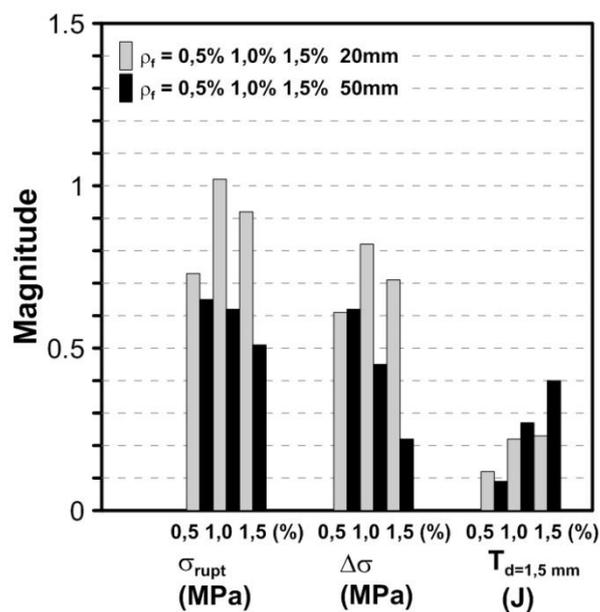


Figura 5.12 - Influência do comprimento da fibra no comportamento à tração dos compósitos (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%).

A fratura da matriz sem fibras, conforme explicado no item 4.3.2.1 do Capítulo 4, ocorreu de forma frágil e brusca. Após a fissuração da matriz, a tensão caiu instantaneamente para zero. A ruptura ocorreu com a formação de uma única fissura,

em geral próxima às bordas das chapas metálicas presas ao corpo de prova (Figura 4.7 (a), Capítulo 4).

Os compósitos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento fraturaram de forma dúctil, com formação de uma única fissura, localizada de forma geral próxima às bordas das chapas metálicas fixadas ao corpo de prova (Figura 5.13 (a)).

Os compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento formaram uma única fissura no processo de fratura (Figura 5.13 (b)), porém para o teor de 1,5% duas amostras apresentaram duas fissuras, refletindo a maior ductilidade obtida com o maior comprimento de embebedimento (Figura 5.13 (c)).

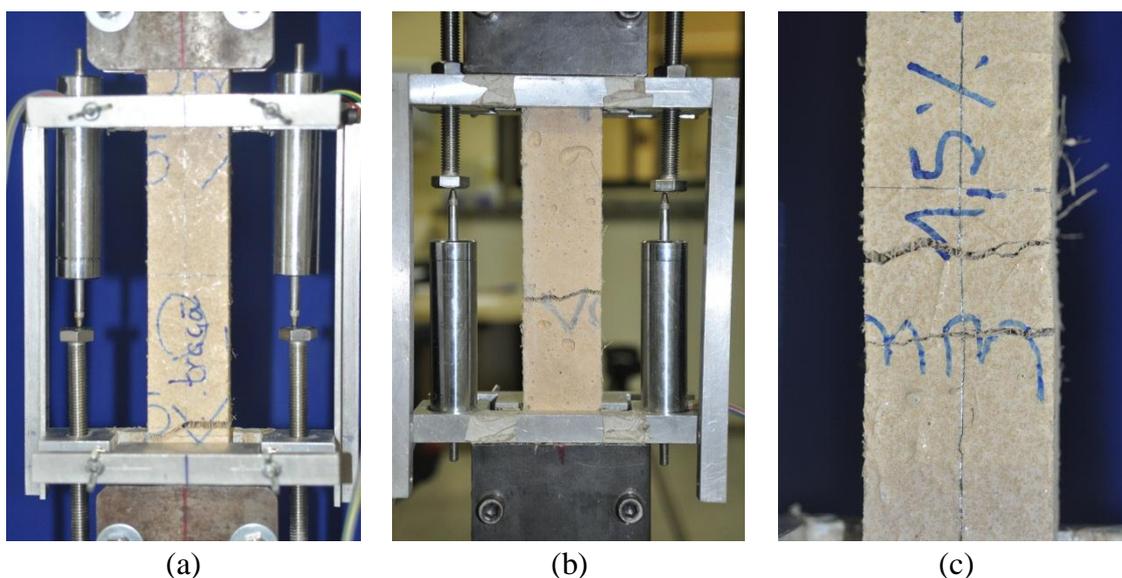


Figura 5.13 - Modo de fratura dos compósitos ensaiados à tração.

### 5.3.3 – Ensaios de flexão em quatro pontos

#### 5.3.3.1 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento

Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão e os parâmetros referentes aos ensaios (média de 3 determinações) são apresentados na Figura 5.14 e na Tabela 5.6. A tenacidade foi calculada através da área sob a curva carga *versus* deslocamento, nos pontos correspondentes aos deslocamentos de ruptura, de 5 mm e de 10 mm.

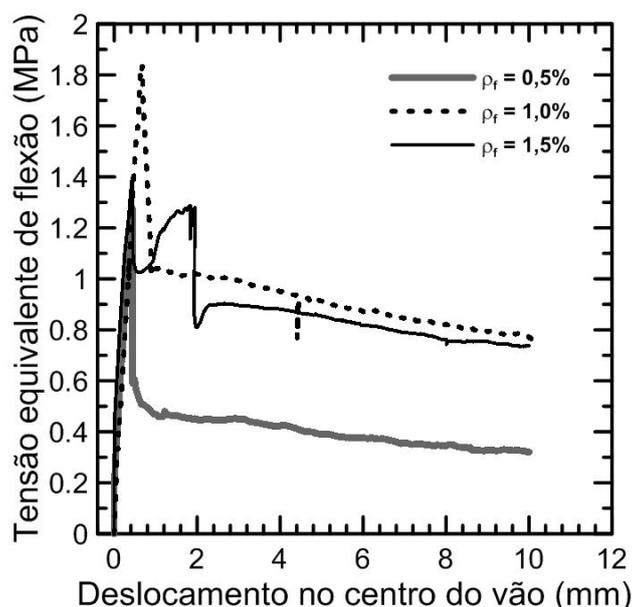


Figura 5.14 - Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento.

Tabela 5.6 - Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão dos compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=5mm}$ (J)	$T_{d=10mm}$ (J)
0,5	0,14 (0,02)	1,32 (0,18)	0,37 (0,05)	0,80 (0,14)	0,04 (0,01)	0,23 (0,06)	0,38 (0,11)
1,0	0,19 (0,02)	1,78 (0,19)	0,50 (0,15)	0,82 (0,06)	0,06 (0,01)	0,49 (0,11)	0,88 (0,21)
1,5	0,15 (0,02)	1,42 (0,10)	0,48 (0,06)	0,41 (0,10)	0,05 (0,01)	0,55 (0,02)	1,00 (0,06)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=5mm}$ =tenacidade para deslocamento de 5 mm;  $T_{d=10mm}$ =tenacidade para deslocamento de 10 mm

Observando as curvas típicas mostradas na Figura 5.14 podemos perceber que o trecho inicial é aproximadamente linear elástico, até o surgimento da primeira fissura, e nesse trecho considera-se que todo o carregamento é suportado pela matriz.

Após a fissuração da matriz, a carga foi transferida da matriz para as fibras, e esse estágio correspondeu ao trecho imediatamente após o pico, onde ocorreu uma queda abrupta de tensão. Os teores de 0,5% e 1,0% de fibras reduziram a queda pós-pico de uma mesma magnitude, porém o teor de 1,5% propiciou uma maior redução dessa

queda. Os compósitos reforçados com 1,5% de fibras apresentaram um pequeno ramo ascendente após a queda pós-pico, refletindo a capacidade das fibras de suportarem tensões de tração e aumentarem a capacidade de carga do material. No trecho final, a capacidade de suportar cargas dos compósitos decresceu gradualmente, devido ao arrancamento das fibras, até a fratura do compósito.

Observando os parâmetros mostrados na Tabela 5.6, verifica-se que a resistência à flexão dos compósitos aumentou com o teor de fibras, alcançando o valor máximo de 1,78 MPa para o teor de 1,0%. Os deslocamentos na ruptura também aumentaram com o teor de fibras, significando maior ductilidade. A tenacidade foi a propriedade mais beneficiada com a inserção de fibras, e o maior teor de fibras permitiu a obtenção de tenacidades da ordem de 1,0 J.

O modo de fratura dos compósitos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento está mostrado na Figura 5.15. De forma geral, ocorreu a formação de uma única fissura. Entretanto, para o teor de 1,5% de fibras, dois dos três corpos de prova ensaiados formaram duas fissuras durante o processo de fratura, indicando uma melhor transferência de tensões na interface fibra-matriz.

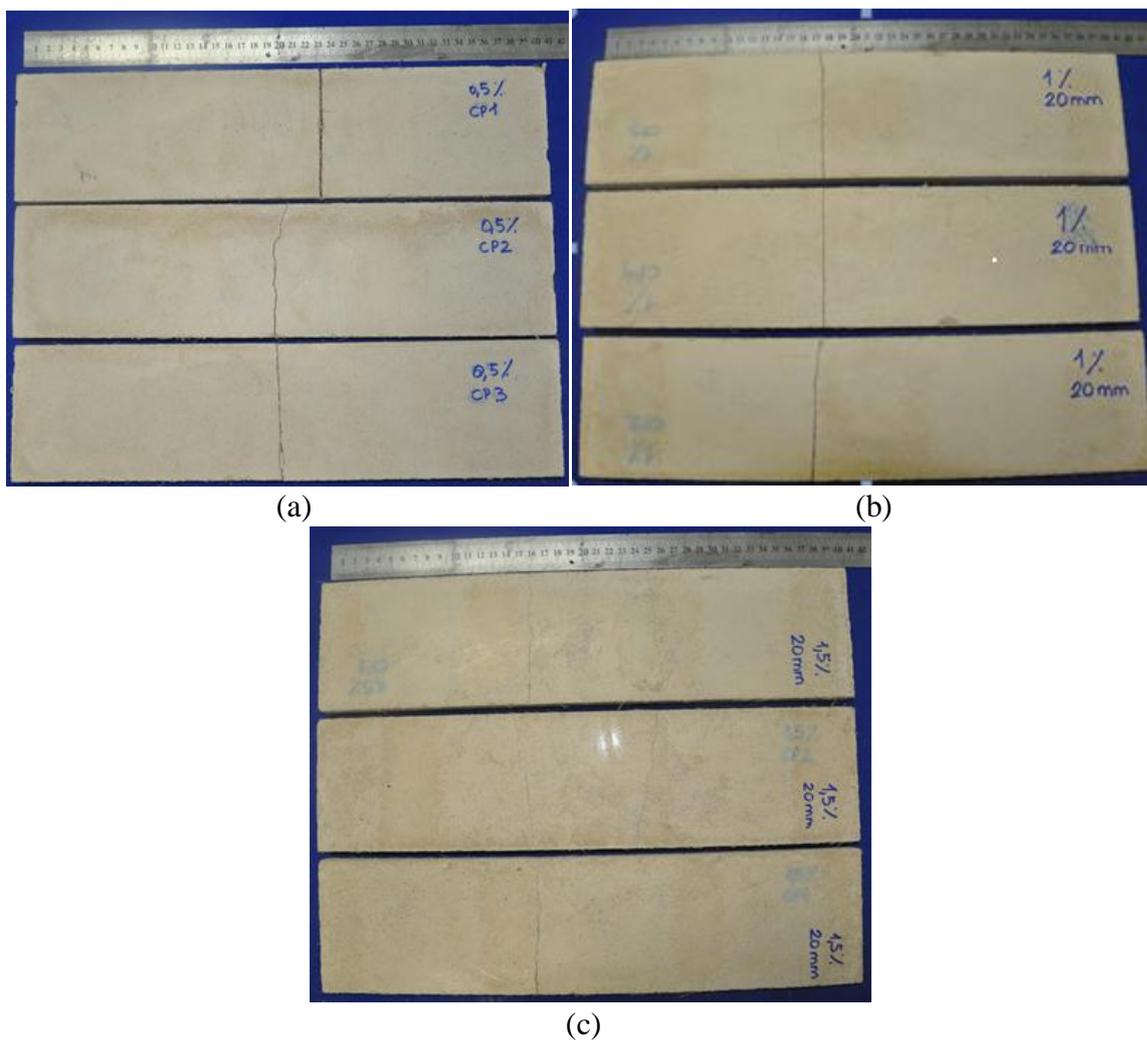


Figura 5.15 - Modo de fratura dos compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento (a) teor de 0,5%; (b) teor de 1,0%; (c) teor de 1,5%.

### 5.3.3.2 – Compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento

Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão e os parâmetros referentes aos ensaios (média de 3 determinações) são apresentados na Figura 5.16 e na Tabela 5.7. A tenacidade foi calculada através da área sob a curva carga *versus* deslocamento, nos pontos correspondentes aos deslocamentos de ruptura, de 5 mm e de 10 mm.

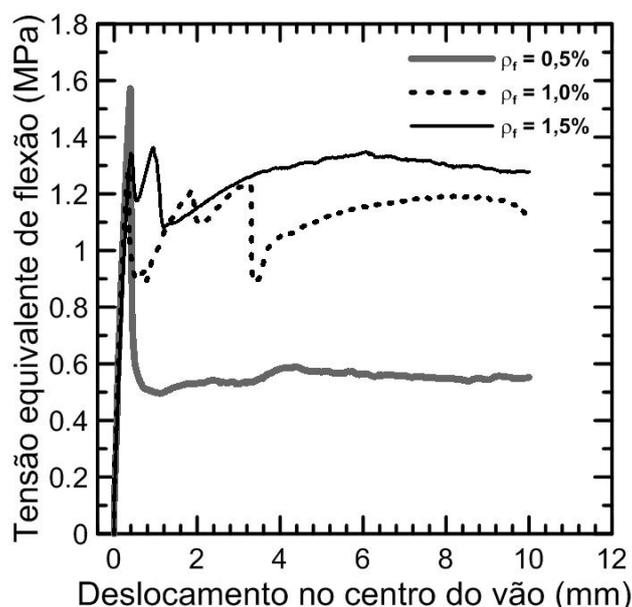


Figura 5.16 - Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento.

Tabela 5.7 - Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão dos compósitos reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=5mm}$ (J)	$T_{d=10mm}$ (J)
0,5	0,17 (0,01)	1,56 (0,08)	0,41 (0,04)	0,91 (0,20)	0,04 (0,01)	0,44 (0,11)	0,85 (0,22)
1,0	0,14 (0,00)	1,29 (0,04)	0,34 (0,02)	0,38 (0,01)	0,03 (0,00)	0,56 (0,05)	1,17 (0,09)
1,5	0,15 (0,00)	1,37 (0,05)	0,45 (0,08)	0,30 (0,14)	0,04 (0,01)	0,64 (0,02)	1,30 (0,06)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=5mm}$ =tenacidade para deslocamento de 5 mm;  $T_{d=10mm}$ =tenacidade para deslocamento de 10 mm

Os compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento apresentaram curvas típicas tensão *versus* deslocamento caracterizadas inicialmente por um trecho aproximadamente elástico, no qual o comportamento foi governado pela matriz, até o surgimento da primeira fissura. Para os teores de fibra de 1,0 e 1,5%, após a fissuração da matriz, as fibras contribuíram para restabelecer níveis de carga aproximadamente iguais aos de primeira fissura. O compósito reforçado com 0,5% de fibras apresentou desempenho inferior aos demais no ramo pós-fissuração, uma vez que a tensão residual

e a tenacidade foram menores. A resistência à flexão e a magnitude da queda de tensão pós-fissuração diminuíram com o aumento do teor de fibras. Os compósitos reforçados com 1,0 e 1,5% de fibras apresentaram elevada capacidade de absorção de energia, alcançando o valor de 1,3 J para o maior teor de fibras e deslocamento de 10 mm.

Os compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento tiveram um desempenho superior aos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento devido à contribuição mais eficiente das fibras no ramo pós-fissuração, diminuindo a queda instantânea pós-primeira fissura, colaborando para restabelecer a capacidade de carga do material e propiciando elevada capacidade de absorção de energia.

A fratura dos compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento ocorreu com a formação de uma fissura (teor de 0,5% de fibras) (Figura 5.17 (a)) ou duas (teores de 1,0 e 1,5% de fibras) (Figura 5.17 (b) e (c)). Em uma das amostras reforçadas com 1,5% de fibras foi observada a formação de 3 fissuras (Figura 5.17 (d)).

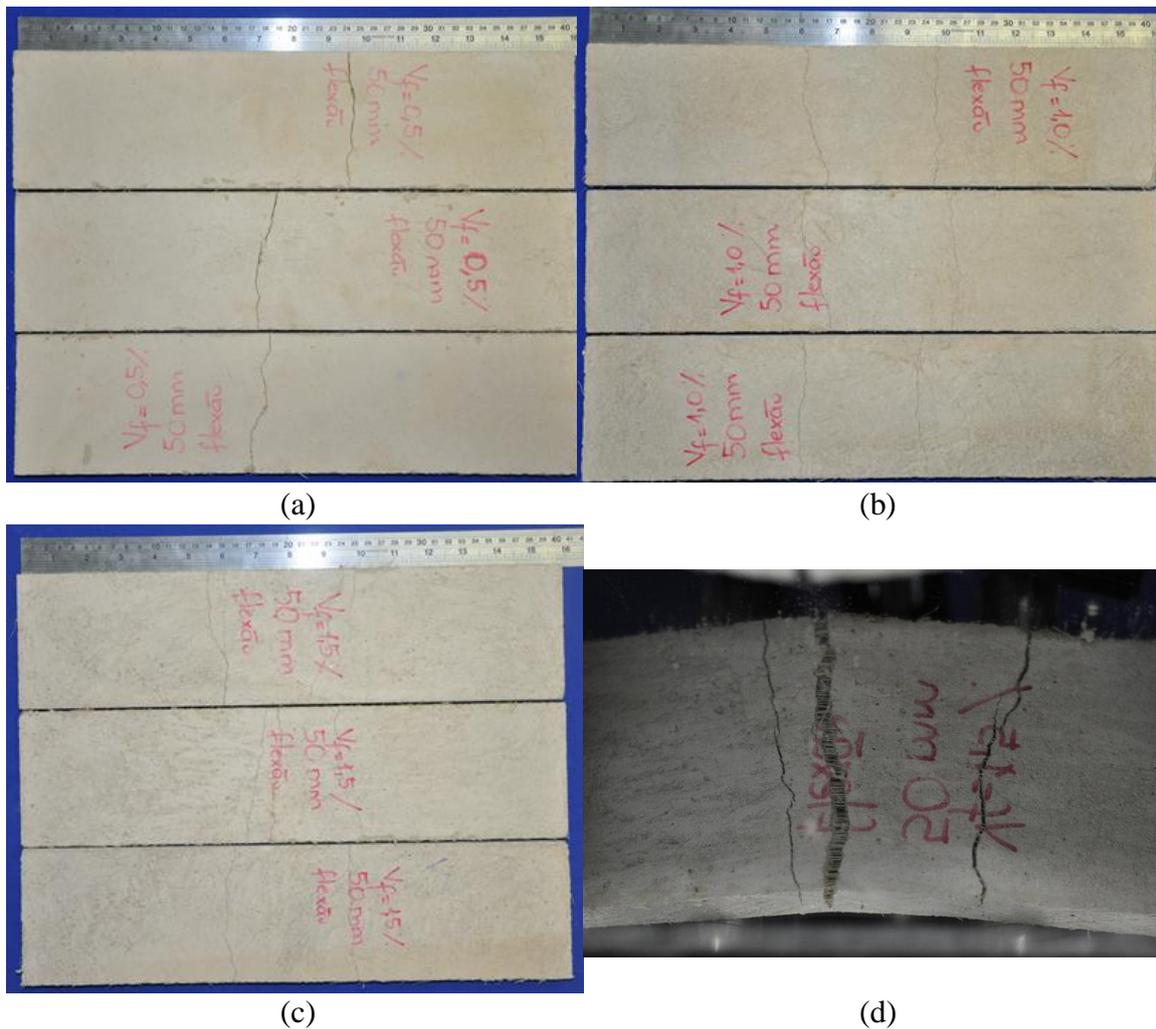


Figura 5.17 - Modo de fratura dos compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal com 50 mm de comprimento (a) teor de 0,5%; (b) teor de 1,0%; (c) e (d) teor de 1,5%.

Na Figura 5.18 pode ser visualizada uma comparação de algumas propriedades referentes ao comportamento à flexão dos compósitos reforçados com fibras de 20 mm e 50 mm de comprimento.

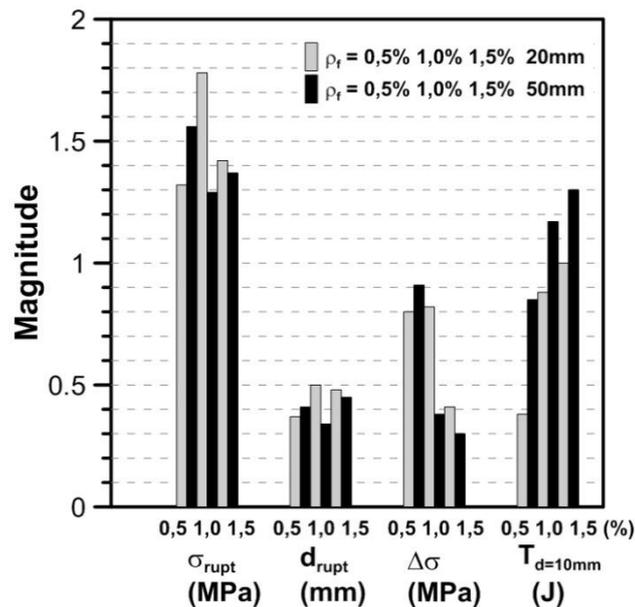


Figura 5.18 - Influência do comprimento da fibra no comportamento à flexão dos compósitos (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%).

Comparando o comportamento dos compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento com os reforçados com fibras de 20 mm (Figuras 5.14, 5.16 e 5.18, Tabelas 5.6 e 5.7) pode-se observar que aumentando o comprimento da fibra:

- . não houve aumentos de resistência e de deslocamento de ruptura (valores estatisticamente não diferentes ou inferiores);
- . a queda pós-pico em geral diminuiu, e a maior redução ocorreu para o teor de fibras de 1,0%;
- . ocorreu um ganho expressivo de tenacidade, de até 124% (deslocamento de 10 mm, teor de fibras de 0,5%);
- . ocorreu a formação de um maior número de fissuras durante o processo de fratura do compósito (2 e 3 fissuras, para os teores de 1,0 e 1,5%, respectivamente).

## 5.4 – CONCLUSÃO

Um programa experimental foi desenvolvido para estudar a influência da incorporação de fibras de sisal (comprimentos de 20 e 50 mm, teores de 0,5; 1,0 e 1,5%) no comportamento mecânico de compósitos solo-cimento autoadensáveis, na idade de 28 dias.

A incorporação de fibras influenciou as propriedades dos compósitos no estado fresco e no estado endurecido.

No estado fresco, a adição de fibras reduziu a trabalhabilidade das misturas, devido à elevada capacidade de absorção de água e às diferenças de forma e tamanho das fibras em relação aos demais constituintes da mistura. Foi necessário o consumo de maiores teores de superplastificante (em relação às misturas sem fibras) para alcançar valores de abatimento e espalhamento mínimos de 250 e 600 mm, respectivamente, parâmetros necessários às misturas autoadensáveis. A mistura reforçada com fibras de 50 mm de comprimento no teor de 1,5% não alcançou a condição autoadensável, mesmo com o emprego de elevado teor de superplastificante (6%).

Nos ensaios de compressão (28 dias), as fibras (20 mm de comprimento) exerceram um papel mais significativo no ramo pós-pico, caracterizado por um amolecimento gradual e grandes deformações, de até 80.000  $\mu\epsilon$ . A inclusão de fibras reduziu a queda de tensão pós-pico e proporcionou ganhos expressivos de tenacidade. A mistura com 1,0% de fibras apresentou melhor desempenho em relação à tenacidade (14 J). A resistência à compressão da matriz sem fibras foi de 3,33 MPa, e a resistência das misturas fibrosas manteve-se sem diferença significativa ou inferior (até 15,31% menor). Os valores de resistência (teores de fibras variando de 0 a 1,5%) variaram de 2,8 a 3,3 MPa. O módulo de elasticidade da matriz sem fibras foi de 3,15 GPa, e a presença de fibras provocou a redução desse parâmetro, de até 41,5%. A incorporação de fibras proporcionou uma ruptura mais dúctil dos compósitos sob compressão.

Nos ensaios de tração direta, a inserção de fibras possibilitou, em relação à matriz sem fibras, aumentos de resistência de até 60%, para o comprimento de fibra de 20 mm, e manutenção de resistência (valores estatisticamente não diferentes), para o comprimento de 50 mm. A matriz sem reforço fibroso apresentou resistência de 0,64 MPa e deformação de ruptura de 0,02%. Sob tração, o comportamento dos compósitos foi governado pela matriz até a primeira fissura. Após a primeira fissura, ocorreu uma transferência de tensão da matriz para as fibras, correspondendo ao trecho de queda

abrupta de tensão. Para fibras com 50 mm de comprimento, houve aumento da capacidade de carga do material (ramo ascendente das curvas tensão *versus* deformação) após a queda pós-fissuração. O trecho final das curvas tensão *versus* deformação é caracterizado por queda gradual de tensão e deformações adicionais do compósito, correspondendo ao arrancamento progressivo das fibras. O aumento do comprimento das fibras reduziu a contribuição das mesmas em relação à resistência, porém potencializou a contribuição em relação à redução da queda pós-fissuração e em relação ao aumento de tenacidade. Os valores de resistência (teor de fibras de 0 a 1,5%, comprimentos de fibra de 20 mm e 50 mm) variaram de 0,6 a 1,0 MPa. A ruptura dos compósitos fibrosos foi dúctil, enquanto a matriz sem reforço apresentou ruptura frágil, com a tensão caindo a zero instantaneamente após a fissuração da matriz.

Em relação aos ensaios de flexão, os compósitos reforçados com fibras de 20 mm apresentaram, de forma geral e após a fissuração da matriz, um comportamento de amolecimento. O trecho de amolecimento correspondeu ao arrancamento das fibras em relação à matriz. Os compósitos reforçados com fibras de 50 mm de comprimento tiveram um desempenho superior aos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento devido à contribuição mais eficiente das fibras no ramo pós-fissuração, diminuindo a queda instantânea pós-primeira fissura, colaborando para restabelecer a capacidade de carga do material e propiciando elevada capacidade de absorção de energia. Os valores de resistência (teor de fibras de 0,5 a 1,5%, comprimentos de fibra de 20 mm e 50 mm) variaram de 1,3 a 1,8 MPa. A presença de fibras proporcionou uma ruptura mais dúctil aos compósitos, e o aumento do comprimento das fibras possibilitou a formação de um maior número de fissuras, para os teores de fibra de 1,0 e 1,5%.

Concluindo, os maiores benefícios da inclusão de fibras foram observados no estágio pós-fissuração, com aumentos da resistência residual, da ductilidade e da tenacidade (em relação à matriz sem fibras), assim como mudança no modo de fratura, de mais frágil para mais dúctil. Com base nos estudos realizados verifica-se que o teor de 1,0% e o comprimento de 50 mm conduziram à otimização das propriedades pós-fissuração mantendo a característica de elevada trabalhabilidade da matriz, e esses parâmetros foram selecionados para a produção dos compósitos para os ensaios de durabilidade (envelhecimento natural e envelhecimento acelerado) e para os ensaios termomecânicos.

## **6. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL**

### **6.1 - INTRODUÇÃO**

Os materiais de construção à base de terra crua apresentam baixa resistência à ação da água, instabilidade dimensional (devido à natureza higroscópica da fração fina) e fissuração induzida por retração. Entretanto essas características deletérias, que podem limitar a capacidade de uso e a vida útil dos mesmos, são melhoradas através da estabilização com cimento e da incorporação de fibras.

Nesse Capítulo foram conduzidas investigações para compreender melhor o comportamento do material (com e sem reforço fibroso) frente à exposição à água, na forma de imersão total e imersão parcial. A capacidade de absorção de água pelo material e a facilidade de ingresso por ascensão capilar são parâmetros que refletem a sua porosidade, e consequentemente tornam-se determinantes nas características de resistência e durabilidade.

Quando os materiais de construção integram componentes de uma edificação e estão em condições de serviço eles poderão apresentar deformações ao longo do tempo mesmo não havendo alterações nos carregamentos externos. O conhecimento das propriedades dependentes do tempo é de grande importância na etapa de projeto. Além disso, é importante conhecer a influência das fibras nessas propriedades, e o número de pesquisas realizadas nesse sentido ainda é limitado. Outro objetivo desse Capítulo foi o estudo do desempenho do material em relação à retração por secagem e a influência do reforço fibroso nesse comportamento.

A fissuração associada à retração depende de várias características do material incluindo a retração livre (taxa e magnitude), o módulo de elasticidade, o grau de restrição, a capacidade de deformação e a resistência sob tração (Weiss *et al.*, 1998). As fissuras permitem o ingresso de água e outros agentes que podem degradar o material. Em geral, todas as estruturas estão submetidas a algum tipo de restrição (interna e/ou externa) que impede a retração livre e induz tensões de tração. Quando a resistência à tração do material é ultrapassada, essas tensões são aliviadas através da formação de fissuras. A

inclusão de fibras minimiza a fissuração induzida por restrições (número, abertura e idade de formação de fissuras) (Toledo Filho e Sanjuán, 1999; Toledo Filho *et al.*, 2005, King, 2013).

O comportamento de fissuração sob condições de retração restringida também foi estudado nesse Capítulo.

A caracterização física dos compósitos solo-cimento reforçados com fibras de sisal constitui a primeira etapa do estudo da durabilidade dos mesmos. A segunda etapa abrangerá ensaios de envelhecimento em condições naturais e em condições aceleradas, e será objeto do Capítulo 7.

Os ensaios de absorção de água por imersão e de retração por secagem foram realizados com a matriz e com os compósitos reforçados com 0,5; 1,0 e 1,5% de fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm.

Os ensaios de absorção de água por capilaridade foram realizados com a matriz e com os compósitos reforçados com fibras de 20 mm de comprimento (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%) e fibras de 50 mm de comprimento (teores de 0,5 e 1,0%).

Os ensaios de retração restringida foram realizados com a matriz e com o compósito reforçado com 1,5% de fibras de sisal no comprimento de 20 mm. Esse compósito foi selecionado para o estudo da retração restringida porque apresentou o melhor desempenho no ensaio de retração por secagem, em relação à referência (menores magnitude e taxa de retração).

Todos os ensaios físicos foram realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST) da COPPE/UFRJ, e foram ensaiadas três amostras para cada teor de fibra investigado (0,0; 0,5; 1,0 e 1,5%).

## **6.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **6.2.1 – Materiais e processamento**

#### **6.2.1.1 – Fibras de sisal**

As fibras de sisal foram caracterizadas no Capítulo 5, item 5.2.1.1.

### **6.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

Os referidos materiais foram caracterizados no Capítulo 3, item 3.2.1.1.

### **6.2.1.3 – Superplastificante**

O superplastificante utilizado foi descrito no Capítulo 3, item 3.2.1.2.

### **6.2.1.4 – Água**

A água usada na produção das misturas foi proveniente da rede de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro após processo de deionização.

## **6.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova**

Os procedimentos de produção das misturas para os ensaios físicos (absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, retração por secagem, retração restringida) estão descritos no Capítulo 5, item 5.2.2.

Para os ensaios de absorção de água por imersão e absorção de água por capilaridade foram produzidas misturas sem reforço fibroso e misturas reforçadas com 0.5, 1.0 e 1.5% de fibras nos comprimentos de 20 e 50 mm. Os moldes foram cilíndricos, com diâmetro igual a 5 cm e altura igual a 10 cm, tendo sido produzidas três amostras para cada mistura. As amostras permaneceram na câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) até a idade de 28 dias.

Para os ensaios de retração por secagem foram utilizados moldes prismáticos de dimensões 7,5 x 7,5 x 28,5 cm. Foram produzidas misturas sem reforço fibroso e misturas reforçadas com 0.5, 1.0 e 1.5% de fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm. Para cada mistura foram moldadas 3 amostras. Os moldes foram previamente lubrificados com óleo mineral e pinos de aço inox foram colocados nas faces menores, pelo lado de dentro, conforme Figura 6.1, de forma que a distância entre as suas extremidades fosse de 250 mm (comprimento “L”). O valor de “L” foi utilizado no cálculo das deformações provenientes da retração. As misturas foram colocadas nos moldes de forma contínua e após o completo preenchimento dos moldes foi realizado adensamento com o auxílio de um vibrador de imersão. Após a moldagem as amostras

permaneceram cobertas com uma manta úmida em ambiente climatizado até a desmoldagem, que ocorreu após 5 dias. O tempo mínimo de cinco dias foi o necessário para que o material estivesse suficientemente endurecido e não ocorresse o desprendimento dos pinos ancorados no interior da mistura. Após a desmoldagem, as amostras foram encaminhadas para a câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ), onde permaneceram durante 28 dias. Os procedimentos de moldagem e cura seguiram recomendações da ASTM C157 (1991), exceto em relação ao processo de cura, tendo sido adotado cura úmida ao invés de cura em água saturada com cal.



Figura 6.1 - Etapas de moldagem: (a) ajustando a distância entre as extremidades dos pinos (L) e (b) moldagem das misturas com 1,0% de fibras de sisal com 20mm de comprimento.

Os procedimentos de moldagem e cura para os ensaios de retração restringida seguiram as recomendações da ASTM C1581 (2009). A moldagem e a cura dos corpos de prova ocorreu em um ambiente com temperatura e umidade relativa controladas ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=60\% \pm 5\%$ ). Foram produzidas misturas sem reforço fibroso e misturas reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento (teor e comprimento de fibra que apresentou o melhor desempenho nos ensaios de retração por secagem), tendo sido moldadas três amostras para cada mistura. O molde utilizado no ensaio (Figura 6.2 (a)) foi um conjunto de componentes de aço constituído por uma base, um anel interno (espessura de 13 mm, diâmetro externo de 330 mm e altura de 155 mm) e um anel externo (espessura de 13 mm, diâmetro interno de 405 mm e altura de 155 mm). Os anéis foram fixados à base por meio de parafusos. Extensômetros foram colados na face interna do anel interno ao longo do perímetro, a meia-altura e de forma equidistante. Esses extensômetros foram usados para monitorar as deformações no anel interno, tendo sido conectados a um sistema de aquisição de dados. O registro de

deformações pelo sistema de aquisição foi iniciado imediatamente antes do início do preenchimento dos moldes, com leituras subsequentes a cada segundo. Antes do preenchimento dos moldes, as faces da base e dos anéis que entraram em contato com as misturas foram previamente lubrificadas com óleo mineral. Os moldes foram preenchidos continuamente, sem compactação ou vibração, e foram rasados com o auxílio de uma espátula (Figura 6.2 (b)). Após o enchimento, o topo das amostras foi coberto com uma manta úmida, permanecendo nessa condição durante cinco dias, tendo sido retirado o anel externo no final desse período. Após a retirada do anel externo o topo das amostras foi coberto com uma fita alumínio, para garantir que o processo de secagem ocorresse somente pela superfície circunferente externa das amostras (Figura 6.3).



Figura 6.2 – Etapas da moldagem para o ensaio de retração restringida com o compósito: (a) colocação de extensômetros na face interna do anel interno e montagem dos anéis na base (b) preenchimento do molde com a mistura fibrosa.



Figura 6.3 – Etapa da desmoldagem para o ensaio de retração restringida: selagem do topo das amostras com fita alumínio.

## 6.2.3 – Ensaios físicos

### 6.2.3.1 – Ensaio de absorção de água por imersão

O ensaio de absorção de água por imersão foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 9778 (2005) e teve como objetivo obter a absorção de água, o índice de vazios e a massa específica real das misturas fibrosas (teores de 0.5, 1.0 e 1.5% de fibras de sisal com 20 e 50 mm de comprimento) e não fibrosas. Os parâmetros obtidos no ensaio referem-se à média de 3 determinações. Após 28 dias de cura em câmara úmida as amostras foram submetidas a secagem em estufa com ventilação interna, à temperatura de  $45^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , até a constância de massa. Apesar da Norma recomendar secagem a  $105^{\circ}\text{C}$ , foi adotada a temperatura de  $45^{\circ}\text{C}$  para manter a integridade dos produtos de hidratação do cimento. Em seguida as amostras esfriaram em um dessecador até a temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e foram pesadas, obtendo-se as massas secas ( $M_s$ ). Após a pesagem, as amostras foram imersas em água ( $23^{\circ}\text{C}$ ) durante 72 horas (Figura 6.4 (a)) sendo em seguida colocadas em um recipiente com água, que foi progressivamente levada à ebulição, permanecendo em fervura durante cinco horas (Figura 6.4 (b)). Em seguida essa água foi resfriada até a temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e as amostras foram pesadas em uma balança hidrostática, obtendo-se as massas na condição saturada e imersa ( $M_i$ ). Depois da pesagem hidrostática procedeu-se ao enxugamento das amostras com um pano úmido e nova pesagem, obtendo-se as massas na condição saturada com superfície seca ( $M_{\text{sat}}$ ).



(a)



(b)

Figura 6.4 – Etapas do ensaio de absorção por imersão: (a) imersão em água durante 72 horas e (b) fervura durante 5 horas.

A absorção de água por imersão (Equação 6.1), o índice de vazios (Equação 6.2) e a massa específica real (Equação 6.3) das misturas foram calculados através das Equações 6.1, 6.2 e 6.3, respectivamente.

$$A = \left( \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \right) \times 100 \quad (\text{Equação 6.1})$$

$$I_v = \left( \frac{M_{sat} - M_s}{M_{sat} - M_i} \right) \times 100 \quad (\text{Equação 6.2})$$

$$\rho_r = \frac{M_s}{M_s - M_i} \quad (\text{Equação 6.3})$$

Onde:

$A$  – Absorção de água por imersão (%);

$M_{sat}$  – massa da amostra saturada após imersão e fervura (g);

$M_s$  – massa da amostra seca em estufa (g);

$I_v$  – índice de vazios (%);

$M_i$  – massa da amostra saturada imersa em água (g);

$\rho_r$  – massa específica real ( $\text{g/cm}^3$ ).

### 6.2.3.2 – Ensaio de absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi executado conforme as recomendações da ABNT NBR 9779 (2012). O objetivo do ensaio foi obter o ganho de massa de água em função do tempo, refletindo a facilidade de ingresso da água por ascensão capilar.

Foram ensaiadas misturas fibrosas (teores de 0,5; 1,0 e 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento e teores de 0,5 e 1,0% com 50 mm de comprimento) e misturas não fibrosas. O ensaio foi conduzido por um período de 132 dias em um ambiente com temperatura controlada ( $23^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ ). Os parâmetros obtidos no ensaio referem-se à média de 3 determinações.

Após a cura de 28 dias na câmara úmida, os corpos de prova foram colocados em estufa com ventilação interna, à temperatura de  $45^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ , até a constância de massa. Após a

secagem as amostras esfriaram em dessecador até  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , sendo em seguida pesadas. As superfícies laterais das mesmas foram seladas com fita alumínio, para garantir o fluxo unidirecional (Hall, 1989) e evitar perda de umidade. Depois de seladas as amostras foram posicionadas sobre um suporte em um recipiente com nível de água de  $(5 \pm 1)$  mm acima da face inferior, sendo esse nível mantido constante ao longo de todo o ensaio. A Figura 6.5 ilustra a execução do ensaio.

Os valores de absorção de água por capilaridade foram calculados a partir da Equação 6.4.

$$A_c = \frac{M - M_s}{S} \quad (\text{Equação 6.4})$$

Onde:

$A_c$  – absorção de água por capilaridade ( $\text{g}/\text{cm}^2$ );

$M$  – massa do corpo de prova que permanece com uma das faces em contato com água em um tempo  $t$  (g);

$M_s$  – massa do corpo de prova seco quando atinge a temperatura de  $23^{\circ}\text{C}$  (g);

$S$  – área da seção transversal do corpo de prova ( $\text{cm}^2$ ).



Figura 6.5 – Ensaio de absorção de água por capilaridade.

O comportamento de absorção em função do tempo apresenta dois estágios distintos (Figura 6.6):

- . no primeiro estágio (estágio de absorção) o ganho de massa de água com o tempo é linear, com declividade  $S_1$ , e o fluxo de água ocorre nos poros maiores;
- . no segundo estágio (estágio de saturação) o ganho de massa com o tempo é não linear, com declividade  $S_2$ , e o fluxo de água ocorre nos poros menores;

. o ponto de mudança na declividade da curva entre os dois estágios é denominado “ponto de transição ( $P_T$ )”.

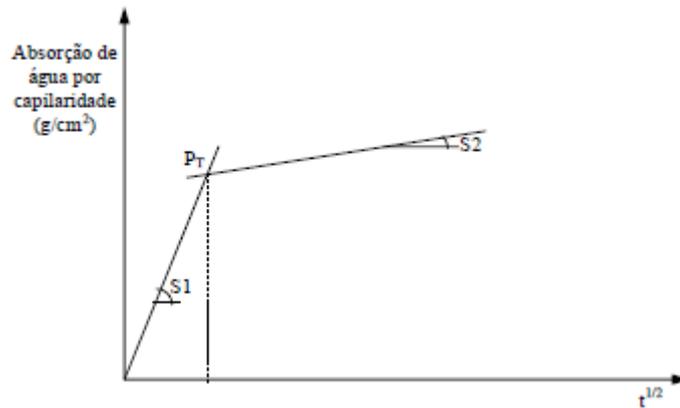


Figura 6.6 – Curva absorção capilar *versus* raiz quadrada do tempo. Adaptado de Hall (1989).

A absorvidade das misturas foi calculada nos estágios de absorção e de saturação, tendo sido identificado também o ponto de transição ( $P_T$ ).

### 6.2.3.3 – Ensaio de retração por secagem

O ensaio de retração por secagem teve como objetivo avaliar as variações dimensionais e de massa das misturas devidas à remoção da água adsorvida (do C-S-H e das partículas de argila) e da água mantida por tensões de capilaridade nos poros menores que 50 nm, quando a umidade relativa do ambiente foi menor que a do material. Foram ensaiadas misturas fibrosas (teores de 0.5, 1.0 e 1.5% de fibras de sisal com 20 e 50 mm de comprimento) e não fibrosas, após 28 dias de cura úmida, tendo sido produzidas três amostras por mistura. Os ensaios foram realizados em um ambiente com temperatura e umidade relativa controladas ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=60\% \pm 5\%$ ) e as amostras foram armazenadas (Figura 6.7 (c)) e monitoradas nesse ambiente durante um período de 130 dias. O aparato para medição das leituras de comprimento consistiu de uma base metálica acoplada a um quadro dotado de um relógio comparador digital na parte superior e encaixe para posicionar a amostra verticalmente (Figura 6.7 (a)). Antes da realização das leituras de comprimento o relógio comparador era zerado com o auxílio de uma barra de referência feita de aço inox (Figura 6.7 (a)). As medidas de massa

foram feitas em uma balança analítica (Figura 6.7 (b)). As deformações de retração foram calculadas de acordo com a Equação 6.5.

$$\varepsilon = \frac{L_t - L_i}{L} \quad (\text{Equação 6.5})$$

Onde:

$\varepsilon$  – deformação de retração por secagem;

$L_t$  – leitura de comprimento em um instante t (mm);

$L_i$  – leitura de comprimento inicial (após 28 dias de cura) (mm);

L – distância entre os pinos (mm).

A perda de massa ao longo do tempo foi calculada pela Equação 6.6.

$$W = \frac{m_t - m_i}{m_i} \times 100 \quad (\text{Equação 6.6})$$

Onde:

W – perda de massa de água durante a retração por secagem (%);

$m_t$  – massa da amostra em um instante t;

$m_i$  – massa inicial da amostra (após 28 dias de cura).



(a)



(b)



(c)

Figura 6.7 – Etapas do ensaio de retração por secagem: (a) medida do comprimento da amostra (b) pesagem da amostra e (c) armazenamento em condições de temperatura e umidade controladas.

#### 6.2.3.4 – Ensaio de retração restringida através de anel de aço

O ensaio de retração restringida através de anel de aço foi conduzido conforme prescrições da ASTM C1581 (2009), objetivando avaliar o potencial de fissuração de misturas fibrosas (1,5% de fibras de sisal com comprimento de 20 mm) e não fibrosas, tendo sido ensaiadas três amostras por mistura. O ensaio foi realizado em ambiente com temperatura e umidade relativa controladas ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=60\% \pm 5\%$ ) e as amostras foram monitoradas durante um período de 11 dias (amostras não fibrosas) ou 30 dias (amostras fibrosas). O aparato usado no ensaio abrangeu um conjunto de componentes de aço constituído por uma base quadrada (42 x 42 x 1,3 cm), um anel interno (espessura de 13 mm, diâmetro externo de 330 mm e altura de 155 mm) e um

anel externo (espessura de 9 mm, diâmetro interno de 405 mm e altura de 155 mm), sendo esse conjunto acoplado a um sistema de aquisição de dados (Figura 6.8). O anel interno atuou como restrição passiva para a mistura que o circundava. À medida que a mistura retraiu ela aplicou uma tensão uniforme sobre o aço (anel interno), gerando o desenvolvimento de deformações no mesmo. Simultaneamente a esse processo tensões de tração foram induzidas na amostra devido à presença da restrição (anel interno). Quando essas tensões ultrapassaram a resistência à tração do material ocorreu a formação de fissura e a deformação medida no aço sofreu uma queda. Extensômetros foram colados na face interna do anel interno ao longo do perímetro, a meia-altura e de forma equidistante. Esses extensômetros foram usados para monitorar as deformações no anel interno, tendo sido conectados a um sistema de aquisição de dados. O registro de deformações pelo sistema de aquisição foi iniciado imediatamente antes do início do preenchimento dos moldes, com leituras subsequentes a cada segundo. O sistema de aquisição consistiu de uma unidade Lynx e do programa AqDados 7.02.14. Dois condicionadores Kyowa foram usados para a estabilização dos sinais aquisitados. A conversão de sinais foi feita através do programa AqDAnalysis 7.0. A abertura das fissuras foi calculada com o auxílio do programa ImageJ, sendo obtida a média de 6 determinações ao longo da altura da amostra (duas no topo, duas no meio e duas na base).



Figura 6.8 – Configuração dos ensaios de retração restringida por anel de aço.

## 6.2.4 – Avaliação estatística dos dados experimentais

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). A análise de variância admite como hipótese nula que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ), utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

## 6.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 6.3.1 – Ensaio de absorção de água por imersão

Na Tabela 6.1 são apresentados os resultados (média de três determinações) dos ensaios de absorção de água por imersão, com os respectivos coeficientes de variação em porcentagem.

Tabela 6.1 - Parâmetros obtidos nos ensaios de absorção de água por imersão. Valores entre parênteses correspondem ao coeficiente de variação em porcentagem.

Mistura		A (%)	Iv (%)	$\rho_r$ (g/cm <sup>3</sup> )
Comprimento fibra (mm)	Teor fibra ( $\rho_f$ ) (%)			
0	0,0	22,09 (1,44)	35,32 (1,11)	2,47 (0,30)
20	0,5	24,62 (0,99)	38,01 (2,05)	2,49 (3,11)
	1,0	25,35 (0,63)	39,24 (0,40)	2,55 (0,03)
	1,5	24,89 (1,37)	37,97 (2,63)	2,46 (3,14)
50	0,5	25,07 (2,36)	37,91 (0,56)	2,44 (2,81)
	1,0	23,25 (3,14)	36,01 (1,79)	2,42 (0,38)
	1,5	23,96 (1,16)	37,47 (1,39)	2,50 (3,15)

A – absorção de água por imersão; Iv – índice de vazios;  $\rho_r$  - massa específica real

Comparando os valores de absorção das misturas de referência (não fibrosas) com os valores das misturas fibrosas (Tabela 6.1) verifica-se que a incorporação de fibras produziu uma tendência de aumento desse parâmetro. Para as misturas reforçadas com 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento, os valores de absorção não diferiram estatisticamente em relação à referência.

Os aumentos nos valores de absorção (em relação à referência) variaram na faixa de 8,47% (compósito com 1,5% de fibras com 50 mm de comprimento) a 14,76% (compósito com 1,0% de fibras com 20 mm de comprimento).

Analisando a influência do aumento do teor de fibras para os compósitos reforçados com fibras com 20 mm de comprimento, observa-se que quando o teor passou de 0,5 para 1,0% ocorreu um aumento marginal no valor de absorção (2,97%), e incremento subsequente do teor (1,0 para 1,5%) não produziu mudanças estatisticamente significativas.

Analisando a influência do aumento do teor de fibras para os compósitos reforçados com fibras com 50 mm de comprimento, observa-se que quando o teor passou de 0,5 para 1,0% ocorreu uma redução no valor de absorção (7,26%), e aumento subsequente do teor (1,0 para 1,5%) não produziu mudanças significativas no comportamento de absorção.

Os valores de absorção variaram na faixa de 22% a 25% para todas as misturas.

As fibras vegetais apresentam elevada capacidade de absorção de água por apresentarem uma estrutura porosa e por serem hidrofílicas (composição química com grande quantidade de grupos hidroxilas) (Taallah *et al.*, 2014). A natureza porosa das fibras introduz caminhos no nível microestrutural que facilitam o movimento da água no interior da matriz (Toledo Filho *et al.*, 2005). Conseqüentemente a incorporação de fibras promoveu aumentos na capacidade de absorção de água dos compósitos (em relação à referência), de até cerca de 15%.

Mattone (2005), Pinto (2008) e Taallah *et al.* (2014) também obtiveram aumento dessa propriedade com a incorporação de fibras vegetais.

Binici *et al.* (2007) obtiveram valores médios de absorção da ordem de 35% para compósitos com matriz argilosa estabilizados com cimento (16,7%, em relação à massa de solo) e reforçados com fibra de palha. Os valores obtidos por esses autores foram superiores aos obtidos nessa pesquisa (da ordem de 25%), possivelmente em virtude do maior teor de argila da matriz e/ou da maior capacidade de absorção das fibras de palha.

A norma ABNT NBR 13.553 (2012) limita a absorção total de água para matrizes de solo-cimento compactadas usadas na produção de painéis monolíticos sem função estrutural em 20% (idade de 7 dias). Os valores de absorção obtidos aos 28 dias foram de  $22 \pm 1,44$  %, e mantiveram-se próximos às recomendações da norma.

A inserção de fibras (Tabela 6.1) produziu uma tendência de aumento nos valores de índice de vazios, em relação à mistura de referência (não reforçada), e esse comportamento está coerente com a tendência identificada em relação à propriedade de absorção. Para as misturas reforçadas com 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento, o valor do índice de vazios não foi significativamente diferente em relação à referência. O aumento do índice de vazios variou de 6,09% (mistura reforçada com 1,5% de fibras com 50 mm de comprimento) a 11,1% (mistura reforçada com 1,0% de fibras com 20 mm de comprimento).

Analisando a influência do aumento do teor de fibras para um dado comprimento, nota-se que o aumento do teor de fibras não produziu mudanças estatisticamente significativas nos valores de índice de vazios para o comprimento de 20 mm. Para o comprimento de fibra de 50 mm ocorreu uma diminuição (5%) do valor do índice de vazios quando o teor passou de 0,5% para 1,0% e um aumento (4%) quando o teor passou de 1,0% para 1,5%.

Os valores de índice de vazios variaram na faixa de 35% a 38% para todas as misturas.

A adição de fibras produziu uma tendência de manutenção da propriedade de massa específica real, em relação à mistura de referência. Para a mistura reforçada com 1,0% de fibras com 20 mm de comprimento a variação de massa específica real, em relação à referência, foi considerada estatisticamente diferente, correspondendo a um aumento de 3,24%. Os valores de massa específica mantiveram-se na faixa de 2,42 a 2,55 g/cm<sup>3</sup>, para todas as misturas.

### **6.3.2 – Ensaio de absorção de água por capilaridade**

Os resultados dos ensaios de absorção de água por capilaridade, na forma absorção capilar (g/cm<sup>2</sup>) *versus* raiz quadrada do tempo em hora (h<sup>1/2</sup>) são mostrados nas Figuras 6.9 e 6.10.

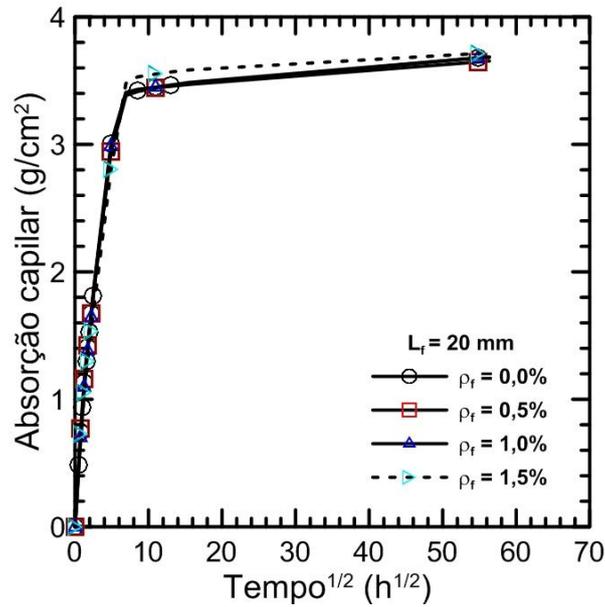


Figura 6.9 – Resultados dos ensaios de absorção capilar para compósitos reforçados com fibras de sisal com 20mm de comprimento.

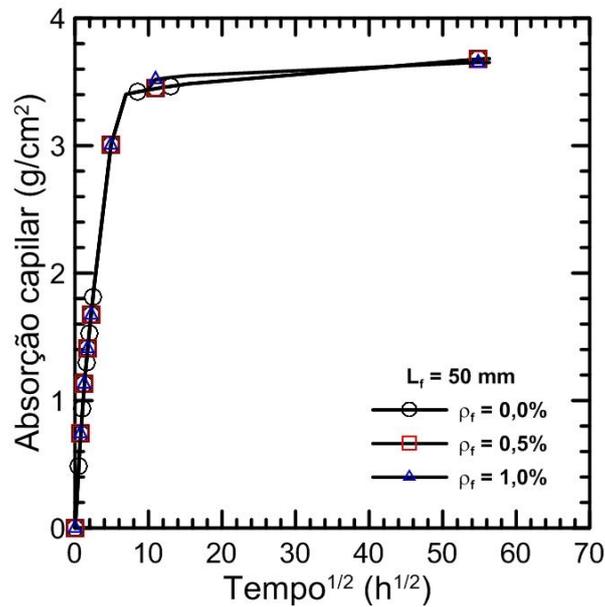


Figura 6.10 – Resultados dos ensaios de absorção capilar para compósitos reforçados com fibras de sisal com 50mm de comprimento.

A partir das curvas apresentadas nas Figuras 6.9 e 6.10 foi obtida a absorvidade das misturas nos estágios 1 (estágio de absorção) e 2 (estágio de saturação), assim como o ponto de mudança de um estágio para outro (ponto de transição). Esses parâmetros estão mostrados na Tabela 6.2, e se referem à média de três determinações.

Tabela 6.2 - Parâmetros obtidos nos ensaios de absorção de água por capilaridade.

Mistura		P <sub>T</sub> (h <sup>1/2</sup> )	Absortividade (g.cm <sup>-2</sup> .h <sup>-1/2</sup> )	
Comprimento de fibra (mm)	Teor de fibra (ρ <sub>f</sub> ) (%)		Estágio 1	Estágio 2
0	0,0	5,02	0,6939	0,0050
20	0,5	4,92	0,7677	0,0047
	1,0	4,20	0,8140	0,0054
	1,5	3,53	1,2056	0,0033
50	0,5	4,42	0,9455	0,0045
	1,0	4,47	0,7937	0,0028

P<sub>T</sub> – ponto de transição; estágio 1 – estágio de absorção; estágio 2 – estágio de saturação

Com base nos parâmetros apresentados na Tabela 6.2 nota-se que a incorporação de fibras produziu uma tendência de aumento nos valores de absorvidade no estágio 1, sendo esse aumento de até cerca de 74% e 36%, para fibras de 20 e 50 mm, respectivamente.

O aumento do teor de fibra para um dado comprimento produziu aumento nos valores de absorvidade no estágio 1 (comprimento de 20 mm) ou manutenção desse parâmetro (comprimento de 50 mm).

Para ambos os comprimentos de fibra (20 e 50 mm) os aumentos de absorvidade no estágio 1 quando o teor passou de 0,5 para 1,0% não foram considerados estatisticamente significativos.

A tendência de aumento da absorvidade no estágio 1 com a inserção de fibras pode estar relacionada com a natureza higroscópica das fibras de sisal, que induz o aumento da porosidade total e facilita os movimentos de umidade no interior da matriz, alcançando o ponto de transição em menores tempos.

A absorvidade no estágio 1 variou na faixa de 0,6939 a 1,2056 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup> para todas as misturas ensaiadas.

Os valores de ponto de transição (Tabela 6.2) apresentaram tendência de redução com a incorporação de fibras, e essas reduções foram de até cerca de 30% e 12%, para os comprimentos de 20 e 50 mm, respectivamente. Os valores de ponto de transição variaram na faixa de 3,53 a 5,02 h<sup>1/2</sup>, para todas as misturas ensaiadas.

A absorvidade no estágio 2 de forma geral foi próxima para todas as misturas (diferenças não significativas), da ordem de 0,0049 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup>, exceção para as

misturas reforçadas com 1,5% de fibras com 20 mm de comprimento e 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento, que apresentaram reduções de 34 e 44% desse parâmetro (em relação à referência), respectivamente.

Na Tabela 6.3 são apresentados os valores de absorção capilar para alguns valores de tempo (média de três determinações).

Tabela 6.3 – Valores de absorção capilar obtidos a partir das curvas absorção *versus* tempo.

Mistura		Valores de absorção capilar (g/cm <sup>2</sup> )					
L <sub>f</sub> (mm)	ρ <sub>f</sub> (%)	1 dia	2 dias	4 dias	7 dias	28 dias	130 dias
0	0,0	3,00	3,40	3,42	3,48	3,52	3,68
20	0,5	2,95	3,38	3,42	3,45	3,52	3,65
	1,0	2,92	3,40	3,42	3,45	3,55	3,69
	1,5	2,72	3,43	3,53	3,58	3,61	3,72
50	0,5	2,95	3,35	3,45	3,49	3,55	3,67
	1,0	2,95	3,38	3,51	3,52	3,58	3,65

L<sub>f</sub> – comprimento de fibra; ρ<sub>f</sub> – teor de fibra

A absorção capilar variou de forma mais expressiva nos primeiros 4 dias, alcançando valores da ordem de 3,5 g/cm<sup>2</sup> (todas as misturas) e a partir daí variou pouco. Ao final do período de 130 dias apresentou valores da ordem de 3,7 g/cm<sup>2</sup> (todas as misturas).

Considerando constantes as propriedades físicas da água usada no ensaio (densidade, viscosidade, tensão superficial) e as condições ambientais (temperatura, umidade relativa, pressão atmosférica), o potencial de sucção capilar (capacidade e taxa de absorção) foi influenciado por características microestruturais da fase sólida das misturas: (i) porosidade aberta, (ii) porosidade total, (iii) porcentagem de poros finos ( $\emptyset < 50$  nm), (iv) porcentagem de poros grandes ( $\emptyset > 50$  nm), (v) tamanho dos poros, (vi) tortuosidade e constrição dos poros, dentre outras.

As misturas investigadas apresentaram porosidade total na faixa de 35 a 38% (ver Tabela 6.1, Capítulo 6) e porcentagem de capilares grandes em torno de 85% (ver Tabela 7.4, Capítulo 7), ambas as características concorrendo para os valores de absorção capilar e absorvibilidade (estágios 1 e 2) obtidos. De forma geral a inclinação das curvas absorção capilar *versus* tempo<sup>1/2</sup> no estágio 1 foi acentuada e a transição do estágio 1 para o estágio 2 foi brusca.

### 6.3.3 – Ensaio de retração por secagem

Curvas típicas (média de três determinações) de retração por secagem *versus* tempo são apresentadas na Figura 6.11. Com o objetivo de visualizar alterações na taxa de desenvolvimento da retração ao longo do tempo também foram obtidas curvas retração por secagem *versus* tempo, com o tempo em escala logarítmica (Figura 6.12).

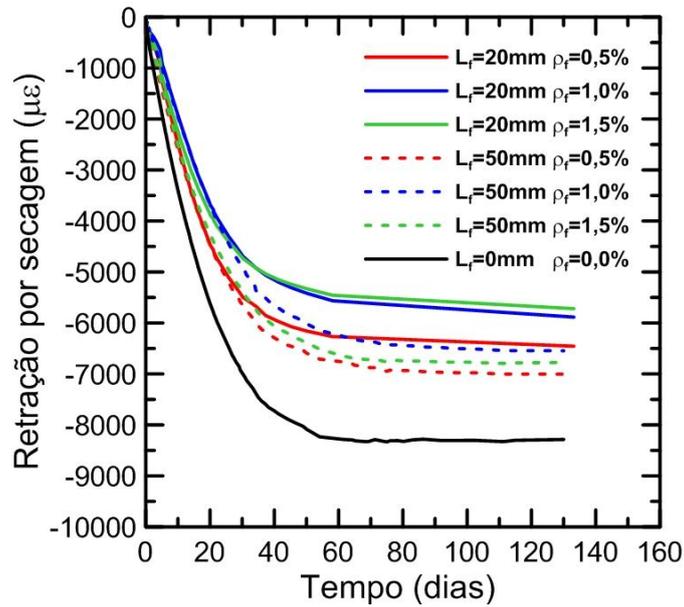


Figura 6.11 – Curvas típicas retração por secagem *versus* tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade).

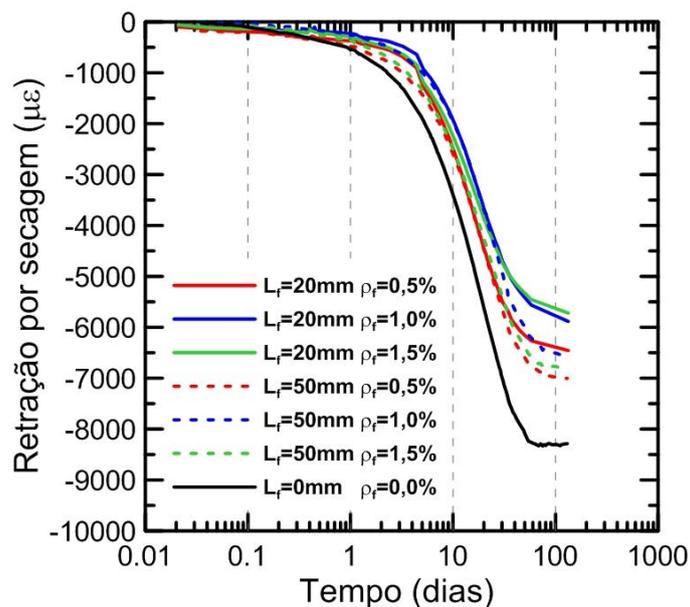


Figura 6.12 – Curvas típicas retração por secagem *versus* tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade), escala semi-logarítmica.

Observando as curvas de evolução da retração com o tempo apresentadas na Figura 6.11 verifica-se que a incorporação de fibras produziu diminuição nos valores de retração, em relação às misturas não reforçadas. Essa redução ocorreu na seguinte ordem (maior redução para menor):

- (i) misturas com fibras de 20 mm de comprimento, nos teores de 1,0 % e 1,5%;
- (ii) misturas com 0,5% de fibras com 20 mm de comprimento e 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento;
- (iii) misturas com 1,5% de fibras com 50 mm de comprimento;
- (iv) misturas com 0,5% de fibras com 50 mm de comprimento.

A influência das fibras no comportamento de retração está provavelmente associada a dois mecanismos: (i) a rigidez da fibra (19 GPa) é cerca de 5 vezes superior à da matriz (4 GPa), e ela funcionou como uma restrição “rígida” se opondo às deformações da pasta endurecida e minimizando a respectiva retração, (ii) a natureza higroscópica das fibras induziu uma redistribuição da umidade interna dos sistemas, contribuindo para o aumento da retração. Os efeitos (i) e (ii) são opostos, tendo ocorrido o predomínio do primeiro.

Bouhicha *et al.* (2005), Yetgin *et al.* (2008) e Vega *et al.* (2011) também obtiveram redução da retração por secagem com a incorporação de fibras vegetais (palha) aos compósitos solo-fibra.

As misturas reforçadas com fibras de 50 mm de comprimento apresentaram maiores valores de retração que as misturas reforçadas com fibras de 20 mm. Esse fato pode estar relacionado ao maior refinamento da estrutura de poros causado por maiores consumos de dispersante (ver Tabela 5.2, Capítulo5). Uma vez que a retração por secagem está diretamente relacionada com a água contida nos pequenos capilares (< 50nm), o aumento da quantidade desses poros potencializou a retração. Os valores de retração sofrem variações mais expressivas até cerca de 50 dias, e a partir daí as variações foram pequenas (Figura 6.11 e Tabela 6.4).

Na Tabela 6.4 são mostrados alguns valores de retração obtidos a partir das curvas da Figura 6.11 para determinados valores de tempo (1 dia, 7 dias, 28 dias, 60 dias e 130 dias). Nota-se que a incorporação de 1,5% de fibras com 20 mm de comprimento produziu reduções de cerca de 46%, 37%, 33%, 34% e 31% para os tempos de 1, 7, 28, 60 e 130 dias, respectivamente, em relação à referência (mistura não fibrosa).

Analisando as curvas mostradas na Figura 6.12 pode-se observar que a mesma hierarquia de comportamento das misturas fibrosas e não fibrosas constatada em relação à magnitude da retração (Figura 6.11) ocorreu também em relação à taxa de desenvolvimento da retração ao longo do tempo. As misturas fibrosas apresentaram menores taxa de retração ao longo do tempo, em relação às misturas não fibrosas.

Tabela 6.4 – Valores de retração por secagem obtidos a partir das curvas retração *versus* tempo.

Mistura		Retração por secagem ( $\mu\epsilon$ )				
Comprimento de fibra (mm)	Teor de fibra ( $\rho_f$ ) (%)	1 dia	7 dias	28 dias	60 dias	130 dias
20	1,5	-295	-1.633	-4.575	-5.480	-5.700
	1,0	-228	-1.332	-4.504	-5.600	-5.880
	0,5	-375	-1.781	-5.305	-6.280	-6.450
50	1,0	-255	-1.405	-4.732	-6.250	-6.545
	1,5	-359	-1.844	-5.219	-6.620	-6.776
	0,5	-476	-1.944	-5.461	-6.750	-7.004
0	0,0	-548	-2.560	-6.784	-8.290	-8.285

Nas Figuras 6.13 e 6.14 são apresentadas as curvas perda de massa *versus* tempo e as curvas retração por secagem *versus* perda de massa.

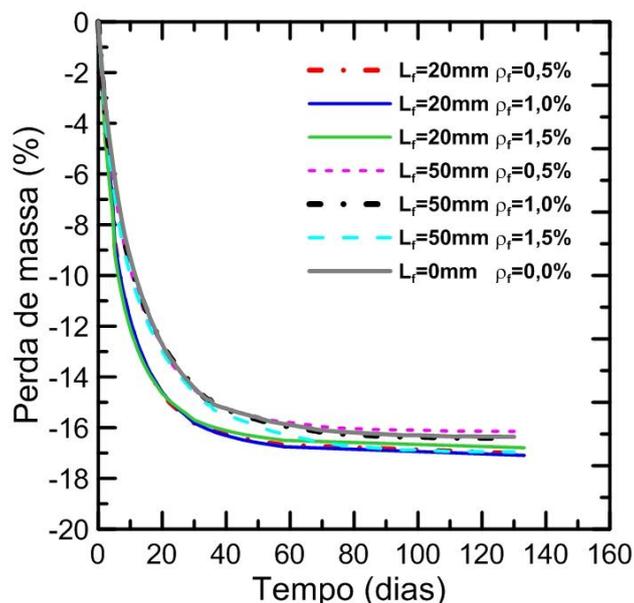


Figura 6.13 – Curvas típicas perda de massa *versus* tempo para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade).

As misturas de referência (sem reforço fibroso) e as reforçadas com fibras de 50 mm nos teores de 0,5% e 1,0% apresentaram os maiores valores de perda de massa ao longo do tempo. Para essas misturas, a perda de massa correspondente a 130 dias foi de cerca de 16%. As demais misturas apresentaram perdas de massa ligeiramente inferiores, de cerca de 17% (tempo de 130 dias). A variação de massa ao longo do tempo foi mais expressiva nos primeiros 50 dias de ensaio, e a partir daí não sofreu alterações significativas.

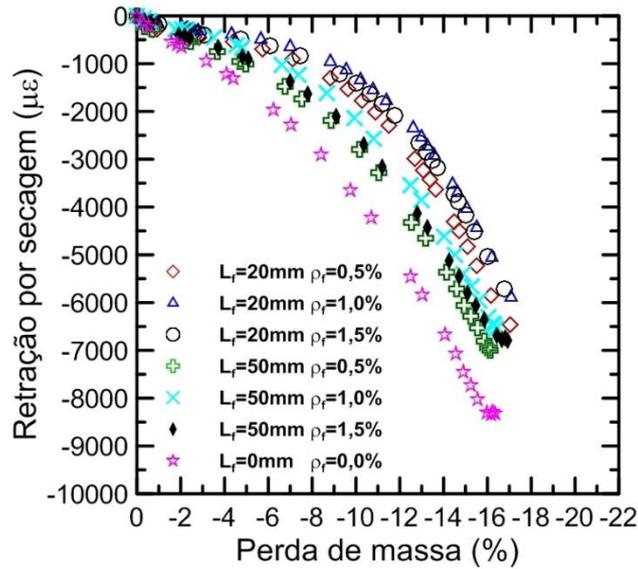


Figura 6.14 – Curvas típicas retração por secagem *versus* perda de massa para os compósitos reforçados com fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm (início do ensaio após 28 dias de idade).

O comportamento ilustrado na Figura 6.14, em forma de nuvem de pontos, demonstra que existe uma correlação entre os valores de retração por secagem e os valores de perda de massa para todas as misturas.

A partir da Figura 6.14 e para um dado valor de perda de massa a retração dos compósitos manteve-se sempre menor que a retração das misturas não fibrosas, e a retração das misturas fibrosas foi tanto menor quanto maior a eficiência do reforço fibroso (teor e comprimento) na redução da retração, seguindo a tendência mostrada na Figura 6.11. Como exemplo, para perda de massa de 10%, a retração da mistura de referência foi de  $-3.800 \mu\epsilon$ , valor 3 vezes superior à retração da mistura reforçada com 1,0% de fibras com 20 mm de comprimento (ver Tabela 6.5).

Até cerca de 4% de perda de massa o comportamento das misturas é próximo, e a partir daí apresenta maior diferenciação. A Tabela 6.5 mostra os valores de retração obtidos a partir das curvas retração *versus* perda de massa para os valores de perda de massa de 5, 10 e 16%. Para perdas de massa de 5, 10 e 16% os valores de retração variaram de  $-420 \mu\epsilon$  a  $-1520 \mu\epsilon$ ,  $-1.250 \mu\epsilon$  a  $-3.800 \mu\epsilon$  e  $-4.850 \mu\epsilon$  a  $-8.300 \mu\epsilon$ , respectivamente.

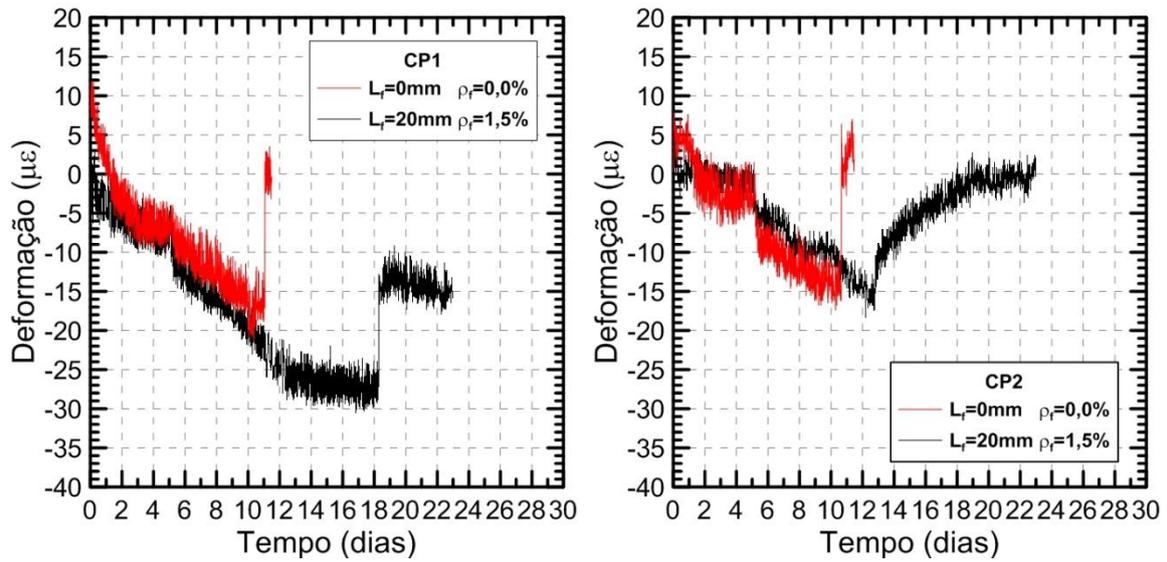
Tabela 6.5 – Valores de retração por secagem obtidos a partir das curvas retração *versus* perda de massa.

Mistura		Retração por secagem ( $\mu\epsilon$ )		
Comprimento fibra (mm)	Teor fibra ( $\rho_f$ ) (%)	Perda de massa (%)		
		5	10	16
20	1,0	-420	-1.250	-4.850
	1,5	-520	-1.420	-5.000
	0,5	-600	-1.680	-5.600
50	1,0	-700	-2.180	-6.280
	1,5	-900	-2.500	-6.400
	0,5	-1.000	-2.720	-6.900
0	0,0	-1.520	-3.800	-8.300

#### 6.3.4 – Ensaio de retração restringida através de anel de aço

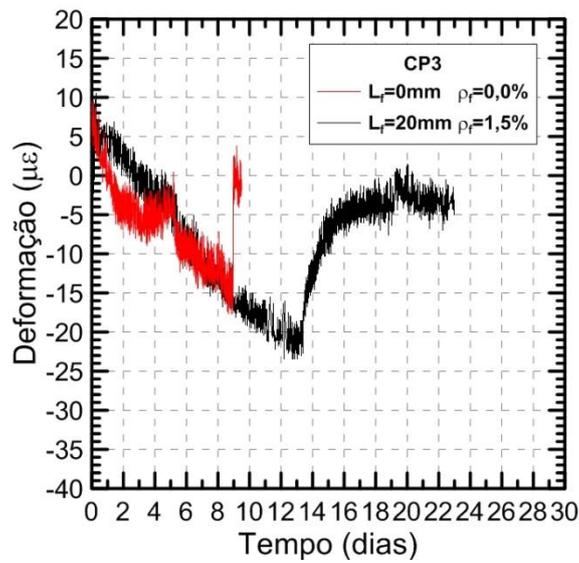
Os resultados dos ensaios de retração restringida executados com as misturas não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento estão apresentados na forma de curvas deformação do anel de aço *versus* tempo (Figura 6.15). Os parâmetros de resistência à fissuração obtidos a partir das curvas e da medição da abertura das fissuras (programa Image J) podem ser vistos na Tabela 6.6.

As curvas obtidas se referem à média de três ou dois extensômetros (anéis 1 e 3, respectivamente), porém para o anel 2 somente foi possível o aproveitamento dos resultados de um extensômetro.



(a)

(b)



(c)

Figura 6.15 – Curvas típicas deformação do anel *versus* tempo (sob condições restringidas) para as misturas não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com comprimento de 20mm (a) amostras do anel 1 (b) amostras do anel 2 (c) amostras do anel 3.

Tabela 6.6 – Parâmetros de resistência à fissuração (sob condições restringidas) para as misturas não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

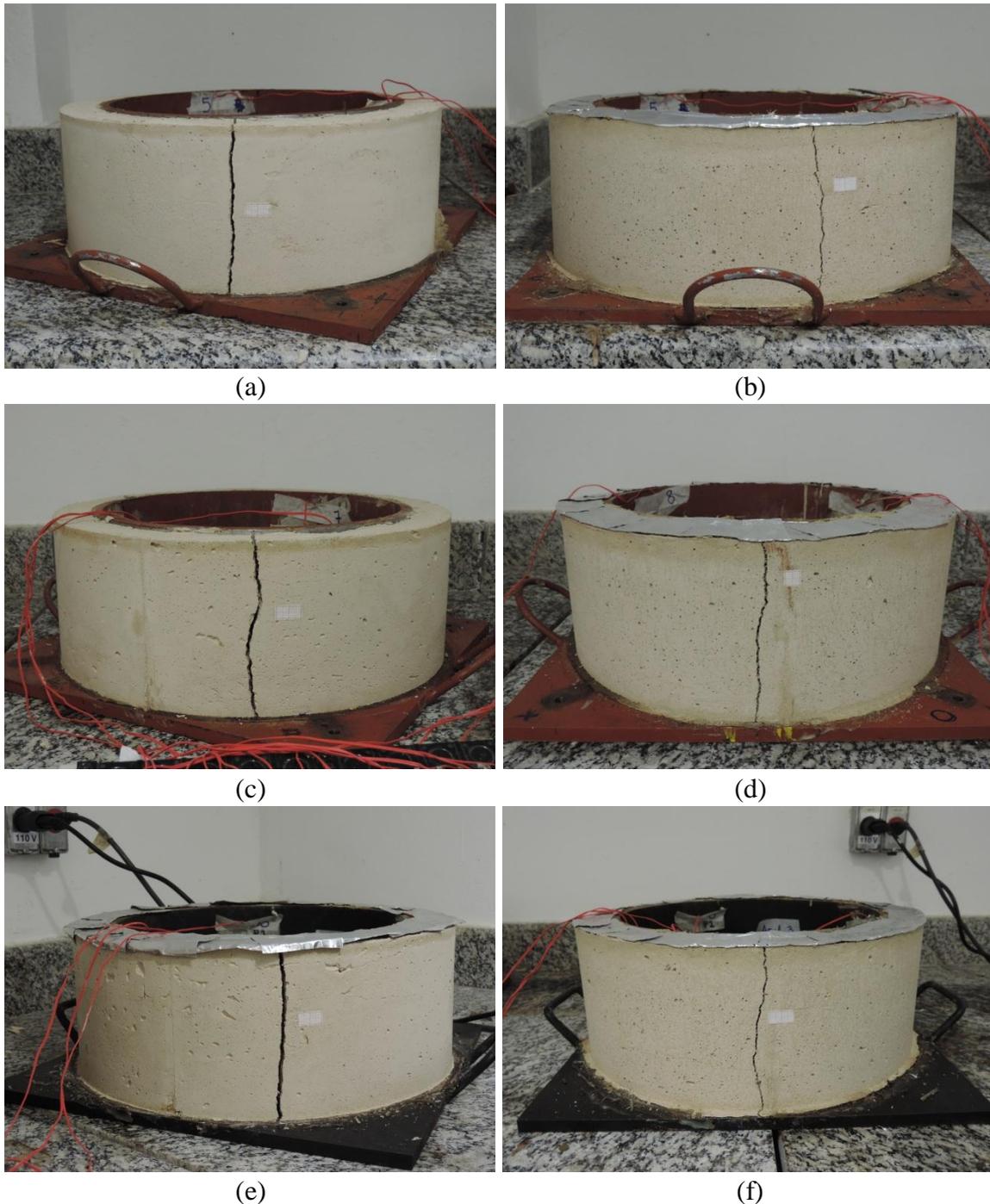
Amostra		Idade de fissuração* (dias)	Abertura de fissura (mm)	Deformação inicial** ( $\mu\epsilon$ )	Deformação máxima*** ( $\mu\epsilon$ )
1 Anel 1	$L_f=0\text{mm}$ $\rho_f=0,0\%$	11,1	3,122 (0,070)	-6,0	-16,5
	$L_f=20\text{mm}$ $\rho_f=1,5\%$	18,3	1,358 (0,028)	-7,5	-27,5
2 Anel 2	$L_f=0\text{mm}$ $\rho_f=0,0\%$	10,7	3,109 (0,063)	-2,5	-13,5
	$L_f=20\text{mm}$ $\rho_f=1,5\%$	12,8	1,503 (0,102)	-1,0	-16,0
3 Anel 3	$L_f=0\text{mm}$ $\rho_f=0,0\%$	9,0	3,064 (0,057)	-3,5	-14,5
	$L_f=20\text{mm}$ $\rho_f=1,5\%$	13,4	1,381 (0,115)	-3,0	-21,0

$\rho_f$ : teor de fibras; Idade de fissuração\*: contada a partir do início da moldagem; deformação inicial\*\*: corresponde à idade em que a secagem foi iniciada (remoção do anel externo); deformação máxima\*\*\*: valor de deformação imediatamente anterior à queda brusca de deformação do anel de aço.

As curvas da Figura 6.15 mostram que à medida que as misturas sofreram retração elas exerceram uma tensão uniforme de compressão sobre o anel conduzindo ao desenvolvimento de deformações no mesmo. Simultaneamente à tendência de retração das misturas, tensões de tração foram induzidas no material pela presença de uma restrição passiva. Quando essas tensões de tração ultrapassaram a resistência à tração do material ocorreu a formação de fissura, e a deformação do anel de aço sofreu uma queda abrupta. Conforme mostrado no Capítulo 5, Tabela 5.4, a incorporação de fibras aumentou a resistência à tração do material de cerca de 44% (em relação ao material não reforçado). O aumento da resistência à tração do material foi benéfico em relação ao comportamento de fissuração sob condições restringidas, retardando a formação de fissuras e limitando suas respectivas aberturas (Figura 6.16). Para as misturas não reforçadas a queda abrupta de deformação do anel de aço foi para o valor de zero. Para as misturas reforçadas com fibras e de forma geral, a queda de deformação associada à formação de fissuras foi gradual (amostras 2 e 3). Para duas amostras fibrosas ensaiadas a queda de deformação não foi para zero ( $-3 \mu\epsilon$  e  $-15 \mu\epsilon$ ), significando que mesmo fissurado o material ainda suporta tensões, sendo essa capacidade propiciada pelas fibras. Os benefícios da inclusão de fibras ficaram mais evidenciados para a mistura 1 (anel 1), que apresentou aumento da idade de fissuração de cerca de 65% e diminuição

da abertura de fissura de cerca de 57%. A retração das misturas fibrosas gerou maiores deformações máximas nos anéis, sendo esse aumento de até 67% (amostra 1).

A Figura 6.16 ilustra a formação de fissuras nas amostras ensaiadas.



Obs.: amostra 1 – anel 1; amostra 2 – anel 2; amostra 3 – anel 3

Figura 6.16 – Formação de fissuras nas amostras não reforçadas e reforçadas com 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento: (a) (c) e (e) amostras não reforçadas 1, 2 e 3, respectivamente (b) (d) e (f) amostras reforçadas 1, 2 e 3, respectivamente.

Durante a desmontagem do ensaio pode-se observar a presença das fibras interligando as bordas da região fissurada, de uma maneira razoavelmente uniforme, conforme Figura 6.17. Esse mecanismo de “ponte” retardou a formação de fissuras e limitou suas respectivas aberturas, aumentando a resistência à fissuração do material.



Figura 6.17 – Bordas da região fissurada no momento da desmontagem do ensaio de retração restringida (amostra 3).

#### 6.4 – CONCLUSÃO

No Capítulo 6 foi realizada a avaliação das propriedades físicas (absorção total, índice de vazios, massa específica, absorção capilar, retração por secagem, retração restringida) da matriz e dos compósitos, assim como a influência do reforço fibroso nessas propriedades.

Os ensaios de absorção de água por imersão e de retração por secagem foram realizados com as misturas não reforçadas e as reforçadas com 0,5; 1,0 e 1,5% de fibras de sisal nos comprimentos de 20 e 50 mm. Os ensaios de absorção de água por capilaridade foram realizados com as misturas não reforçadas e as reforçadas com 0,5; 1,0 e 1,5% de fibras com comprimento de 20 mm, assim como 0,5 e 1,0% de fibras com comprimento de 50 mm. Os ensaios de retração na condição restringida foram realizados com as misturas não reforçadas e as reforçadas com 1,5% de fibras com 20 mm de comprimento.

A matriz apresentou absorção total igual a 22,09%, índice de vazios de 35,32% e massa específica real de 2,47 g/cm<sup>3</sup>. A incorporação de fibras de sisal produziu aumento nos valores de absorção total e índice de vazios, porém não provocou alterações significativas na massa específica.

Os valores de absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica real mantiveram-se na faixa de 22 a 25%; 35 a 38%; 2,42 a 2,55 g/cm<sup>3</sup>, respectivamente.

O aumento da absorção total e do índice de vazios para os compósitos pode ser atribuído às características higroscópica e hidrofílica das fibras de sisal, e às consequentes mudanças microestruturais induzidas por essas características quando as fibras são incorporadas nas misturas.

A absorção capilar da matriz e dos compósitos foi monitorada por cerca de 130 dias e variou de forma mais expressiva nos primeiros quatro dias. Ao final de quatro dias os valores de absorção capilar foram da ordem de 3,5 g/cm<sup>2</sup> e ao final de 130 dias foram da ordem de 3,7 g/cm<sup>2</sup>, para todas as misturas. O reforço fibroso produziu uma tendência de aumento da absorvidade no estágio 1 (de até 74%) e uma tendência de redução do ponto de transição (de até 30%), em relação às misturas não fibrosas. A absorvidade no estágio 1 variou de 0,6939 a 1,2056 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup> e a absorvidade no estágio 2 variou de 0,0028 a 0,0054 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup>, para todas as misturas.

A absorção capilar das misturas foi influenciada pela porosidade total (conforme os resultados dos ensaios de absorção de água por imersão mostrados na Tabela 6.1 desse Capítulo) e pela predominância de grandes capilares ( $\varnothing > 50$  nm) na estrutura de poros da matriz (conforme os resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio mostrados na Tabela 7.4 do Capítulo 7). A incorporação de fibras produziu aumento na absorvidade (estágio 1) em função do aumento da porosidade total associado a essa incorporação.

Os resultados de retração por secagem demonstraram que a incorporação de fibras reduziu a magnitude e a taxa da retração, assim como o tempo necessário para a estabilização, em relação às misturas não fibrosas. A influência das fibras no comportamento de retração está provavelmente associada a dois mecanismos: (i) a rigidez da fibra é cerca de 5 vezes superior à da matriz, e ela funcionou como uma restrição “rígida” se opondo às deformações e minimizando a retração, (ii) a natureza higroscópica das fibras induziu uma redistribuição da umidade interna dos sistemas,

contribuindo para o aumento da retração. Os efeitos (i) e (ii) são opostos, tendo ocorrido o predomínio do primeiro.

A retração da matriz ao fim de 130 dias foi da ordem de 8.285  $\mu\epsilon$  e esse valor foi reduzido para 5.700  $\mu\epsilon$  (redução de 31%) quando 1,5% de fibras com 20 mm de comprimento foram inseridas na matriz. A retração por secagem variou de forma mais expressiva nos primeiros 50 dias, e a partir daí variou pouco. As fibras com comprimento de 20 mm foram mais eficientes na redução da retração do que as fibras com comprimento de 50 mm. Esse fato pode estar relacionado ao maior refinamento da estrutura de poros causado por maiores consumos de dispersante (ver Tabela 5.2, Capítulo 5) no caso das fibras com 50 mm de comprimento. Uma vez que a retração por secagem está diretamente relacionada com a água contida nos pequenos capilares ( $\emptyset < 50$  nm), o aumento da quantidade desses poros potencializou a retração.

A influência do reforço fibroso em relação à perda de massa dos compósitos ao longo do tempo seguiu a mesma tendência da retração ao longo do tempo, e as misturas reforçadas com fibras de 20 mm apresentaram as menores perdas de massa ao longo de todo o ensaio. Ao final de 130 dias a perda de massa dessas misturas foi cerca de 17%, enquanto as misturas de referência e reforçadas com fibras de 50 mm apresentaram maiores valores de perda de massa, da ordem de 16%.

Quando a retração ocorreu sob condições restringidas verificou-se que a incorporação de fibras promoveu aumento da resistência à fissuração das misturas, em relação às misturas não fibrosas. Esse comportamento é devido ao aumento da resistência à tração dos compósitos propiciado pela inserção de fibras, conforme mostrado na Tabela 5.4, Capítulo 5. Para as misturas com melhor desempenho em relação ao potencial de fissuração a idade de fissuração foi prolongada de 11,1 dias para 18,3 dias (aumento de cerca de 65%) e a abertura de fissura foi reduzida de 3,122 mm para 1,358 mm (redução de 56,5%). Após a fissuração da matriz, as fibras interligaram as bordas fissuradas e permitiram que o material ainda transferisse tensões de um ponto a outro. Após a queda abrupta de deformação do anel, indicativa da formação de fissura, a deformação não foi para zero. O aumento da resistência à tração também possibilitou o desenvolvimento de maiores deformações máximas no anel de aço, que alcançou valores da ordem de -27,5  $\mu\epsilon$ , constituindo um aumento da ordem de 67% em relação à deformação máxima produzida no anel pelas misturas não fibrosas. A taxa de desenvolvimento das

deformações do anel com o tempo foi semelhante para as misturas fibrosas e não fibrosas.

## **7. DURABILIDADE DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL SUBMETIDOS A PROCESSOS DE ENVELHECIMENTO**

### **7.1 – INTRODUÇÃO**

A durabilidade é um dos aspectos mais importantes no desenvolvimento de novos materiais, para que possam ser considerados modernos e competitivos, possam ser aceitos pelo mercado e possam ser produzidos em escala industrial. A durabilidade é a capacidade de resistir ao ataque de agentes agressivos (intempéries, agentes químicos, abrasão, erosão, etc) sem comprometimento de sua capacidade de uso original, sob as condições ambientais para o qual foi projetado.

Além dos requisitos clássicos de resistência, de estabilidade volumétrica e de propriedades elásticas, os materiais de construção devem apresentar também os requisitos de durabilidade compatíveis com o tipo de aplicação desejada.

No caso dos compósitos cimentícios reforçados com fibras vegetais, o estudo da durabilidade assume extrema importância porque esses materiais podem sofrer redução de resistência e tenacidade ao longo do tempo, devido à degradação das fibras vegetais. Essa degradação ocorre porque a água presente nos poros da matriz apresenta elevado pH (superior a 13), e é capaz de dissolver a lignina e a hemicelulose da lamela média, quebrando as ligações entre as fibrocélulas. De acordo com Gram (1983), a decomposição química dos constituintes da lamela média ocorre em taxas mais elevadas somente para temperaturas superiores a 75°C. Além disso, o CH pode migrar para as paredes e lúmen das fibrocélulas, provocando a mineralização da fibra. A aderência fibra-matriz também pode ser reduzida por ciclos repetidos de molhagem e secagem, pois a natureza higroscópica das fibras induz variações dimensionais (nas fibras) maiores que as da matriz, e com o passar do tempo surgem tensões que destroem progressivamente a ligação fibra-matriz.

Na literatura não foram encontrados trabalhos que investigam a possibilidade de degradação das fibras vegetais em decorrência da incompatibilidade química entre a matriz de solo-cimento e as fibras vegetais. Dentro desse contexto, a investigação de durabilidade conduzida no Capítulo 7 teve como objetivo obter uma melhor

compreensão desse fenômeno, ampliando o conhecimento dos aspectos relacionados à possível perda de resistência e flexibilidade das fibras de sisal ao longo do tempo, quando inseridas em matrizes alcalinas com baixo consumo de cimento.

Com relação à possibilidade de degradação das fibras vegetais por variações de umidade, alguns autores realizaram tratamentos superficiais da fibra objetivando reduzir a absorção de água pelas fibras e aumentar a aderência fibra-matriz (Ghavami *et al.*, 1999; Segetin *et al.*, 2007; Ahmad *et al.*, 2010). No Capítulo 7 não foi realizado nenhum tipo de tratamento das fibras com agentes repelentes à água ou agentes bloqueadores, tendo sido realizada somente uma lavagem em água fervente na etapa de processamento das fibras (Capítulo 5, item 5.2.1.1) para remoção de resíduos aderidos à superfície (graxas e resinas naturais).

Na etapa de projeto da matriz (Capítulo 3) optou-se pela incorporação de pozolanas com o objetivo de consumir o CH gerado pela hidratação do cimento e reduzir a alcalinidade da matriz. Além disso, o cimento é um constituinte minoritário da mistura, pois representa somente 9,4% da massa total da mistura, comparado com o solo, constituinte dominante (66% da massa total da mistura). Portanto, a possibilidade de degradação das fibras, em relação aos compósitos convencionais (que apresentam maior consumo de cimento), é menor.

Nesse Capítulo, o estudo da durabilidade compreendeu as seguintes etapas: (i) submissão das amostras a processos de envelhecimento natural e acelerado; (ii) comparação do comportamento mecânico das amostras envelhecidas com o comportamento de amostras de referência (não envelhecidas) e (iii) obtenção de parâmetros da estrutura de poros das amostras envelhecidas através de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Os ensaios de envelhecimento (natural e acelerado) foram feitos após 28 dias de cura em câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ). As amostras selecionadas para a investigação da durabilidade foram a matriz e o compósito que apresentou espalhamento compatível com a condição autoadensável (Tabela 5.2, Capítulo 5) e o melhor desempenho mecânico (resistência e tenacidade) nos ensaios descritos no

Capítulo 5, ou seja, reforçado com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm. A caracterização mecânica foi feita através de ensaios de flexão em quatro pontos.

A primeira etapa dos ensaios de envelhecimento natural consistiu na exposição das amostras ao intemperismo, e foi realizada no CEFET-MG. Os períodos de exposição foram predefinidos em 4, 8, 12, e 24 meses. Nesse Capítulo serão apresentados os resultados referentes aos períodos de exposição de 4 e 8 meses.

A primeira etapa dos ensaios de envelhecimento acelerado consistiu em submeter as amostras a ciclos de molhagem e secagem, tendo sido predefinido o número de ciclos em 10, 15 e 25 para a matriz e 5, 10, 15 e 25 para o compósito. A duração dos ciclos foi definida com base em curvas de variação de massa de água (ganho ou perda) *versus* tempo, obtidas em ensaios com a matriz e com o compósito (mistura reforçada com 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento). Excetuando a primeira etapa dos ensaios de envelhecimento natural, todas as outras etapas dos ensaios de envelhecimento e os ensaios mecânicos foram realizadas no Laboratório de Estruturas (LABEST) da COPPE/UFRJ. As análises microestruturais usando a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizadas no Laboratório de Caracterização Tecnológica (LCT) do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo da Escola Politécnica da USP.

## **7.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **7.2.1 – Materiais e processamento**

#### **7.2.1.1 – Fibras de sisal**

As fibras de sisal foram caracterizadas no Capítulo 5, item 5.2.1.1.

#### **7.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

Os referidos materiais foram caracterizados no Capítulo 3, item 3.2.1.1.

#### **7.2.1.3 – Superplastificante**

O superplastificante utilizado foi descrito no Capítulo 3, item 3.2.1.2.

#### **7.2.1.4 – Água**

A água usada na produção das misturas foi proveniente da rede de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro após processo de deionização.

#### **7.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova**

Os procedimentos de produção das misturas para os ensaios de durabilidade (ensaios de envelhecimento seguidos de ensaios mecânicos) estão descritos no Capítulo 5, item 5.2.2. Foram produzidas misturas sem reforço fibroso e misturas reforçadas com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm. Foram utilizados moldes prismáticos de dimensões internas 25 x 40 x 1,8 cm, e as amostras foram posteriormente subdivididas em placas de 10 x 40 x 1,8 cm. Foram produzidas 3 amostras para cada mistura. As amostras permaneceram na câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) até a idade de 28 dias.

#### **7.2.3 – Ensaios de durabilidade**

##### **7.2.3.1 – Durabilidade através de ensaios de envelhecimento natural**

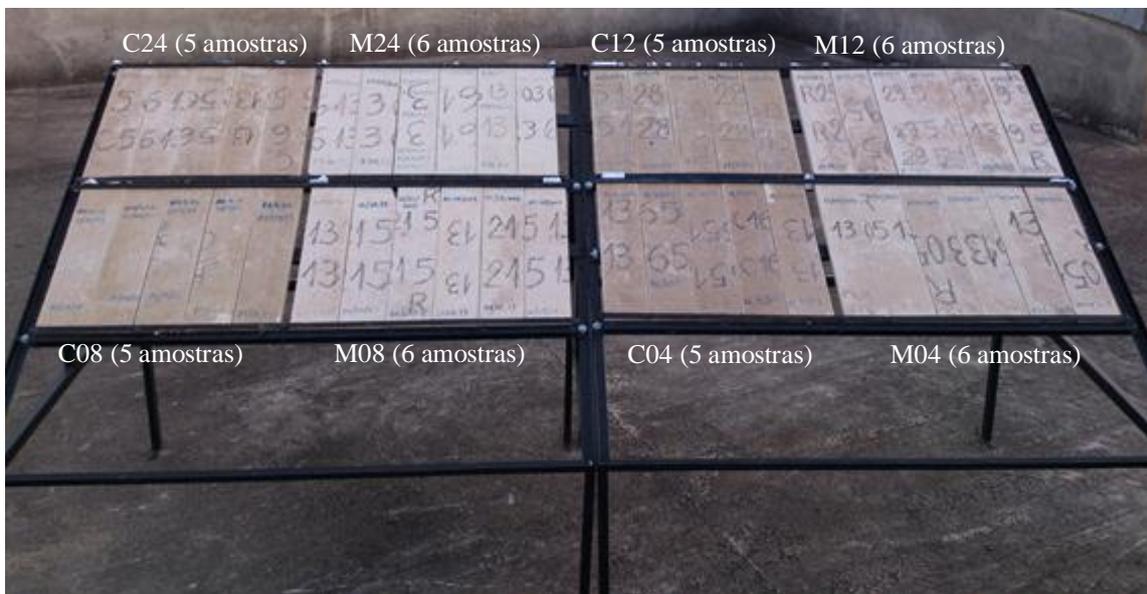
Após 28 dias de cura em câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) as amostras foram encaminhadas ao CEFET-MG. Os períodos de exposição foram definidos como sendo 4, 8, 12 e 24 meses e nesse Capítulo serão apresentados os resultados referentes aos períodos de 4 e 8 meses. No CEFET-MG as amostras foram colocadas sobre um suporte metálico, inclinadas de cerca de  $45^{\circ}$  em relação à horizontal e apoiadas nas extremidades e no meio do vão, para evitar deslocamentos e deformações por efeito de vento (Figura 7.1). A orientação das amostras foi para o norte verdadeiro, de modo a maximizar a incidência de raios solares.

A Figura 7.2 ilustra a variação dos parâmetros meteorológicos no primeiro período (setembro de 2013 a janeiro de 2014) e segundo período (setembro de 2013 a maio de 2014) de envelhecimento natural. A precipitação acumulada foi mais intensa no mês de dezembro/2013 para o primeiro período (da ordem de 500 mm), e nos meses de dezembro/2013 e abril/2014 para o segundo período (da ordem de 500 e 240 mm, respectivamente). O clima de Belo Horizonte é do tipo tropical de altitude, com chuvas

concentradas no verão. A temperatura média e a umidade relativa do ar no primeiro período mantiveram-se na faixa de 22°C e 71%, respectivamente. No segundo período de envelhecimento a temperatura ficou em torno de 23°C e a umidade relativa em torno de 62%.

Ao final dos períodos de 4 e 8 meses de exposição as amostras retornaram para o Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ e foram submetidas a secagem em condições controladas ( $T=25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=65\% \pm 1\%$ ) durante cinco dias. Após a secagem, foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos, conforme os procedimentos descritos no item 5.2.4 do Capítulo 5. Para cada mistura foram ensaiadas três amostras.

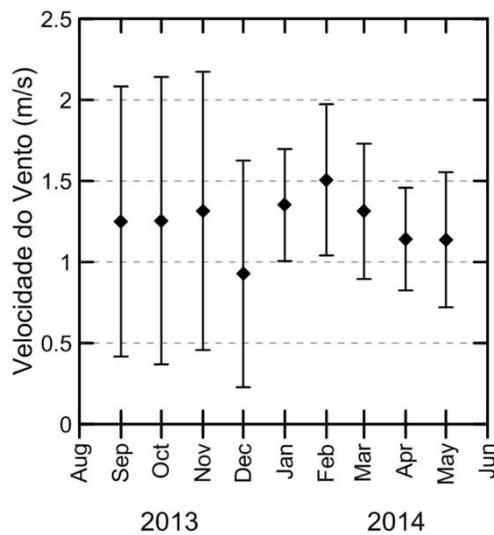
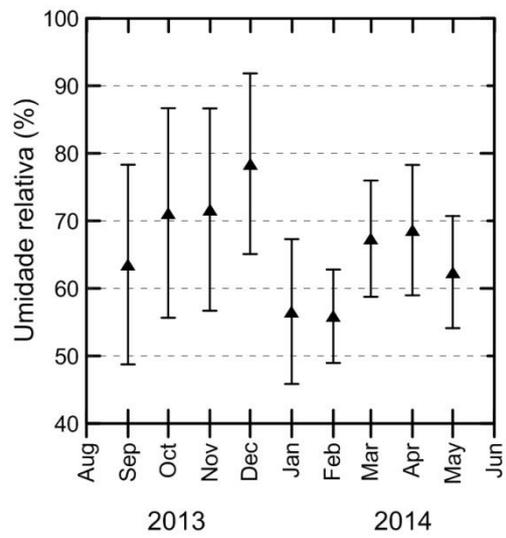
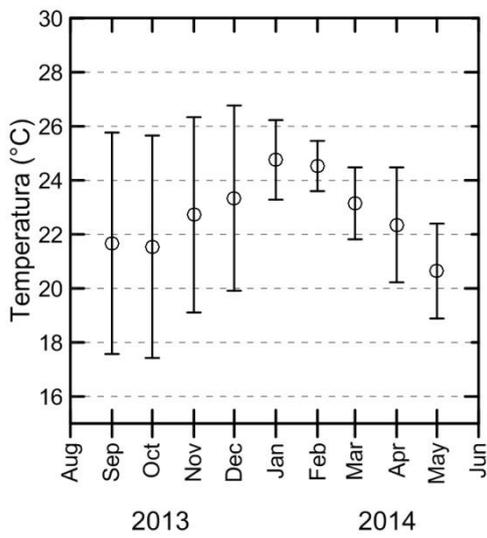
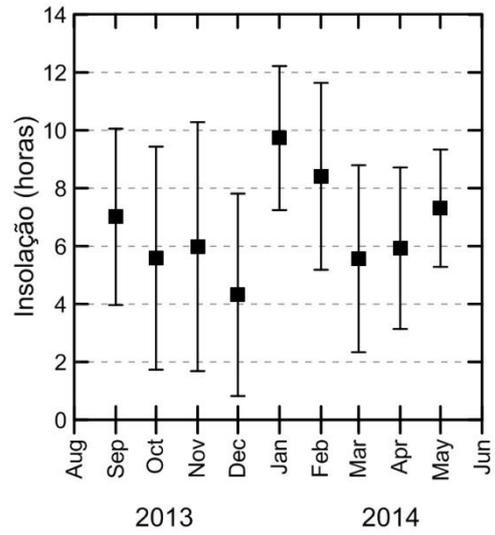
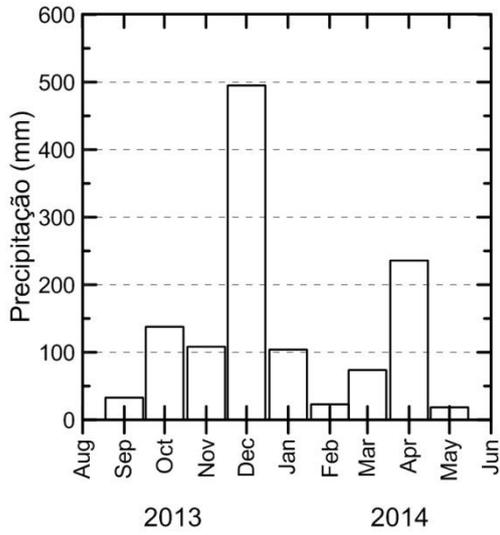
Os ensaios mecânicos incluíram também amostras de referência (não envelhecidas), que permaneceram na câmara úmida durante 4 e 8 meses, e também foram submetidas a secagem prévia, nas mesmas condições das amostras envelhecidas.



Legenda:

M04=matriz, período de 4 meses; C04=compósito, período de 4 meses; M08=matriz, período de 8 meses; C08=compósito, período de 8 meses; M12=matriz, período de 12 meses; C12=compósito, período de 12 meses; M24=matriz, período de 24 meses; C24=compósito, período de 24 meses

Figura 7.1 – Exposição de amostras (matriz e compósito reforçado com 1,5% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm) ao intemperismo natural no CEFET-MG.



(e)

Figura 7.2 – Parâmetros meteorológicos nos períodos de setembro/2013 a janeiro/2014 e setembro/2013 a maio/2014.

### 7.2.3.2 – Durabilidade através de ensaios de envelhecimento acelerado

O estudo da durabilidade através de ensaios de envelhecimento acelerado consistiu na aplicação de ciclos de molhagem e secagem à matriz e ao compósito (mistura reforçada com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm) seguida da realização de ensaios mecânicos. Foram realizados 10, 15 e 25 ciclos de molhagem e secagem com a matriz e 5, 10, 15 e 25 ciclos com o compósito (1,0% de fibras de sisal com 50 mm de comprimento). A duração dos ciclos foi definida com base em curvas de variação de massa de água (ganho ou perda) *versus* tempo, obtidas em ensaios realizados com a matriz e com o compósito (1,0% de fibras de sisal com 50 mm de comprimento).

Após 28 dias de cura na câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , UR=100%) e após secagem em uma câmara de ventilação forçada ( $T=38^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , velocidade de vento=0,5 m/s) até a constância de massa, a matriz e o compósito (mistura contendo 1,0% de fibras com 50 mm de comprimento) foram submersos em um recipiente contendo água na temperatura de  $23^{\circ}\text{C}$  e o ganho de massa de água ao longo do tempo foi monitorado até a estabilização. Foram ensaiadas duas amostras para cada mistura (sem reforço fibroso e com reforço fibroso). Após a estabilização do ganho de massa de água as amostras foram submetidas à secagem (câmara de ventilação forçada), monitorando-se a perda de massa de água ao longo do tempo, até a estabilização. As curvas de molhagem e secagem obtidas para a matriz e para o compósito estão mostradas na Figura 7.3.

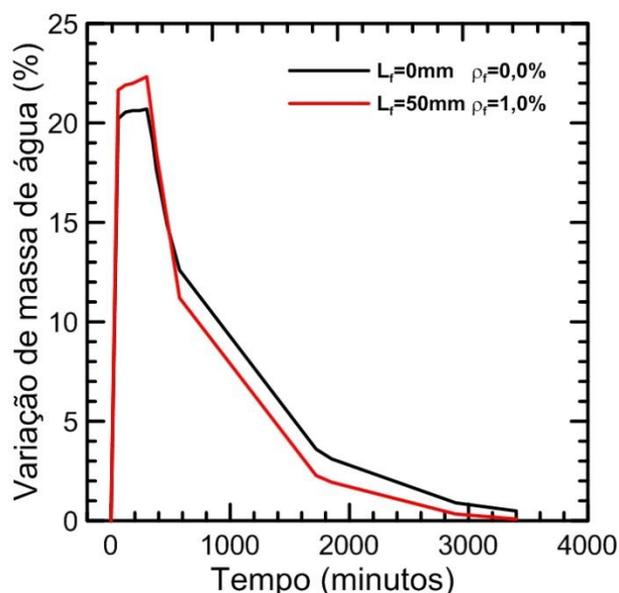


Figura 7.3 – Curvas de variação de massa de água *versus* tempo para a matriz e para o compósito (1,0% de fibras com comprimento de 50 mm).

A partir das curvas apresentadas na Figura 7.3 pode-se observar que após uma hora de imersão as amostras (matriz e compósito) absorveram cerca de 95% da capacidade total de saturação e após 40 horas (compósito) ou 48 horas (matriz) as amostras perderam cerca de 95% do ganho de massa total até a saturação. Foram definidos então os períodos de uma hora para a duração das imersões e dois dias para a duração das secagens.

Após a definição da duração dos ciclos as amostras foram retiradas da câmara úmida na idade de 28 dias e submetidas a ciclos controlados de molhagem e secagem (5, 10, 15 e 25 ciclos). A secagem foi realizada em uma câmara de ventilação forçada com condições controladas de vento e temperatura, ajustadas de forma a simular as condições às quais o material pode ficar submetido ao longo de sua vida útil. A câmara é dotada de sistemas de aquecimento (resistências elétricas), de ventilação (ventilador), de unidade de controle de temperatura e velocidade de vento e de uma região para colocação das amostras (Figura 7.4). A câmara foi configurada para temperatura de  $38^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e velocidade de vento de 0,5 m/s. As amostras foram colocadas na posição vertical, apoiadas na base e no topo (Figura 7.5 (a)).

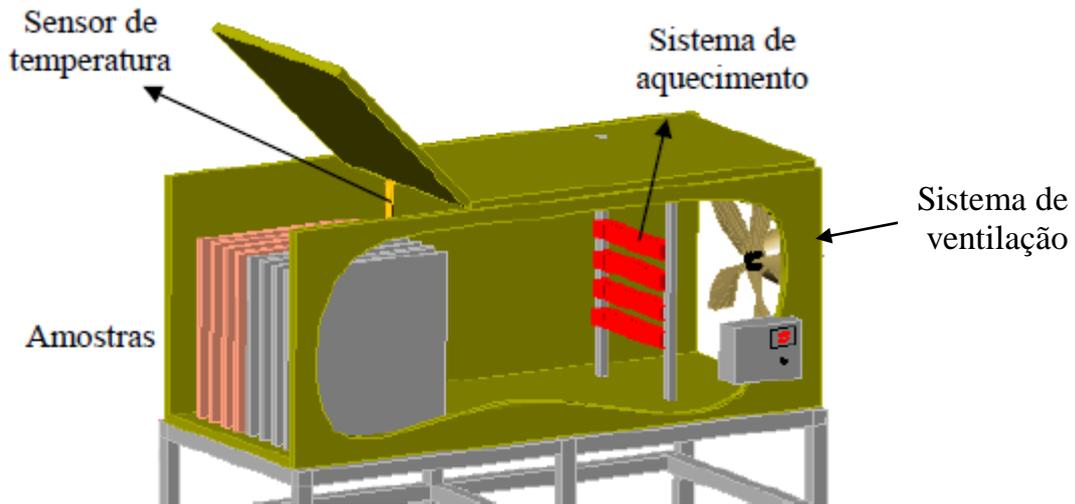


Figura 7.4 – Desenho esquemático da câmara de ventilação forçada (adaptado de Melo Filho, 2012).



(a)



(b)

Figura 7.5 – Amostras submetidas aos ciclo de secagem na câmara de ventilação forçada e ao ciclo de molhagem.

Os ciclos de molhagem foram executados em um recipiente (capacidade de 50 litros) contendo água na temperatura de  $30^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , e as amostras permaneceram imersas durante 1 hora (Figura 7.5 (b)). Ao final de cada ciclo de molhagem as amostras foram

pesadas para verificar uma possível ocorrência de perda de massa, fato que não foi observado.

Após a execução dos ciclos as amostras envelhecidas de forma acelerada foram submetidas a ensaios de flexão em quatro pontos, conforme procedimentos descritos no item 5.2.4 do Capítulo 5. Para cada mistura foram ensaiadas três amostras. Os ensaios mecânicos incluíram também amostras de referência (não envelhecidas), nas idades de 28 dias e 53 dias (tempo de duração de 25 ciclos). As amostras correspondentes aos ciclos mais curtos (5, 10 e 15 ciclos) aguardaram a conclusão do ciclo mais longo (25 ciclos) na câmara úmida. Antes da realização dos ensaios mecânicos todas as amostras (envelhecidas e não envelhecidas) foram submetidas a secagem na câmara de ventilação forçada durante 2 dias, visando padronizar a condição de umidade das mesmas.

#### **7.2.4 – Análises microestruturais**

Análises microestruturais usando a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizadas em amostras envelhecidas (ao fim de 4 e 8 meses de envelhecimento natural, ao fim de 25 ciclos de molhagem e secagem) e amostras não envelhecidas (idades de 28 dias, 1 ano, 2 anos) com o objetivo de investigar parâmetros referentes à estrutura de poros do material. As análises foram realizadas no Laboratório de Caracterização Tecnológica (LCT) do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo da Escola Politécnica da USP, em um equipamento AutoPore IV – Micromeritics (Figura 7.6 (b)), de acordo com as recomendações da norma ISO 15901-1 (ISO, 2005). As amostras foram cortadas a seco nas dimensões de 16 x 16 x 13 mm, extraídas da região central de placas 10 x 40 x 1,8 cm, usando uma serra circular do Laboratório de Estruturas (LABEST) da COPPE/UFRJ (Figura 7.6 (a)) e previamente secas em estufa no LCT/USP na temperatura de 60° antes do ensaio.



Figura 7.6 – Corte de amostras para ensaios de porosimetria (serra circular) e equipamento AutoPore IV - Micromeritics.

As configurações adotadas na execução do ensaio foram: (i) ângulo de contato entre o sólido e o mercúrio de  $130^\circ$ ; (ii) pressão de preenchimento de 1,02 psi; (iii) pressão máxima de 40.000 psi e (iv) tempo de equilíbrio de 10 segundos.

A técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio é uma técnica analítica capaz de detectar poros com tamanho entre 2,5 nm e 100  $\mu\text{m}$  (Aligizaki, 2006), e o critério adotado nessa pesquisa para a classificação dos tamanhos dos poros (Tabela 7.1) foi o proposto por Mindess *et al.* (2002). O critério proposto por Mindess *et al.* (2002) não classifica os poros com tamanho entre 10 e 100  $\mu\text{m}$ .

Tabela 7.1 – Classificação dos tamanhos de poros usada na presente pesquisa (Mindess *et al.*, 2002).

Denominação		Diâmetro ( $\mu\text{m}$ )
Poros de gel	microporos entre camadas da estrutura do C-S-H	< 0,0005
	microporos	0,0005 a 0,0025
Poros capilares	capilares pequenos	0,0025 a 0,01
	capilares médios	0,01 a 0,05
	capilares grandes	0,05 a 10
	ar aprisionado	0,1 a 1 mm
Obs.: Essa classificação não inclui poros entre 10 e 100 $\mu\text{m}$		

Os resultados dos ensaios de porosimetria estão apresentados na forma de curvas volume acumulado de mercúrio *versus* diâmetro médio de poros. A partir das curvas típicas foram obtidos os seguintes parâmetros: (i) diâmetro mediano; (ii) diâmetro

limite; (iii) porosidade média e (iv) volume de mercúrio em porcentagem correspondente aos vários tamanhos de poros.

O diâmetro mediano é definido como sendo aquele abaixo do qual se situa 50% do volume de mercúrio intrudido. O diâmetro limite é definido como sendo aquele abaixo do qual a intrusão se torna mais significativa, representando o menor diâmetro capaz de garantir a conectividade (continuidade) dos poros da pasta hidratada (Aligizaki, 2006).

### **7.2.5 – Análise estatística dos dados experimentais**

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). Esta análise admite como hipótese que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ) utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

## **7.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **7.3.1 – Ensaios de envelhecimento natural**

Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão e os parâmetros referentes aos ensaios são apresentados na Figura 7.7 e na Tabela 7.2, respectivamente. As curvas foram transladadas de sua origem para permitir uma melhor visualização e comparação entre elas.

A tenacidade foi calculada através da área sob a curva carga *versus* deslocamento, nos pontos correspondentes aos deslocamentos de ruptura, de 5 mm e de 10 mm. Os resultados mostrados se referem à média de 6 determinações (matriz ao final de 4 e 8 meses de envelhecimento natural), 5 determinações (compósito ao final de 4 meses de envelhecimento natural), 4 determinações (compósito ao final de 8 meses de envelhecimento natural) e 3 determinações (amostras de referência). As amostras de compósito foram reforçadas com 1,0% de fibras de sisal com 50 mm de comprimento.

As amostras de referência corresponderam às amostras que não foram submetidas a processos de envelhecimento, tendo sido ensaiadas nas idades de 4 e 8 meses.

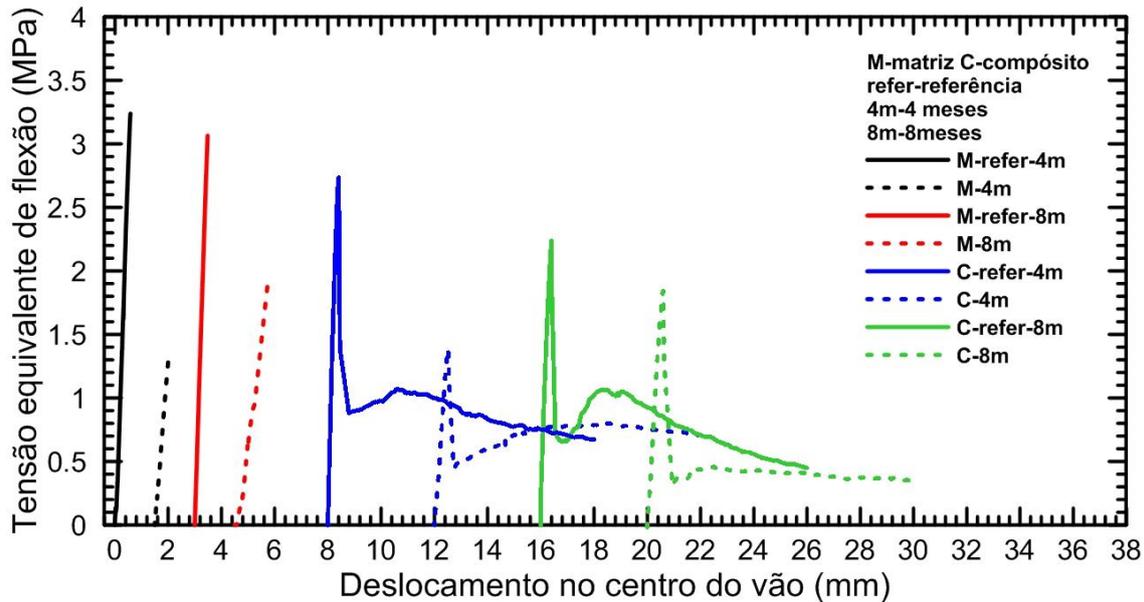


Figura 7.7 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para as amostras submetidas a 4 e 8 meses de envelhecimento natural e para as amostras não envelhecidas (referência).

Tabela 7.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas a envelhecimento natural (4 e 8 meses) e com as amostras não envelhecidas (referência). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Amostra	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\sigma_{ult}$ (MPa)	$d_{ult}$ (mm)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=5mm}$ (J)	$T_{d=10mm}$ (J)	
Matriz	refer 4m	0,36 (0,03)	3,36 (0,28)	0,52 (0,07)	-	-	-	0,10 (0,01)	-	-
	4m	0,14 (0,02)	1,32 (0,23)	0,56 (0,29)	-	-	-	0,03 (0,01)	-	-
	refer 8m	0,33 (0,01)	3,04 (0,11)	0,49 (0,07)	-	-	-	0,08 (0,02)	-	-
	8m	0,20 (0,04)	1,85 (0,40)	0,81 (0,34)	-	-	-	0,08 (0,03)	-	-
Compósito	refer 4m	0,29 (0,01)	2,65 (0,20)	0,44 (0,03)	2,03 (0,19)	0,76 (0,29)	2,83 (0,27)	0,07 (0,01)	0,44 (0,14)	0,70 (0,28)
	4m	0,14 (0,02)	1,34 (0,22)	0,54 (0,08)	0,92 (0,22)	0,62 (0,16)	4,81 (1,04)	0,04 (0,01)	0,31 (0,07)	0,62 (0,15)
	refer 8m	0,23 (0,03)	2,12 (0,30)	0,42 (0,04)	1,44 (0,28)	0,86 (0,19)	1,86 (0,47)	0,06 (0,01)	0,47 (0,06)	0,76 (0,11)
	8m	0,20 (0,02)	1,79 (0,17)	0,59 (0,09)	1,13 (0,28)	0,80 (0,37)	2,57 (0,44)	0,06 (0,01)	0,42 (0,16)	0,75 (0,30)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $\sigma_{ult}$ = tensão máxima pós-fissuração;  $d_{ult}$ =deslocamento correspondente a  $\sigma_{ult}$ ;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=5mm}$ =tenacidade para deslocamento de 5 mm;  $T_{d=10mm}$ =tenacidade para deslocamento de 10 mm  
 refer=referência; 4m=4 meses; 8m=8 meses; refer 4m=amostras não envelhecidas, na idade de 4 meses; refer 8m=amostras não envelhecidas, na idades de 8 meses; 4m=amostras envelhecidas, na idade de 4 meses; 8m=amostras envelhecidas, na idade de 8 meses

### 7.3.1.1 – Ensaios de envelhecimento natural - matriz

Quando as amostras foram submetidas a 4 e a 8 meses de envelhecimento natural ocorreu uma redução expressiva da resistência à flexão, em relação à referência, de cerca de 61% e 39%, respectivamente (Figura 7.7 e Tabela 7.2).

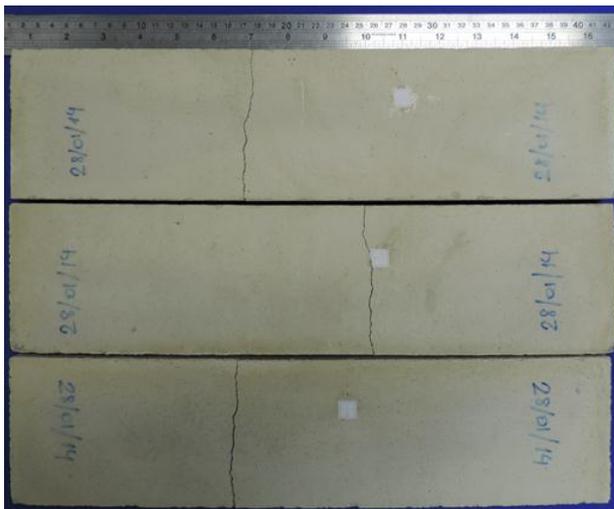
Quando o período de envelhecimento passou de 4 para 8 meses a resistência à flexão das amostras de referência não variou de forma significativa, entretanto para as amostras envelhecidas ocorreu um aumento de cerca de 40%. O incremento de resistência das amostras envelhecidas pode estar relacionado com a densificação da matriz, proporcionada por condições mais favoráveis (termoativação) para a hidratação do cimento e para as reações pozolânicas. Os resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio apresentados na Tabela 7.4 do Capítulo 7 corroboram os resultados dos ensaios mecânicos, mostrando que ocorreu um refinamento da estrutura de poros das amostras quando o período de envelhecimento passou de 4 para 8 meses, com redução do diâmetro limite, da porosidade média e da porcentagem de capilares grandes e aumento da porcentagem de capilares pequenos e médios.

Os valores de deslocamentos na ruptura das amostras envelhecidas (4 e 8 meses) não diferiram estatisticamente dos valores da referência (4 e 8 meses).

Comparando os valores de tenacidade das amostras envelhecidas e das amostras de referência observa-se uma redução de cerca de 70% para o período de 4 meses e nenhuma alteração para o período de 8 meses.

O modo de fratura das amostras de referência e envelhecidas está mostrado na Figura 7.8. Todas as amostras apresentaram ruptura brusca, com formação de uma única fissura, e tensão equivalente de flexão indo a zero após a ruptura (Figuras 7.7 e 7.8).

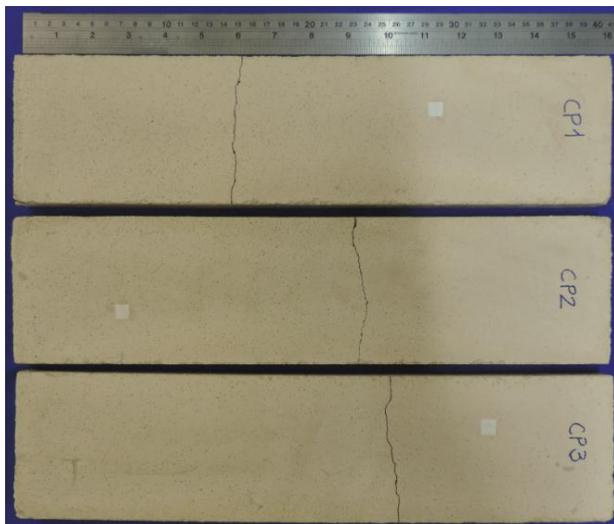
Ao final de 8 meses de envelhecimento natural a matriz apresentou resistência à flexão de 1,8 MPa e tenacidade para o deslocamento de ruptura de 0,08 J.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 7.8 – Modo de fratura das amostras de matriz (a) referência - 4 meses (b) ao final de 4 meses de envelhecimento (c) referência - 8 meses e (d) ao final de 8 meses de envelhecimento.

### 7.3.1.2 – Ensaio de envelhecimento natural - compósito

Comparando o comportamento das amostras envelhecidas com o comportamento das amostras de referência observa-se que ocorreu uma redução da resistência à flexão de cerca de 49,5% para o período de 4 meses e nenhuma alteração significativa para o período de 8 meses.

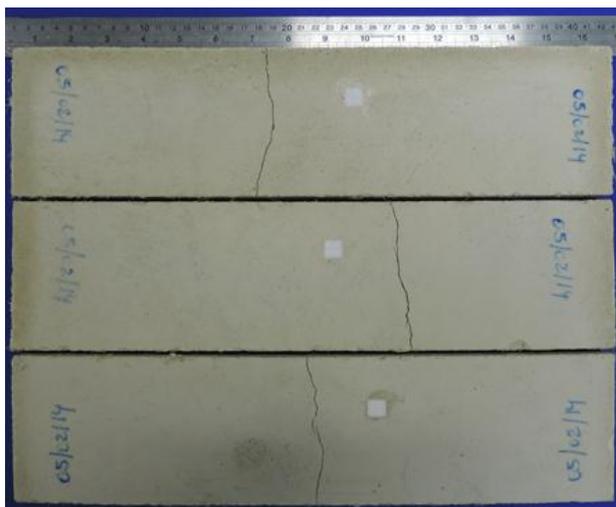
A resistência à flexão das amostras de referência não apresentou diferenças significativas quando o período de exposição passou de 4 para 8 meses, porém esse parâmetro aumentou para as amostras envelhecidas (cerca de 33,5%). O aumento de resistência dos compósitos envelhecidos de 4 para 8 meses é um comportamento esperado, uma vez que essa propriedade é governada pela matriz (envelhecida), que também apresentou aumento de resistência de 4 para 8 meses.

Os deslocamentos na ruptura das amostras envelhecidas não diferiram significativamente dos deslocamentos das amostras de referência para o período de 4 meses, porém para o período de 8 meses ocorreu um aumento desse parâmetro, de cerca de 40,5%.

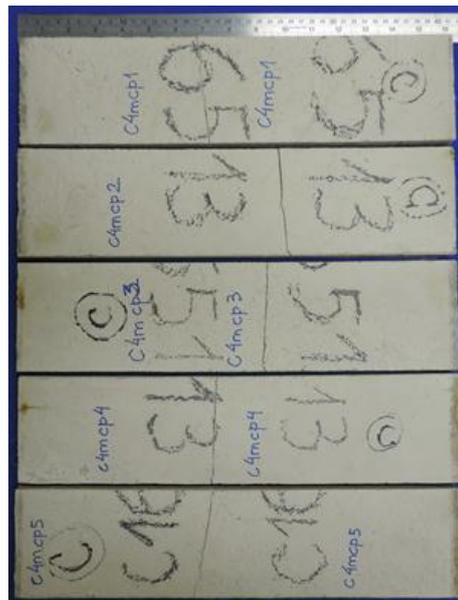
A queda pós-pico variou de forma significativa (amostra envelhecida e referência) somente para o período de 4 meses (cerca de 55% de redução), e esse comportamento está relacionado com a redução de resistência da amostra envelhecida (em relação à referência) ocorrida nesse período. A tensão última não apresentou variações significativas (amostra envelhecida e referência). Os deslocamentos últimos aumentaram de cerca de 70% quando as amostras foram submetidas a 4 meses de envelhecimento e não diferiram quando foram submetidas a 8 meses, tomando-se como base de comparação as respectivas referências.

A tenacidade calculada para os deslocamentos de ruptura sofreu uma redução de cerca de 43% em relação à referência para o período de 4 meses de envelhecimento e não se alterou para o período de 8 meses. No estágio pós-fissuração os valores de tenacidade das amostras envelhecidas (calculados para os deslocamentos de 5 e 10 mm) não apresentaram mudanças estatisticamente diferentes em relação às amostras de referência. Apesar da capacidade de absorção de energia das amostras envelhecidas não ter sido reduzida, o ramo ascendente da curva que ocorre logo em seguida à queda pós-pico tornou-se praticamente inexistente para o período de 8 meses, sugerindo que o prosseguimento do envelhecimento poderá provocar declínio nessa propriedade.

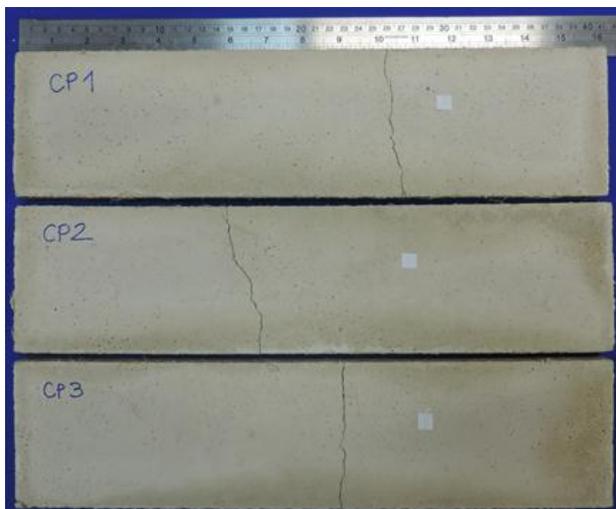
O modo de fratura das amostras de referência e envelhecidas está mostrado nas Figuras 7.9 e 7.10. As amostras não romperam imediatamente após a primeira fissura e mostraram uma capacidade adicional de suportar cargas e sofrer deslocamentos, propiciada pela incorporação de fibras. À medida que o carregamento do material prosseguiu no estágio pós-fissuração as tensões foram transferidas da matriz para as fibras induzindo descolamentos na interface e gerando perdas de energia por atrito que contribuíram para a ductilidade na fratura.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 7.9 – Modo de fratura das amostras de compósito (a) referência - 4 meses (b) ao final de 4 meses de envelhecimento natural (c) referência - 8 meses e (d) ao final de 8 meses de envelhecimento natural.



Figura 7.10 – Modo de fratura das amostras de compósito ao final de 8 meses de envelhecimento natural.

Observando a região fissurada macroscopicamente verificou-se a predominância do arrancamento das fibras em detrimento à fratura. Verificou-se também que não ocorreu redução no comprimento de arrancamento das fibras embebidas na matriz na região fraturada (em relação à referência).

A fratura dos compósitos (envelhecidos e não envelhecidos) foi caracterizada pela formação de uma única fissura (Figuras 7.9 e 7.10).

Os parâmetros do estágio pós-fissuração (queda pós-pico, tensão e deslocamento últimos, tenacidade, modo de fratura) não apresentaram alterações significativas em relação à referência, evidenciando que não ocorreu degradação das fibras e da interface fibra-matriz para o período de envelhecimento natural investigado (até 8 meses).

Ao final de 8 meses de envelhecimento natural os compósitos apresentaram resistência à flexão de 1,8 MPa e tenacidade para o deslocamento de 10 mm de 0,8 J.

### 7.3.2 – Ensaios de envelhecimento acelerado

As curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para as amostras envelhecidas e de referência (não envelhecidas) estão mostradas na Figura 7.11 e os parâmetros obtidos a partir dessas curvas estão mostrados na Tabela 7.3.

As curvas foram transladadas de sua origem para permitir uma melhor visualização e comparação entre elas.

A tenacidade foi calculada através da área sob a curva carga *versus* deslocamento, nos pontos correspondentes aos deslocamentos de ruptura, de 5 mm e de 10 mm. Os resultados se referem à média de 3 determinações. As amostras de compósito foram reforçadas com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm.

As amostras de referência foram aquelas não submetidas a processos de envelhecimento, ensaiadas nas idades de 28 dias e 53 dias. A idade de 53 dias correspondeu à duração do ciclo mais longo (25 ciclos).

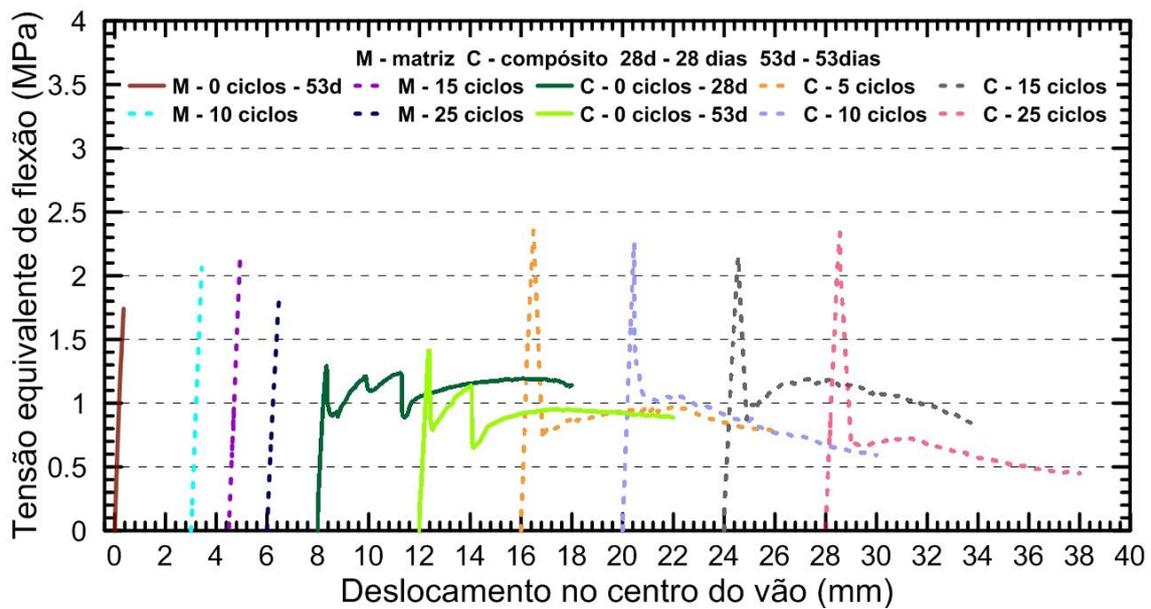


Figura 7.11 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para as amostras submetidas a ciclos de envelhecimento acelerado (10, 15 e 25 ciclos para a matriz e 5, 10, 15 e 25 ciclos para o compósito) e para as amostras não envelhecidas (referência).

Tabela 7.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas a ciclos de envelhecimento acelerado (10, 15 e 25 ciclos para a matriz e 5, 10, 15 e 25 ciclos para o compósito) e com as amostras não envelhecidas (referência). Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Amostra	$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\sigma_{ult}$ (MPa)	$d_{ult}$ (mm)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=5mm}$ (J)	$T_{d=10mm}$ (J)
M 0 ciclos	0,20 (0,01)	1,83 (0,07)	0,35 (0,05)	-	-	-	0,04 (0,01)	-	-
M 10 ciclos	0,25 (0,04)	2,29 (0,33)	0,39 (0,05)	-	-	-	0,05 (0,02)	-	-
M 15 ciclos	0,23 (0,00)	2,15 (0,04)	0,46 (0,02)	-	-	-	0,06 (0,01)	-	-
M 25 ciclos	0,18 (0,03)	1,71 (0,31)	0,41 (0,06)	-	-	-	0,04 (0,01)	-	-
C 0 ciclos- 28 dias	0,14 (0,00)	1,29 (0,04)	0,34 (0,02)	0,38 (0,01)	-	-	0,03 (0,00)	0,56 (0,05)	1,17 (0,09)
C 0 ciclos- 53 dias	0,16 (0,01)	1,46 (0,09)	0,42 (0,06)	0,69 (0,17)	1,11 (0,22)	5,08 (1,05)	0,03 (0,01)	0,54 (0,06)	1,12 (0,19)
C 5 ciclos	0,25 (0,02)	2,31 (0,17)	0,48 (0,01)	1,54 (0,28)	1,00 (0,26)	4,24 (1,74)	0,07 (0,01)	0,54 (0,10)	1,01 (0,21)
C 10 ciclos	0,25 (0,02)	2,33 (0,18)	0,49 (0,03)	1,50 (0,24)	0,82 (0,24)	2,62 (1,70)	0,06 (0,01)	0,45 (0,10)	0,75 (0,17)
C 15 ciclos	0,23 (0,02)	2,09 (0,22)	0,62 (0,05)	1,39 (0,14)	0,85 (0,35)	2,95 (1,99)	0,07 (0,01)	0,47 (0,16)	0,84 (0,32)
C 25 ciclos	0,25 (0,01)	2,29 (0,12)	0,73 (0,33)	1,51 (0,15)	0,85 (0,15)	2,87 (0,41)	0,07 (0,00)	0,49 (0,07)	0,82 (0,11)

M=matriz; C=compósito;  
 $P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $\sigma_{ult}$ = tensão máxima pós-fissuração;  $d_{ult}$ =deslocamento correspondente à  $\sigma_{ult}$ ;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=5mm}$ =tenacidade para deslocamento de 5 mm;  $T_{d=10mm}$ =tenacidade para deslocamento de 10 mm

### 7.3.2.1 – Ensaios de envelhecimento acelerado - matriz

De forma geral observa-se uma tendência de aumento da resistência à flexão da matriz (de até cerca de 25%) com o aumento do número de ciclos, em relação às amostras de referência, quando a mesma foi submetida ao envelhecimento acelerado (Figura 7.11 e Tabela 7.3). Esse aumento de resistência pode estar relacionado com condições mais favoráveis (termoativação) para a ocorrência das reações de hidratação do cimento e das reações pozolânicas.

De forma geral os deslocamentos de ruptura não diferiram estatisticamente em relação à referência, exceto para 15 ciclos, que produziu aumento desse parâmetro de cerca de 31,5%.

Com relação à tenacidade calculada para o deslocamento de ruptura nota-se que não existiram diferenças significativas com o aumento do número de ciclos, exceto para 15 ciclos, que correspondeu a um aumento de 50%.

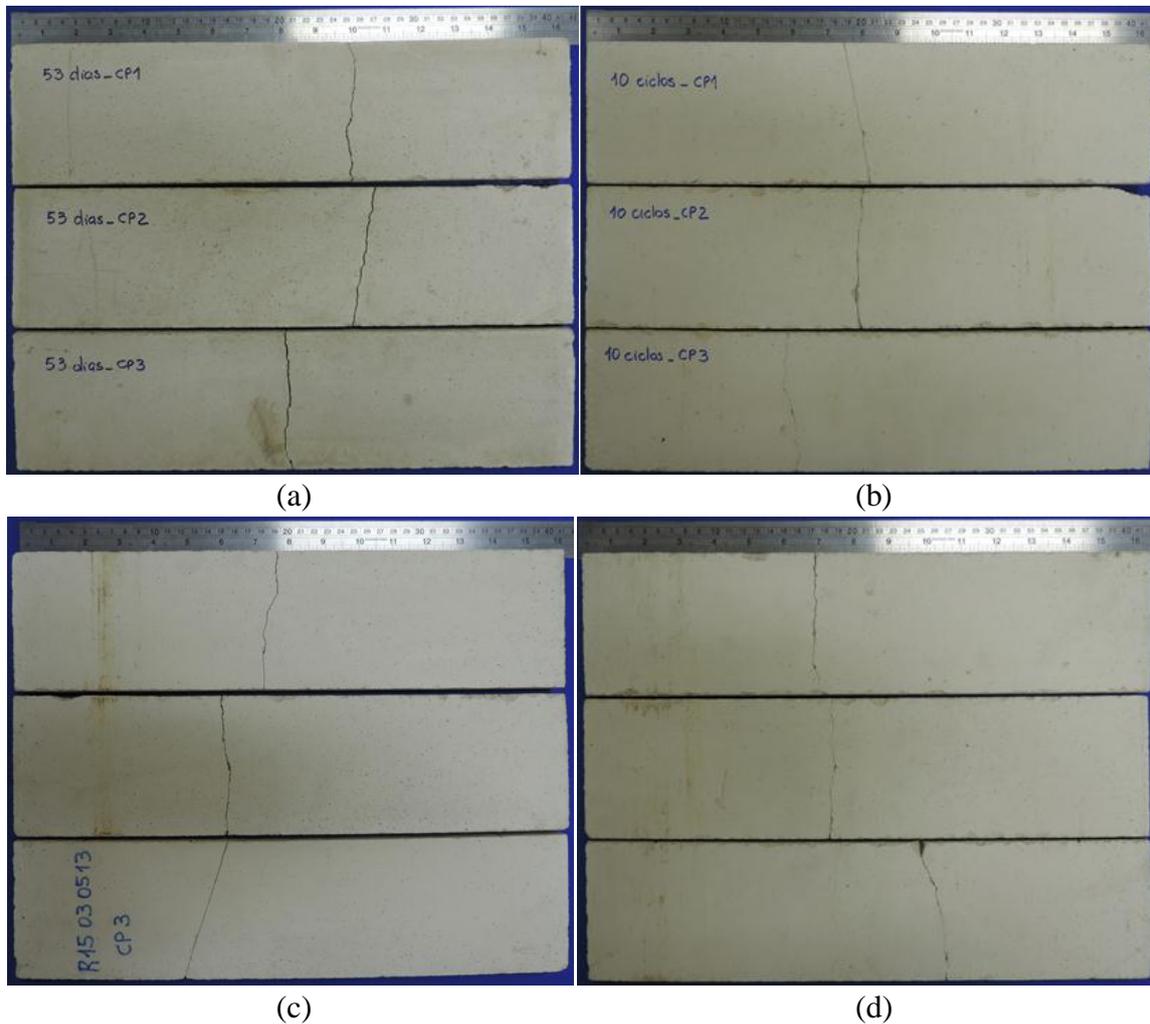


Figura 7.12 – Modo de fratura das amostras de matriz submetidas a envelhecimento acelerado (a) 0 ciclos – 53 dias (referência) (b) 10 ciclos (c) 15 ciclos (d) 25 ciclos.

A ruptura de todas as amostras de matriz (envelhecidas e não envelhecidas) foi do tipo frágil, com a formação de uma única fissura, e a Figura 7.12 ilustra o modo de fratura do material.

Ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado a matriz apresentou resistência à flexão de 1,7 MPa, e tenacidade para o deslocamento de ruptura de 0,04 J.

### 7.3.2.2 – Ensaios de envelhecimento acelerado - compósito

A resistência à flexão dos compósitos aumentou de forma expressiva com o aumento do número de ciclos, de forma geral da ordem de 58% (em relação à referência). Tendo em vista que o comportamento dos compósitos até a primeira fissura é governado pela matriz, o aumento da resistência à flexão dos compósitos com o aumento do número de ciclos está coerente com o comportamento obtido para a matriz (que também apresentou aumento de resistência com o aumento do número de ciclos).

Os deslocamentos de ruptura não apresentaram variações significativas, em relação à referência, exceto para 15 ciclos, que produziu um aumento de cerca de 47,5%, e esse comportamento foi similar ao da matriz.

O aumento do número de ciclos provocou aumentos expressivos da queda pós-pico, em relação à referência, com aumentos da ordem de 123; 117; 101.5 e 119%, para 5; 10; 15 e 25 ciclos, respectivamente, e esse comportamento está diretamente relacionado com o aumento de resistência descrito anteriormente.

O comportamento pós-fissuração das amostras envelhecidas apresentou um pequeno ramo ascendente após a queda abrupta, seguido de amolecimento até a ruptura do compósito, para todos os ciclos.

A tensão última não se alterou de forma estatisticamente significativa, e os deslocamentos últimos seguiram essa tendência, exceto para 25 ciclos, que apresentou deslocamento último 43,5% inferior à referência.

A tenacidade calculada para os deslocamentos de ruptura aumentou de forma expressiva com o aumento do número de ciclos, e os aumentos foram de cerca de 133, 100, 133 e 133%, para 5, 10, 15 e 25 ciclos, respectivamente. Esse aumento de tenacidade está diretamente relacionado com o aumento da resistência à flexão descrito anteriormente.

A tenacidade calculada para os deslocamentos de 5 e 10 mm não diferiu significativamente em relação às amostras de referência.

Todas as amostras de compósito romperam de forma dúctil, com a formação de uma fissura ou duas fissuras (duas das três amostras de referência ensaiadas), conforme ilustrado na Figura 7.13. Observando o comprimento de arrancamento das fibras na região fraturada verificou-se que esse comprimento não sofreu alterações com o envelhecimento, em relação ao comprimento das amostras de referência.

Os resultados dos ensaios de envelhecimento acelerado evidenciaram que para as condições de estudo estabelecidas (até 25 ciclos controlados) as fibras mantiveram sua

capacidade de reforço e os compósitos mantiveram suas propriedades mecânicas, tanto no estágio pré-fissuração quanto no estágio pós-fissuração. Ressalta-se que ocorreu um aumento expressivo de resistência à flexão com o aumento do número de ciclos, e esse fato está em consonância com o comportamento obtido para a matriz.

Ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado os compósitos (1,0% de fibras de sisal com 50 mm de comprimento) apresentaram resistência à flexão de 2,3 MPa e tenacidade calculada para o deslocamento de 10 mm de 0,8 J.

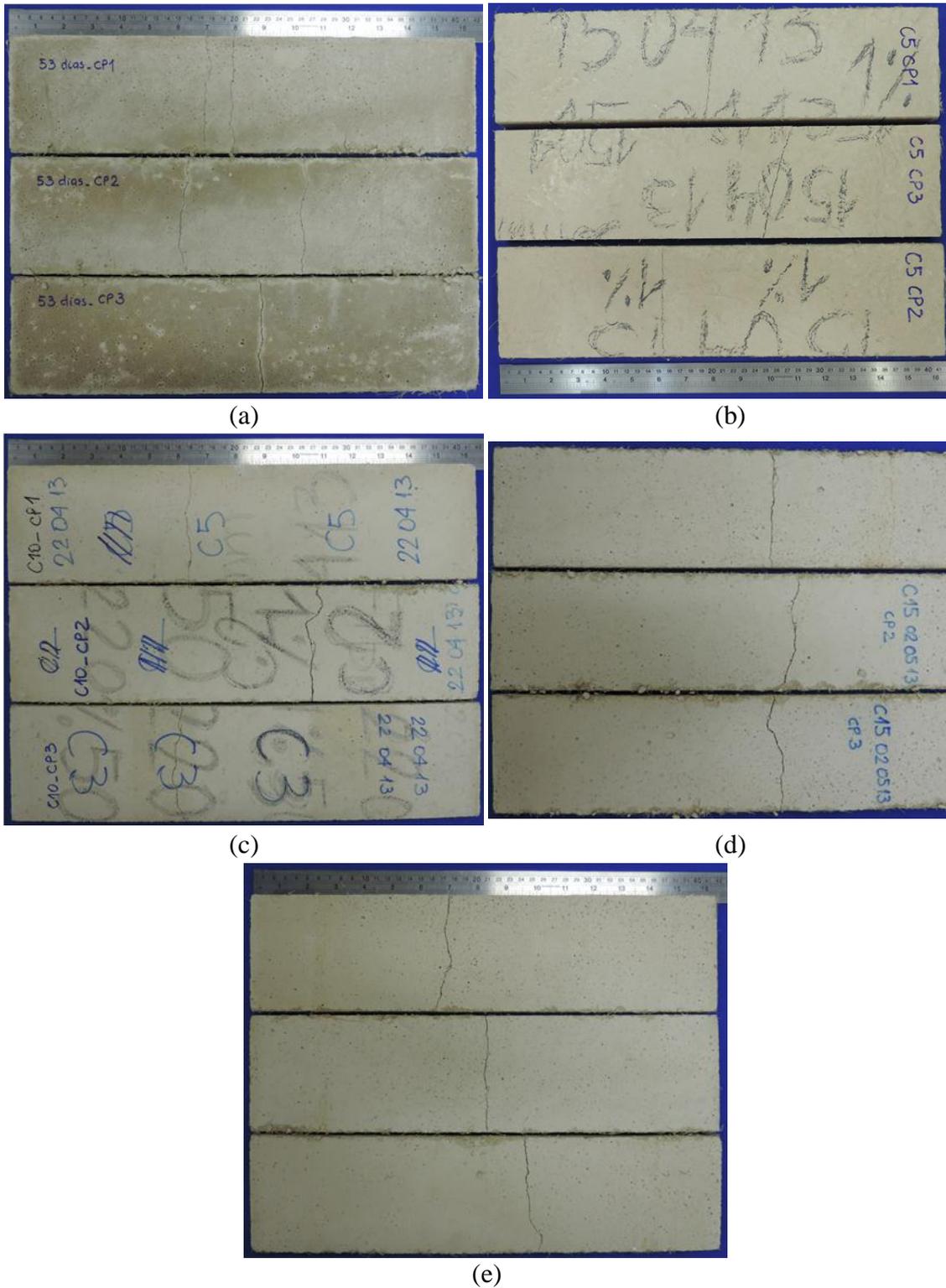


Figura 7.13 – Modo de fratura das amostras de compósito submetidas a envelhecimento acelerado (a) 0 ciclos – 53 dias (referência) (b) 5 ciclos (c) 10 ciclos (d) 15 ciclos e (e) 25 ciclos.

### 7.3.2.3 – Comparação de parâmetros ao final dos processos: envelhecimento acelerado x envelhecimento natural

Comparando os valores das propriedades mecânicas da matriz e dos compósitos ao final de 8 meses de envelhecimento natural e ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado nota-se que os mesmos não diferiram estatisticamente, exceto a resistência à flexão dos compósitos, que foi menor quando as amostras foram submetidas ao envelhecimento natural. Comparando a severidade dos processos de envelhecimento (natural e acelerado) conclui-se que para a matriz os processos foram equivalentes e para os compósitos o envelhecimento natural foi mais agressivo.

### 7.3.3 – Ensaio microestruturais (porosimetria por intrusão de mercúrio)

Os resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio são mostrados na Figura 7.14 e na Tabela 7.4.

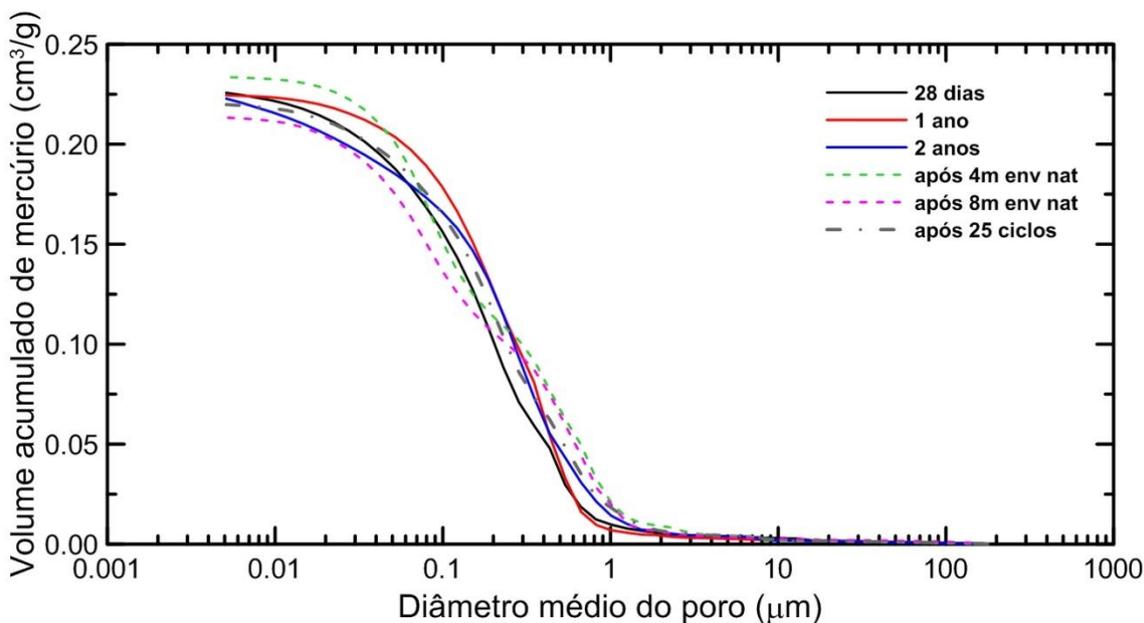


Figura 7.14 – Curvas volume acumulado de mercúrio *versus* diâmetro médio do poro para amostras nas idades de 28 dias, 1 ano, 2 anos; amostras após 4 e 8 meses de envelhecimento natural e amostras após 25 ciclos de envelhecimento acelerado.

Tabela 7.4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio realizados com amostras não submetidas a processos de envelhecimento (idades de 28 dias, 1 ano e 2 anos) e amostras envelhecidas (após 4 e 8 meses de envelhecimento natural, após 25 ciclos de envelhecimento acelerado).

Amostra*	$\varnothing_{\text{mediano}}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\varnothing_{\text{limite}}$ ( $\mu\text{m}$ )	Porosidade média (%)	Volume de Mercúrio (%)			
				Capilares** ( $\mu\text{m}$ )			Vazios de ar ( $\mu\text{m}$ )
				Pequenos	Médios	Grandes	
28-d	0,16	0,57	36,8	2,0	14,1	82,4	1,5
1 ano	0,21	0,73	36,9	0,8	8,2	90,2	0,8
2 anos	0,21	0,73	36,0	3,2	13,6	82,2	1,0
4m	0,16	1,30	37,6	0,5	12,5	86,1	0,9
8m	0,20	1,15	36,8	1,0	16,0	81,8	1,2
25-c	0,20	1,15	36,7	1,0	11,5	86,5	1,0

Amostra\*  
 28-d, 1 ano, 2 anos: amostras na idade de 28 dias, 1 ano e 2 anos, respectivamente  
 4m, 8m: amostras ao final de 4 e 8 meses de envelhecimento natural, respectivamente  
 25-c: amostra ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado

Capilares\*\*  
 Pequenos:  $0,0025 < \varnothing < 0,01 \mu\text{m}$ ; Médios:  $0,01 < \varnothing < 0,05 \mu\text{m}$ ; Grandes:  $0,05 < \varnothing < 10 \mu\text{m}$ ;  
 Vazios de ar:  $\varnothing > 10 \mu\text{m}$

O ponto correspondente ao diâmetro limite nem sempre é facilmente identificado na curva volume acumulado de mercúrio *versus* diâmetro médio do poro. De acordo com Liu *et al.* (1995) dependendo da configuração da curva torna-se necessário ajustar tangentes a partir do menor e do maior diâmetro em que a intrusão não é considerada significativa, e esse procedimento foi realizado no presente estudo, de acordo com a Figura 7.15.

Observando os resultados da Tabela 7.4 nota-se o predomínio dos capilares grandes para todas as amostras ensaiadas, e essa característica está relacionada com a elevada relação água/material cimentício adotada, igual a 2,0 (ver Capítulo 3, Tabela 3.11) e a ausência de compactação e vibração durante a produção das amostras.

Comparando os parâmetros correspondentes às amostras: (i) na idade de 1 ano em relação à idade de 28 dias e (ii) na idade de 2 anos em relação à idade de 1 ano, esperava-se uma redução do diâmetro limite, da porosidade média e da porcentagem de capilares grandes, assim como aumento da porcentagem de capilares pequenos e médios. Esse comportamento esperado não ocorreu para amostras de 1 ano em relação a 28 dias, porém ocorreu para as amostras de 2 anos em relação a 1 ano. Ressalta-se que a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio apresenta como desvantagem a possibilidade de destruição das paredes dos poros em função da pressão aplicada para

intrudir o mercúrio na amostra. Consequentemente, poros originalmente sem conexão podem ser preenchidos com mercúrio, conduzindo a resultados diferentes do esperado. O diâmetro limite deve apresentar tendência de redução com o progresso da hidratação do cimento e das reações pozolânicas, de acordo com Aligizaki (2006).

No Capítulo 4, item 4.3.2, Tabela 4.2, mostrou-se que a matriz apresentou elevado ganho de resistência ao longo do tempo, devido às reações pozolânicas promovidas pela cinza volante e pela metacaulinita. Consequentemente o comportamento observado para as amostras de 2 anos em relação às amostras de 1 ano, que reflete um refinamento na estrutura de poros, está coerente com os resultados dos ensaios mecânicos realizados no Capítulo 4.

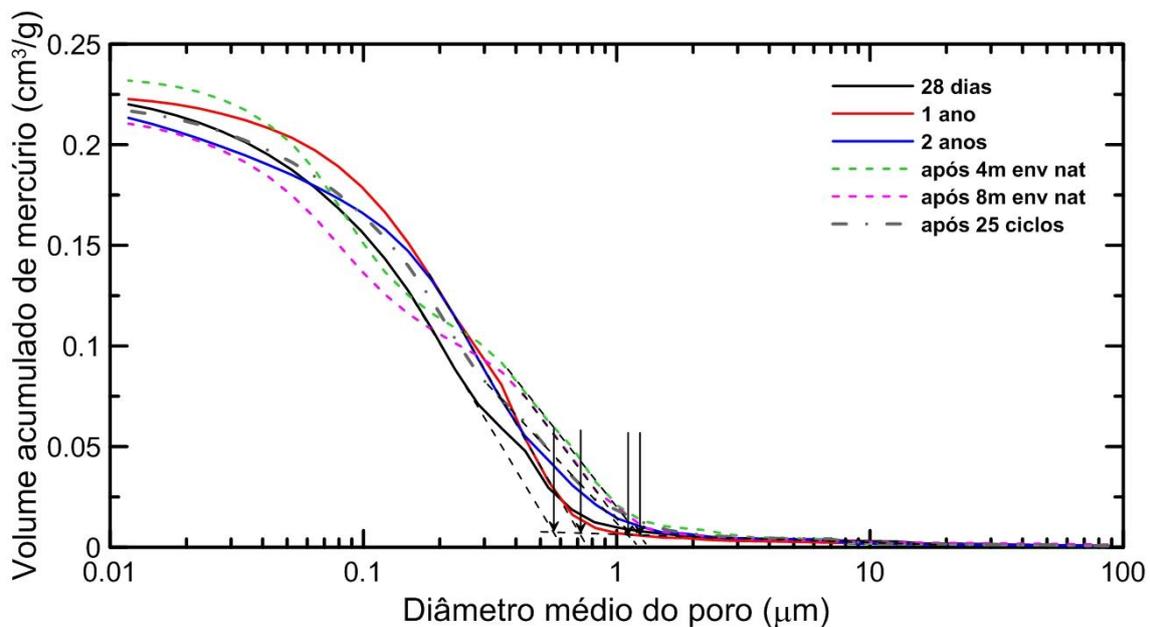


Figura 7.15 – Curvas típicas volume acumulado de mercúrio *versus* diâmetro médio do poro para amostras nas idades de 28 dias, 1 ano, 2 anos; amostras após 4 e 8 meses de envelhecimento natural e amostras após 25 ciclos de envelhecimento acelerado. Ampliação para determinação do diâmetro limite.

A transição mais suave no ponto de inflexão correspondente ao diâmetro limite observada nas curvas referentes às amostras submetidas a processos de envelhecimento reflete um aumento na conectividade dos poros, em relação às amostras não envelhecidas.

Comparando os parâmetros das amostras submetidas a 4 meses de envelhecimento com os parâmetros das amostras submetidas a 8 meses de envelhecimento natural nota-se que ocorreu uma redução do diâmetro limite, da porosidade média e da porcentagem de

capilares grandes, assim como aumento da porcentagem de capilares pequenos e médios, e esse comportamento está de acordo o resultado dos ensaios mecânicos realizados no item 7.3.1 desse Capítulo (ver Tabela 7.2 e item 7.3.1.1), pois ocorreu aumento da resistência à flexão (40%) para as amostras envelhecidas após 8 meses em relação às amostras envelhecidas após 4 meses.

A porcentagem de capilares grandes ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado foi maior que ao final de 8 meses de envelhecimento natural. Como os capilares grandes exercem influência sobre a resistência mecânica, nota-se que esses resultados estão de acordo com os resultados dos ensaios mecânicos (Tabelas 7.2 e 7.3: resistência da matriz ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado (1,71 MPa) menor que a resistência ao final de 8 meses de envelhecimento natural (1,85 MPa).

Os valores de porosidade média variaram de 36% a 37,6%, e as amostras com dois anos de idade apresentaram os menores valores de porosidade.

Excetuando o comportamento referente a 28 dias, que pode ter sido afetado por alguma perturbação no ensaio, a porcentagem de vazios de ar de todas as amostras manteve-se próxima do valor de 1,0, significando que as mudanças microestruturais ocorridas com o progresso da hidratação do cimento, com o progresso das reações pozolânicas e com os processos de envelhecimento aplicados às amostras não influenciaram esse parâmetro.

#### **7.4 – CONCLUSÃO**

Nesse Capítulo foram realizadas investigações de durabilidade para a matriz e para o compósito reforçado com 1,0% de fibras de sisal com comprimento de 50 mm.

As amostras foram submetidas a condições ambientais agressivas na forma de envelhecimento natural e envelhecimento acelerado, e ao final desses processos foi verificado a possível ocorrência de redução das propriedades mecânicas, face às incompatibilidades física e química existentes entre as fibras vegetais e a matriz cimentícia.

Ensaio microestruturais de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizados para investigar os parâmetros da estrutura de poros de amostras não envelhecidas e envelhecidas.

Quando a matriz e o compósito foram submetidos ao envelhecimento natural por 4 e 8 meses a matriz teve sua resistência à flexão reduzida para ambos os períodos, em relação à referência, entretanto o compósito apresentou redução de resistência somente para o período de 4 meses. A resistência à flexão das amostras envelhecidas (matriz e compósito) aumentou com o aumento do período de envelhecimento, e essa tendência não ocorreu para as amostras de referência.

Após 8 meses de envelhecimento natural os valores de resistência à flexão foram de 1,85 e 1,79 MPa, para a matriz e para o compósito, respectivamente. Os valores de tenacidade dos compósitos para os deslocamentos de 5 e 10 mm foram de 0,42 e 0,75 J, respectivamente.

Uma possível explicação para o aumento de resistência da matriz envelhecida com o aumento do período de envelhecimento pode estar relacionada a condições mais favoráveis para a hidratação do cimento e para as reações pozolânicas.

As propriedades pós-fissuração dos compósitos ao final de 8 meses de envelhecimento natural (queda pós-pico, tenacidade para os deslocamentos de 5 e 10 mm e modo de fratura) foram mantidas, em relação à referência, evidenciando que a capacidade de reforço das fibras não sofreu degradação para esse período estudado.

Quando a matriz e o compósito foram expostos a ciclos controlados de envelhecimento acelerado as amostras responderam a esse condicionamento de forma semelhante, com aumento da resistência à flexão com o aumento do número de ciclos (em relação à referência)

O compósito apresentou aumentos expressivos de resistência à flexão, de forma geral da ordem de 58%, em relação à referência. O aumento de resistência com o aumento do número de ciclos pode estar relacionado com a densificação da matriz, por condições mais favoráveis (termoativação) para ocorrência das reações de hidratação do cimento e das reações pozolânicas.

Ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado os valores de resistência à flexão foram de 1,71 e 2,29 MPa, para a matriz e para o compósito, respectivamente. Os valores de tenacidade dos compósitos para os deslocamentos de 5 e 10 mm foram de 0,49 e 0,82 J, respectivamente.

As propriedades pós-fissuração (tenacidade, modo de fratura) dos compósitos foram mantidas com o aumento do número de ciclos, em relação à referência, evidenciando que não ocorreu degradação do reforço fibroso para o número de ciclos de até 25.

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio mostraram haver uma predominância de poros capilares grandes nas amostras estudadas (nas idades de 28 dias, 1 ano e 2 anos, após 4 e 8 meses de envelhecimento natural, após 25 ciclos de envelhecimento acelerado). Esse comportamento foi devido à elevada relação água/material cimentício, igual a 2,0, e ausência de processos de compactação e vibração na etapa de produção e moldagem das misturas.

Os parâmetros da estrutura de poros das amostras com idade de 28 dias mostraram-se diferentes dos resultados esperados quando comparados com os parâmetros referentes às amostras de 1 ano, provavelmente devido a perturbações intrínsecas à técnica do ensaio. Entretanto os resultados para as amostras com idade de 2 anos em relação às amostras de 1 ano foram coerentes, refletindo um refinamento na estrutura de poros compatível com os resultados dos ensaios mecânicos apresentados no Capítulo 4, Tabela 4.2, que demonstraram elevado ganho de resistência ao longo do tempo em decorrência das reações pozolânicas.

Comparando os parâmetros das amostras após 4 meses de envelhecimento natural com os parâmetros das amostras após 8 meses, notou-se que alguns parâmetros (diâmetro limite, porosidade média e porcentagem de poros capilares grandes) sofreram redução, enquanto outros (porcentagem de capilares pequenos e médios) sofreram aumento, e esses resultados estão condizentes com os ensaios mecânicos realizados nesse Capítulo (item 7.3.1).

A porosidade média das amostras (idades de 28 dias, 1 ano e 2 anos, após 4 e 8 meses de envelhecimento natural, após 25 ciclos de envelhecimento acelerado) variou de 36% a 38%, e as amostras com idade de 2 anos apresentaram os menores valores de porosidade.

## 8. CARACTERIZAÇÃO DA INTERFACE FIBRA-MATRIZ

### 8.1 – INTRODUÇÃO

A eficácia das fibras na otimização do comportamento mecânico de matrizes frágeis depende fundamentalmente dos mecanismos de interação entre a fibra e a matriz circundante de solo estabilizado.

De forma geral os compósitos reforçados com macrofibras (diâmetro de 100  $\mu\text{m}$  ou superior) e elevada relação água/material cimentício apresentam aderência baixa (Bentur e Mindess, 2007). O modo de fratura desses compósitos quando submetidos a carregamentos externos ocorre predominantemente através do arrancamento progressivo das fibras (Zhu *et al.*, 2014). Dentro desse contexto os ensaios de arrancamento tornam-se extremamente importantes pois possibilitam a quantificação da aderência na interface e a elaboração de modelos analíticos visando obter as relações constitutivas que regem o comportamento carga *versus* deslizamento do material. Além disso, o conhecimento das propriedades da interface possibilita intervenções visando a otimização das propriedades de resistência e de tenacidade dos compósitos, através de modificações tais como melhoria da ancoragem mecânica, tratamento das fibras, melhoria da zona de transição, dentre outras. Todas essas intervenções podem ser feitas para compensar o pequeno comprimento das fibras e a baixa aderência, características que impactam significativamente no desempenho da interface.

A interpretação dos ensaios de arrancamento e a obtenção dos parâmetros característicos torna-se mais complexa para sistemas reforçados com fibras naturais, uma vez que não apresentam geometria constante e bem definida ao longo do comprimento, não são retilíneas e não têm seção transversal circular (Toledo Filho, 1997). A variabilidade das propriedades físicas, morfológicas e mecânicas intrínseca às fibras naturais e a acentuada sensibilidade do comportamento da interface a essa variabilidade resulta em maior grau de dispersão dos resultados e dificuldades na comparação dos resultados com outros da literatura.

Alguns aspectos relativos à interface presentes nesse trabalho podem contribuir para uma melhor aderência fibra-matriz:

- presença de pozolanas no sistema solo-cimento, aumentando a resistência da matriz e reduzindo a porosidade da matriz e da zona de transição;
- tratamento realizado com as fibras na etapa de processamento consistindo de lavagem em água fervente (100°C) para remoção de resíduos (graxas e resinas) aderidos à superfície;
- o fato das fibras de sisal apresentarem características morfológicas (forma da seção transversal e rugosidade da superfície ao longo do comprimento) que contribuem positivamente para a interface (Silva, 2009);
- a influência positiva e acentuada da incorporação de cimento na resposta de arrancamento (Tang *et al.*, 2010).

Em uma curva típica força de arrancamento *versus* deslizamento quatro estágios distintos podem ser identificados (Bentur e Mindess, 2007): (i) o primeiro estágio corresponde ao trecho linear-elástico, apresentando rápido aumento de carga com o aumento dos deslizamentos, (ii) prosseguindo o carregamento existe um ponto onde ocorre um desvio de linearidade, e esse ponto corresponde ao início do processo de descolamento da fibra, (iii) prosseguindo o carregamento a carga de pico é alcançada, e a tensão cisalhante no pico é denominada tensão cisalhante adesional ( $\tau_{ad}$ ), (iv) após o pico a carga cai bruscamente, e essa queda corresponde ao final do processo de descolamento da fibra em relação à matriz. A tensão cisalhante no final da queda é denominada tensão cisalhante friccional ( $\tau_{fr}$ ), (v) no trecho final a curva é descendente e resulta da resistência friccional desenvolvida à medida que a fibra é extraída da matriz, com redução progressiva do comprimento de embebimento.

Foram encontrados muitos estudos na literatura abordando as interações na interface para sistemas solo-fibra ou solo estabilizado-fibra com a utilização de fibras sintéticas como reforço (Tang *et al.*, 2010; Hejazi *et al.*, 2013; Li e Zornberg, 2013; Zhu *et al.*, 2014).

Entretanto, para sistemas reforçados com fibras vegetais, os estudos são escassos. Tendo em vista a aplicação cada vez mais crescente desse tipo de fibra devido às vantagens técnicas, econômicas e ambientais e a resposta de arrancamento diferenciada em relação

às fibras sintéticas, tornam-se necessárias novas investigações para ampliar a compreensão dos mecanismos relacionados às interações na interface.

No Capítulo 8 foi realizada uma extensa campanha de ensaios de arrancamento com o objetivo de quantificar a aderência entre fibras individuais de sisal (filamentos) e a matriz de solo estabilizado, assim como estudar a influência do comprimento de embebedimento, do tempo de cura e do teor de umidade no comportamento carga *versus* deslizamento do material. A composição das misturas foi mantida constante para toda a campanha de ensaios realizada.

Realizou-se inicialmente uma série de ensaios de arrancamento adotando os comprimentos de embebedimento de 10, 20 e 30 mm e fixando-se a idade de cura em 14 dias. Em seguida duas outras séries de ensaios foram realizadas com o comprimento de embebedimento de 30 mm: (i) ensaios nas idades de cura de 7 e 28 dias e (ii) ensaios com teor de umidade das amostras de 0% (amostras secas em estufa até a constância de massa) e 100% (amostras saturadas em água na temperatura de 23°C até a constância de massa).

## **8.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **8.2.1 – Materiais e processamento**

#### **8.2.1.1 – Fibras de sisal**

As fibras de sisal foram caracterizadas no Capítulo 5, item 5.2.1.1.

#### **8.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

Os referidos materiais foram caracterizados no Capítulo 3, item 3.2.1.1.

#### **8.2.1.3 – Superplastificante**

O superplastificante utilizado foi descrito no Capítulo 3, item 3.2.1.2.

#### **8.2.1.4 – Água**

A água usada na produção das misturas foi deionizada, evitando-se o uso da água de torneira proveniente do sistema de abastecimento, uma vez que apresentou elevado teor de ferro.

#### **8.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova**

A mistura correspondente à matriz, com composição definida na Tabela 3.11 do Capítulo 3, foi preparada, tendo o teor de superplastificante sido ajustado para 2,5%, conforme item 4.3.1.1 do Capítulo 4.

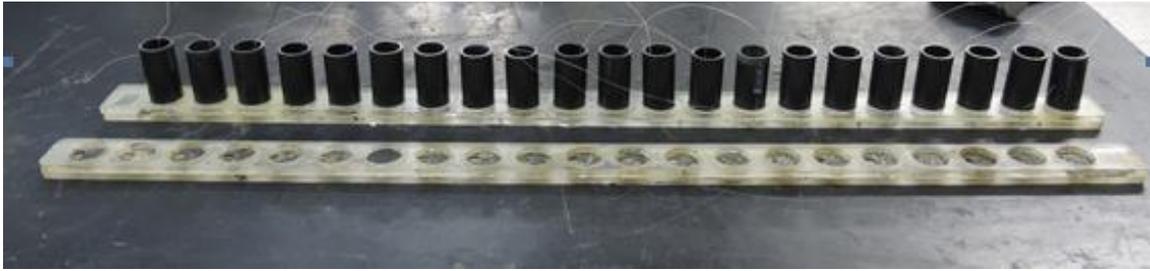
Com o auxílio de uma argamassadeira de bancada (capacidade de 5 litros) preparou-se 700 ml de mistura de cada vez, e essa operação demandou cerca de 15 minutos, consistindo dos seguintes passos:

- colocação dos ingredientes secos (solo, cimento, cinza volante, metacaulinita) e mistura até a homogeneização, em velocidade baixa (62 rpm) (cerca de 3 minutos);
- adição de água e mistura até a homogeneização (cerca de 3 minutos);
- adição de superplastificante e mistura durante 7 minutos em velocidade alta (125 rpm);
- sempre que necessário o eventual material aderido à pá ou às paredes da cuba era removido com o auxílio de uma espátula e reincorporado à mistura (equipamento desligado).

Para a moldagem das amostras foram utilizados tubos de PVC com diâmetro interno de 3/4", espessura de parede de 2,3 mm e comprimentos de 10, 20, 30 e 50 mm. Os moldes de PVC foram usados em conjunto com duas placas de acrílico, uma inferior e outra superior, dotadas de encaixes circulares para receber os tubos de PVC e furos centralizados nesses encaixes para inserção das fibras de sisal.

As fibras foram previamente submetidas ao tratamento de lavagem em água fervente (100°C), sendo em seguida secas em um ambiente com temperatura controlada de 36°C  $\pm$  1°C. Procurou-se selecionar amostras de fibras representativas, visualmente sem imperfeições ao longo de seu comprimento, e correspondendo somente a um filamento.

As fibras foram inseridas nos orifícios situados na placa de acrílico inferior com o auxílio de uma agulha e as bases dos tubos de PVC (vazios) foram encaixadas nessa placa (Figura 8.1 (a)).



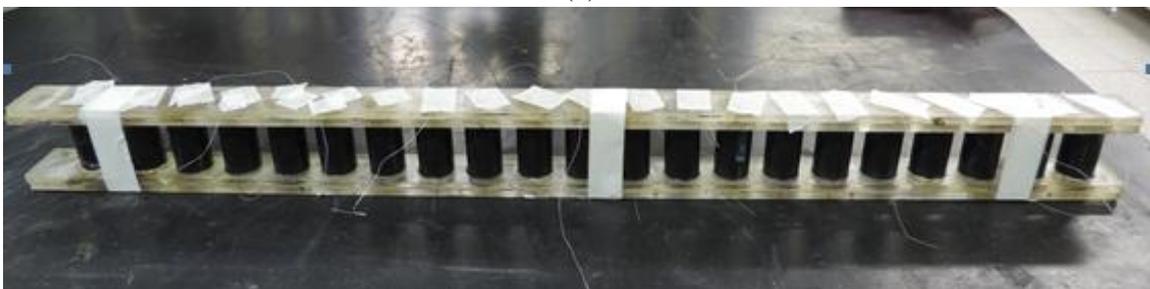
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 8.1 – Etapas da moldagem para os ensaios de arrancamento: (a) fibras de sisal inseridas nos orifícios da placa de acrílico inferior e tubos de PVC encaixados nessa placa (b) preenchimento dos moldes (c) encaixe da placa de acrílico superior e centralização das fibras nos moldes (d) fixação da extremidade superior da fibra e travamento do conjunto com fita crepe.

As extremidades inferiores das fibras foram fixadas com fita crepe na placa inferior, para evitar que saíssem de posição. Em seguida fez-se o preenchimento dos moldes de PVC com a mistura, até uma altura próxima do topo (Figura 8.1 (b)). Batidas suaves com uma espátula foram aplicadas na lateral dos tubos para garantir uma boa acomodação da mistura, e o enchimento dos moldes foi completado até o topo.

Em seguida a fibra foi então inserida nos furos da placa de acrílico superior, e essa placa foi encaixada na parte superior dos tubos de PVC (Figura 8.1 (c)).

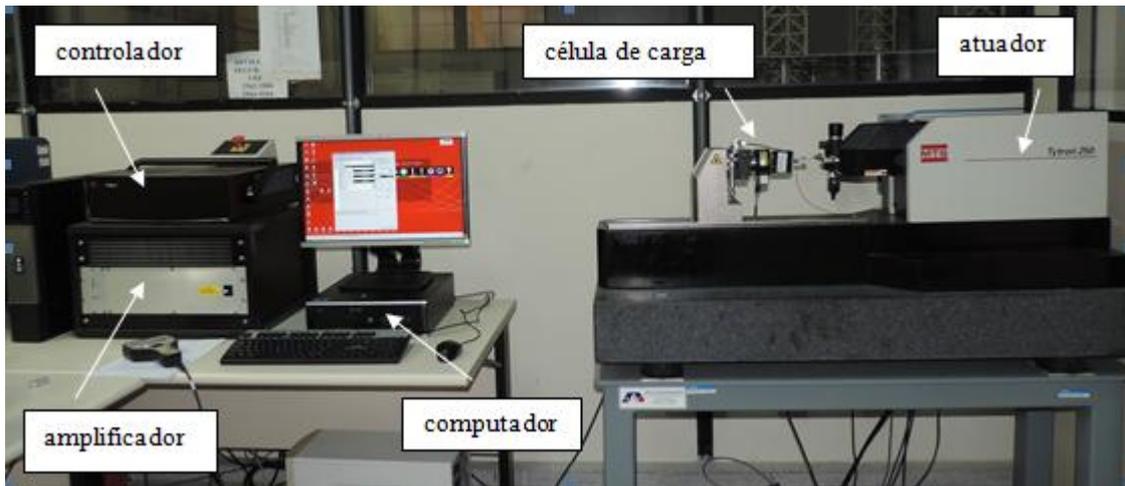
No momento do encaixe fez-se uma verificação cuidadosa da centralização das fibras nos moldes, requisito imprescindível para as amostras destinadas a ensaios de arrancamento.

O conjunto placa de acrílico inferior-moldes de PVC-placa de acrílico superior foi travado com fita crepe ao longo do comprimento (extremidades e meio) para evitar movimentações com a mistura ainda fresca (Figura 8.1 (d)) e mantido recoberto com um pano úmido durante 3 dias. Após esse tempo a mistura estava suficientemente rígida e a fibra devidamente ancorada para permitir a retirada das placas de acrílico inferior e superior. Em seguida as amostras (conjunto tubo de PVC-mistura) foram identificadas e encaminhadas à câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ), onde permaneceram até a data do ensaio.

### **8.2.3 – Ensaios de arrancamento (fibras individuais)**

Os ensaios de arrancamento foram realizados em um sistema da MTS Systems Corporation denominado Tytron 250 desenvolvido especialmente para aplicações com carregamento baixo (0,001 a 250 N). A configuração desse sistema incluiu (Figura 8.2 (a)):

- um controlador e um amplificador;
- um computador para executar o programa gerenciador do sistema (Station Manager) e o programa específico do ensaio (Multipurpose);
- um chassi (Figura 8.2 (b)) sobre o qual foram acopladas duas unidades: (i) uma unidade contendo a célula de carga, os mecanismos de ajuste do alinhamento (célula de carga em relação ao atuador, extremidade livre da fibra em relação à extremidade embebida) e uma garra para fixar a extremidade livre da fibra (ii) uma unidade contendo o atuador e o porta amostra;



(a)



(b)



(c)

Figura 8.2 – Configuração dos ensaios de arrancamento usando o sistema MTS Tytron 250: (a) arranjo geral do sistema, com os principais componentes (b) detalhes dos componentes: célula de carga, mecanismos de ajuste do alinhamento, garras, atuador (c) detalhe da garra, do porta-amostra e do alinhamento da fibra.

- válvulas para suprimento de ar comprimido;
- controle remoto para movimentar o atuador e ajustar e monitorar as variáveis do ensaio.

Os ensaios foram executados com controle de deslocamento, a uma taxa de 0,5 mm/min, e foram conduzidos até deslocamentos da ordem de 4 mm. A célula de carga utilizada foi de 50 N. As condições de temperatura e umidade relativa do ambiente de realização dos ensaios de arrancamento foram mantidas controladas, na faixa de 23°C ± 1°C e na faixa de 60% ± 2%, respectivamente.

Cuidado especial foi tomado no momento da colocação das amostras no equipamento e antes de iniciar os ensaios de arrancamento: (i) verificou-se cuidadosamente o alinhamento da fibra do lado da garra em relação ao lado do porta-amostra, tanto horizontalmente quanto verticalmente, (ii) procurou-se manter a fibra reta e esticada (Figura 8.2 (c)). Os desalinhamentos introduzem erros nas medidas e podem provocar a fratura prematura das fibras.

Os ensaios de arrancamento são muito sensíveis à heterogeneidade de propriedades inerente às fibras vegetais, podendo ocorrer grande dispersão de resultados. Nesse Capítulo, ensaiou-se cerca de 10 amostras para cada condição estudada.

Os resultados dos ensaios de arrancamento foram expressos na forma de curvas força de arrancamento *versus* deslizamento. A partir das curvas típicas foram obtidos os parâmetros: carga adesional ( $P_{ad}$ ) e o respectivo deslizamento ( $d_{ad}$ ), carga friccional ( $P_{fr}$ ) e o respectivo deslizamento ( $d_{fr}$ ), assim como as tensões cisalhantes adesional ( $\tau_{ad}$ ) e friccional ( $\tau_{fr}$ ). As tensões cisalhantes adesional e friccional foram calculadas através das Equações 8.1 e 8.2, respectivamente:

$$\tau_{ad} = \frac{P_{ad}}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot l} \quad (\text{Equação 8.1})$$

$$\tau_{fr} = \frac{P_{fr}}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot l} \quad (\text{Equação 8.2})$$

Onde:

$\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;

$\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional;

$P_{ad}$  – carga máxima de arrancamento, também denominada carga adesional;

$P_{fr}$  – carga friccional;

$r$  – raio da fibra de sisal;

$l$  – comprimento de embebimento da fibra de sisal.

Inicialmente foram realizados ensaios variando o comprimento de embebimento da fibra (10, 20 e 30 mm) e adotando a idade de cura das amostras de 14 dias. Em seguida escolheu-se o comprimento de 30 mm para prosseguimento das investigações e variou-se a idade de cura das amostras (7 e 28 dias). Finalizando a campanha e na idade de cura de 14 dias variou-se o teor de umidade das amostras para as condições extremas (seca e saturada). As condições seca e saturada foram obtidas após secagem de 72 horas (estufa 45°C) e imersão em água (23°C) durante 20 minutos, respectivamente.

#### **8.2.4 – Análises microestruturais**

As análises microestruturais foram realizadas no microscópio eletrônico Hitachi TM 3000 do Laboratório de Técnicas Analíticas do LABEST/COPPE/UFRJ. Não foram executados recobrimentos das amostras com películas de ouro ou carbono. O microscópio foi operado sob uma tensão de aceleração de 15 kV, sendo a distância de trabalho entre 7,7 e 11,3 mm. Todas as micrografias foram feitas no modo de elétrons retroespalhados.

De cada amostra submetida ao ensaio de arrancamento retirou-se um segmento de fibra próximo ao trecho ensaiado para determinação da área de sua seção transversal e observação de sua morfologia. Esse segmento ficou imerso em água durante 24 horas, para facilitar o corte com o auxílio de uma lâmina afiada. Em seguida removeu-se o excesso de água e cortou-se no comprimento necessário para a fixação numa fita de cobre dupla face (cerca de 6 a 7 mm), que foi colada no porta-amostra.

A área da seção transversal da fibra foi obtida com o auxílio de um programa de processamento de imagens denominado ImageJ.

#### **8.2.5 – Avaliação estatística dos dados experimentais**

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). A análise de variância admite como hipótese nula que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ), utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

### 8.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 8.3.1 – Ensaio de arrancamento com idade de cura das amostras de 14 dias, variando o comprimento de embebimento (10, 20 e 30 mm)

As curvas força de arrancamento *versus* deslizamento referentes ao comprimento de embebimento de 10 mm são apresentadas na Figura 8.3 e os parâmetros obtidos são apresentados na Tabela 8.1

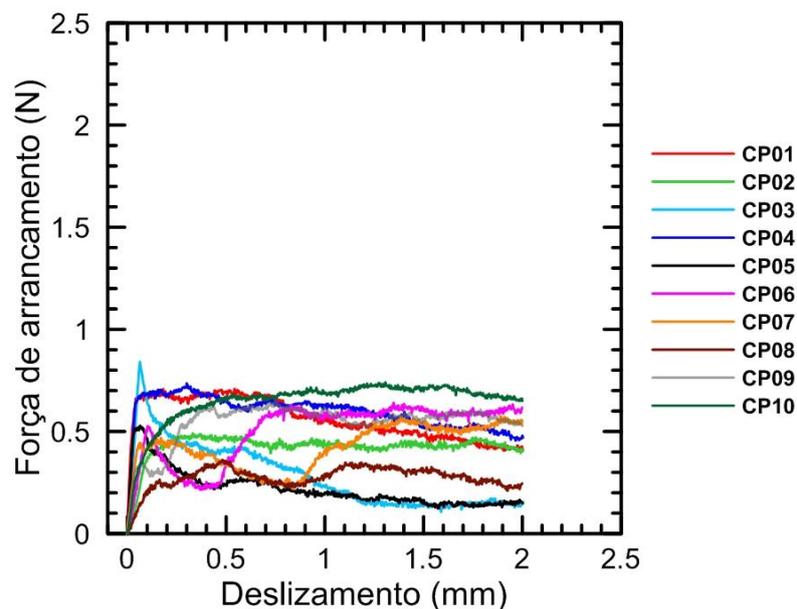


Figura 8.3 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 10 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Tabela 8.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 10 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Amostra	P <sub>ad</sub> (N)	d <sub>ad</sub> (mm)	τ <sub>ad</sub> (MPa)	P <sub>fr</sub> (N)	d <sub>fr</sub> (mm)	τ <sub>fr</sub> (MPa)	P <sub>de</sub> (N)
CP01	0,71	0,54	0,11	0,59	0,83	0,09	0,66
CP02	0,49	0,33	0,10	0,43	0,71	0,09	0,37
CP03	0,84	0,06	0,16	0,58	0,12	0,11	-
CP04	0,74	0,30	0,11	0,62	0,59	0,09	0,64
CP05	0,53	0,06	0,09	0,22	0,42	0,04	0,51
CP06	0,53	0,10	0,09	0,22	0,35	0,04	-
CP07	0,45	0,15	0,09	0,25	0,85	0,05	0,40
CP08	0,35	0,46	0,06	0,25	0,85	0,04	0,25
CP09	0,60	0,40	0,09	0,60	0,40	0,09	0,30
CP10	0,70	0,50	0,13	0,70	0,50	0,13	0,55
média	0,59	0,29	0,10	0,45	0,56	0,08	0,46
desvio	0,15	0,19	0,03	0,19	0,25	0,03	0,15

P<sub>ad</sub> – carga adesional; d<sub>ad</sub> – deslizamento correspondente à carga adesional; τ<sub>ad</sub> – tensão cisalhante adesional; P<sub>fr</sub> – carga friccional; d<sub>fr</sub> – deslizamento correspondente à carga friccional; τ<sub>fr</sub> – tensão cisalhante friccional; P<sub>de</sub> – carga de decoesão (início)

Todas as amostras ensaiadas apresentaram o ramo inicial da curva linear-elástico, com rápido aumento da força em relação aos deslizamentos. A rigidez nesse ramo de forma geral foi próxima para todas as amostras, e o ponto de desvio da linearidade antes da carga máxima ser alcançada nem sempre ficou bem evidenciado. Após a carga máxima, algumas amostras demonstraram tendência para quedas mais expressivas de carga, enquanto outras demonstraram tendência para manutenção ou quedas de menor magnitude. A carga máxima de arrancamento foi de 0,59 N e as tensões adesional e friccional foram iguais a 0,10 MPa e 0,08 MPa, respectivamente. A carga de início de decoesão foi de 0,46 N ± 0,15 N.

Para o comprimento de 10 mm não foram observados casos de fratura de fibra, seja externa à matriz seja no comprimento embebido.

Silva (2009) obteve valores de carga adesional de 2,23 N e tensões adesional e friccional de 0,36 e 0,27 MPa, respectivamente, para fibras de sisal com comprimento de embebimento de 10 mm e matriz cimentícia constituída por argamassa 1:1:0,4 (materiais cimentícios:areia:água). Os parâmetros mecânicos da interface obtidos por esse autor foram superiores aos obtidos no presente trabalho porque sua matriz apresentou maior consumo de cimento e pozolanas (consumo de cimento de 450 kg/m<sup>3</sup> e consumo de pozolana igual ao do cimento) e menor relação água/materiais cimentícios

(igual a 0,4). A matriz dessa pesquisa apresentou consumos de cimento e pozolanas de 192 e 38 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente, e relação água/materiais cimentícios igual a 2,0.

Khazanchi *et al.* (1990) obtiveram resistência cisalhante de 0,07 a 0,08 MPa para fibra de palha (de trigo) não tratada embebida em matriz de solo estabilizado, e os resultados obtidos nesse trabalho foram próximos aos obtidos pelos referidos autores.

As curvas força de arrancamento *versus* deslizamento referentes ao comprimento de embebimento de 20 mm são apresentadas na Figura 8.4 e os parâmetros obtidos são apresentados na Tabela 8.2

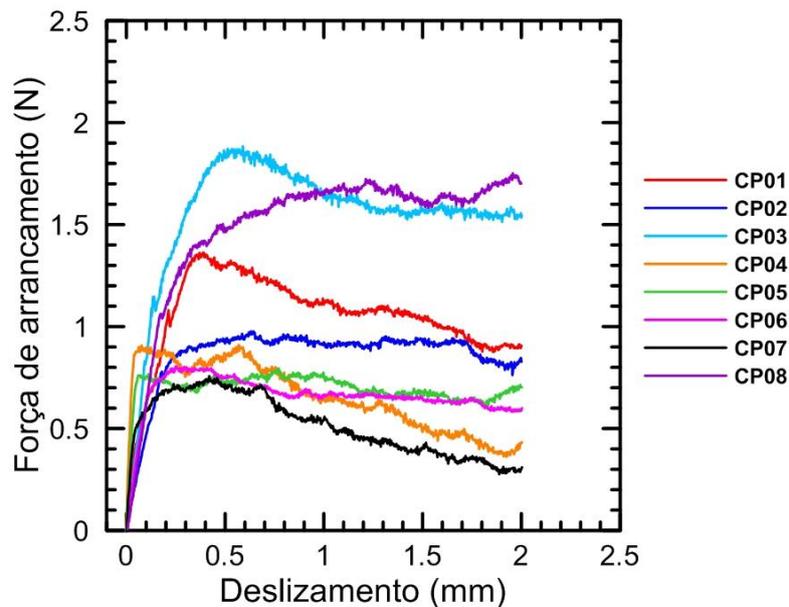


Figura 8.4 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 20 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Tabela 8.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 20 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Amostra	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)	$P_{de}$ (N)
CP01	1,36	0,39	0,13	1,28	0,48	0,12	1,00
CP02	0,98	0,63	0,09	0,98	0,63	0,09	0,75
CP03	1,88	0,59	0,17	1,60	1,04	0,15	1,10
CP04	0,91	0,08	0,10	0,75	0,30	0,08	0,85
CP05	0,75	0,06	0,06	0,68	0,36	0,05	0,70
CP06	0,80	0,25	0,08	0,65	0,82	0,06	0,70
CP07	0,76	0,42	0,07	0,76	0,42	0,07	0,50
CP08	1,50	0,52	0,13	1,50	0,52	0,13	1,00
média	1,12	0,37	0,10	1,03	0,57	0,09	0,83
desvio	0,42	0,22	0,04	0,38	0,25	0,04	0,20

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional;  $P_{de}$  – carga de decoesão (início)

Numa primeira observação nota-se que a maioria das amostras apresentou carga máxima de arrancamento inferior a 1,0 N e que a rigidez do ramo linear-elástico foi próxima para todas as amostras ensaiadas. Após a carga máxima o comportamento foi de manutenção do nível de carregamento ou queda gradual de pequena magnitude. A carga máxima de arrancamento foi de 0,96 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,09 MPa e 0,08 MPa, respectivamente. A carga de início de decoesão foi de  $0,72 \text{ N} \pm 0,29 \text{ N}$ . Para o comprimento de 20 mm não foram observados casos de fratura de fibra, seja externa à matriz seja no comprimento embebido.

As curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias são apresentadas na Figura 8.5. Os parâmetros obtidos a partir dessas curvas são mostrados na Tabela 8.3.

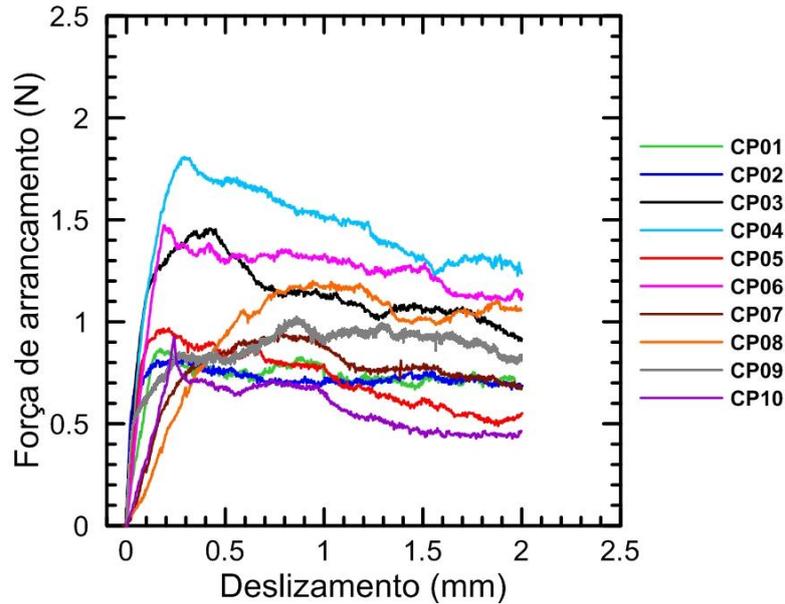


Figura 8.5 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Tabela 8.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Amostra	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)	$P_{de}$ (N)
CP01	0,87	0,17	0,05	0,76	0,31	0,05	0,80
CP02	0,82	0,31	0,05	0,71	0,75	0,04	0,55
CP03	1,46	0,42	0,09	1,12	0,79	0,07	1,20
CP04	1,81	0,29	0,11	1,67	0,49	0,10	-
CP05	0,97	0,21	0,06	0,86	0,34	0,05	0,80
CP06	1,47	0,19	0,10	1,36	0,25	0,09	-
CP07	0,94	0,77	0,06	0,75	1,30	0,04	0,82
CP08	1,20	1,00	0,10	1,00	1,40	0,09	1,00
CP09	0,83	0,28	0,05	0,83	0,28	0,05	0,52
CP10	0,90	0,24	0,05	0,73	0,28	0,04	-
média	1,13	0,39	0,07	0,98	0,62	0,06	0,81
desvio	0,34	0,28	0,03	0,32	0,43	0,02	0,24

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional;  $P_{de}$  – carga de decoesão (início)

Com base na Figura 8.5 observam-se dois grupos de comportamento: (i) amostras com carga máxima de arrancamento em torno de 1,5 N e (ii) um segundo grupo (predominante) com carga máxima da ordem de 0,8 N. Após a carga máxima ocorreu uma tendência de manutenção ou pequenos decréscimos do nível do carregamento. A

carga máxima de arrancamento foi de 1,13 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,07 e 0,06 MPa, respectivamente. A carga de início de decoesão foi de  $0,81 \text{ N} \pm 0,24 \text{ N}$ . Para o comprimento de 30 mm não foram observados casos de fratura de fibra, seja externa à matriz seja no comprimento embebido.

Comparando o comportamento das amostras com comprimento de embebimento de 20 mm com as amostras com comprimento de embebimento de 30 mm nota-se que os parâmetros da interface não apresentaram diferenças significativas, entretanto um maior número de amostras ensaiadas alcançou maiores resistências ao arrancamento (como exemplo, não foram observadas cargas máximas de arrancamento inferiores a 0,5 N). Esse aumento de resistência é devido ao aumento da área de contato superficial efetiva, obtido com maiores comprimentos de embebimento.

### **8.3.2 – Ensaio de arrancamento com idade de cura das amostras de 14 dias, variando o comprimento de embebimento (10, 20 e 30 mm): comparação de resultados**

Com o objetivo de evidenciar as diferenças no comportamento da interface, as curvas médias força de arrancamento *versus* deslizamento correspondentes aos vários comprimentos de embebimento são mostradas na Figura 8.6 e os parâmetros são mostrados na Tabela 8.4.

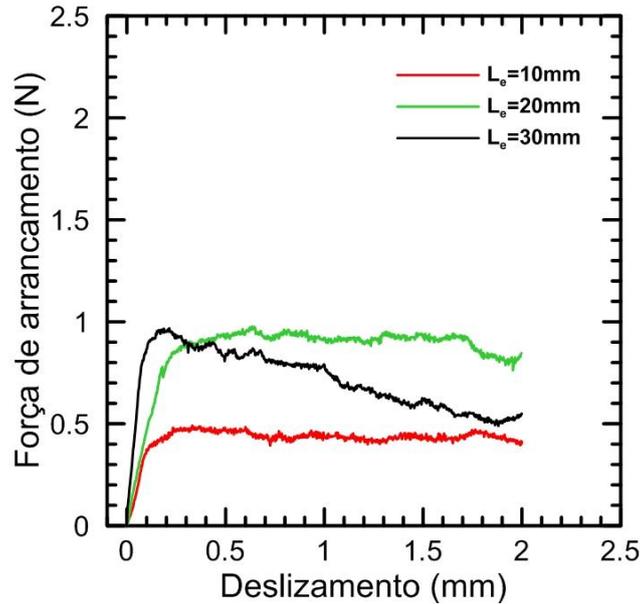


Figura 8.6 – Curvas típicas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

Tabela 8.4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

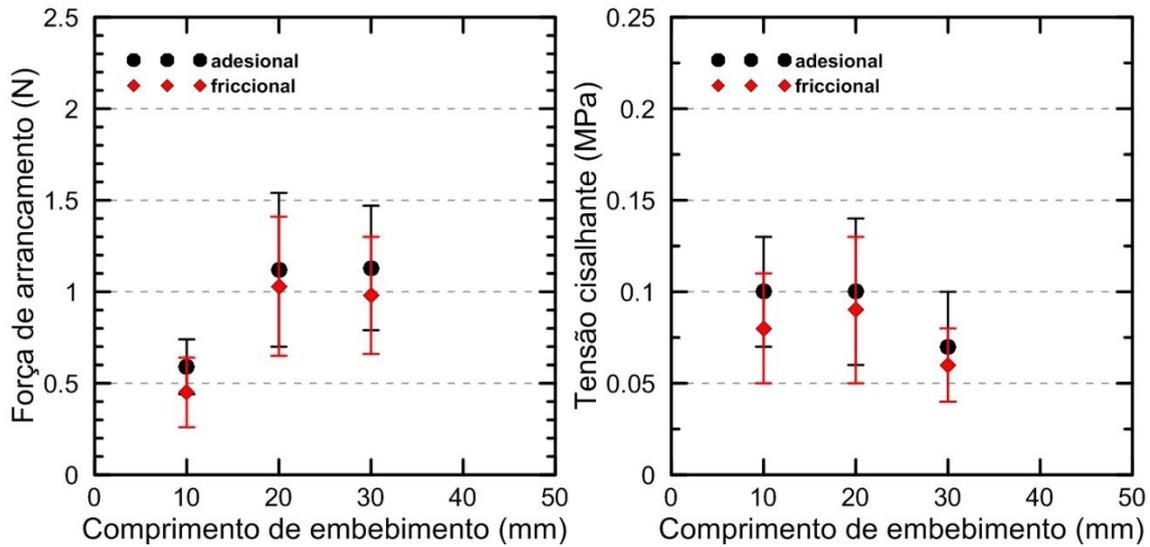
$L_e$ (mm)	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)	$P_{de}$ (N)
10 mm	0,59 (0,15)	0,29 (0,19)	0,10 (0,03)	0,45 (0,19)	0,56 (0,25)	0,08 (0,03)	0,46 (0,15)
20 mm	1,12 (0,42)	0,37 (0,22)	0,10 (0,04)	1,03 (0,38)	0,57 (0,25)	0,09 (0,04)	0,83 (0,20)
30 mm	1,13 (0,34)	0,39 (0,28)	0,07 (0,03)	0,98 (0,32)	0,62 (0,43)	0,06 (0,02)	0,81 (0,24)

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional;  $P_{de}$  – carga de decoesão (início)

O aumento do comprimento de embebimento de 10 mm para 20 mm produziu mudanças estatisticamente significativas nas cargas adesional, friccional e de decoesão, com aumentos expressivos de cerca de 90%, 129% e 80%, respectivamente.

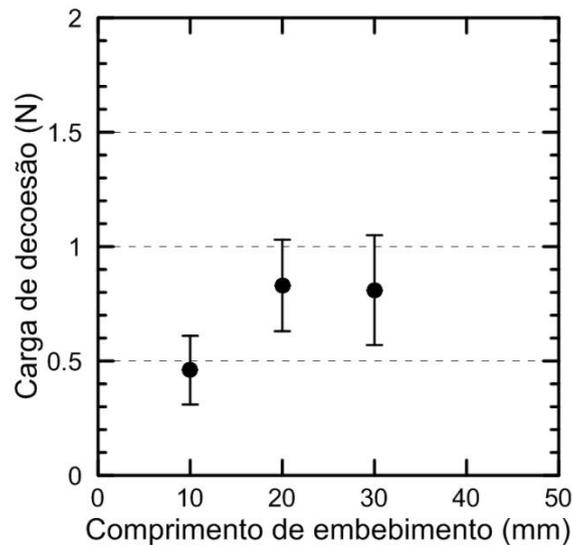
Quando o comprimento de embebimento passou de 10 mm para 30 mm os incrementos identificados nesses parâmetros (cargas adesional, friccional e de decoesão) aumentaram para 92%, 118% e 76%, respectivamente.

Os parâmetros da interface não diferiram estatisticamente quando o comprimento de embebimento passou de 20 mm para 30 mm.



(a)

(b)



(c)

Figura 8.7 – Influência do comprimento de embebedimento nos parâmetros (a) cargas adesional e friccional, (b) tensão cisalhante e (c) carga de início de decoesão, para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebedimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura das amostras de 14 dias.

A Figura 8.7 ilustra a influência do comprimento de embebedimento em alguns parâmetros da interface.

Com base nas Figuras 8.7 (a) e 8.7 (c) observa-se uma tendência de aumento das cargas adesional, friccional e de decoesão (de cerca de 85%) com o aumento do comprimento de embebedimento de 10 mm para 20 mm, e uma tendência de manutenção desses parâmetros para o aumento do comprimento de embebedimento de 20 para 30 mm.

Para as tensões cisalhantes (Figura 8.8 (b)) ocorreu uma tendência de manutenção dos valores para aumentos do comprimento de embebimento de 10 para 20 mm e de 20 para 30 mm.

Quando o comprimento de embebimento aumentou de 10 para 30 mm a força máxima de arrancamento, a tensão cisalhante adesional e a tensão cisalhante friccional variaram na faixa de 0,59 a 1,13 N; 0,07 a 0,10 MPa; 0,06 a 0,08 MPa, respectivamente.

A partir da resposta de arrancamento obtida para os vários comprimentos de embebimento estudados, escolheu-se o comprimento de 30 mm para prosseguimento dos estudos (estudo da influência da idade de cura e do teor de umidade), tendo em vista que esse comprimento conduziu a um bom desempenho da interface sem a ocorrência de fratura de fibra. A fratura da fibra não foi considerada como um requisito importante uma vez que não possibilita mecanismos de absorção de energia para os compósitos. Conforme mostrado no Capítulo 5, a elevada tenacidade dos compósitos sob tração e flexão foi associada ao arrancamento gradual das fibras em relação à matriz.

### **8.3.3 – Ensaios de arrancamento com comprimento de embebimento de 30 mm, variando a idade de cura das amostras (7 e 28 dias)**

O comportamento força de arrancamento *versus* deslizamento para as amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura de 7 dias está ilustrado na Figura 8.8 e na Tabela 8.5.

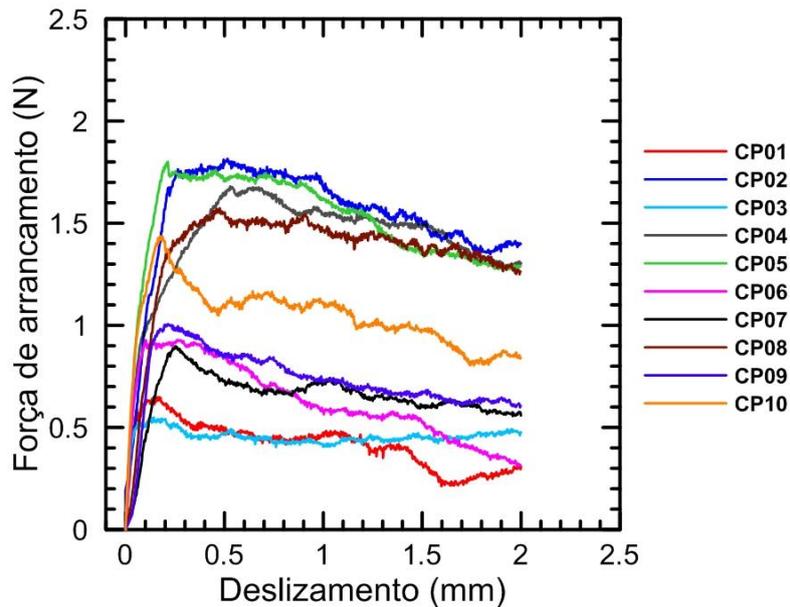


Figura 8.8 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7 dias.

Tabela 8.5 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7 dias.

Amostra	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)
CP01	0,65	0,17	0,04	0,51	0,31	0,03
CP02	1,82	0,52	0,10	1,36	1,79	0,08
CP03	0,55	0,13	0,03	0,46	0,35	0,03
CP04	1,68	0,53	0,09	1,58	0,82	0,08
CP05	1,80	0,21	0,10	1,59	1,04	0,09
CP06	0,93	0,26	0,06	0,56	1,20	0,04
CP07	0,90	0,25	0,05	0,67	0,77	0,04
CP08	1,57	0,48	0,08	1,40	1,12	0,08
CP09	1,01	0,21	0,07	0,82	0,66	0,06
CP10	1,44	0,18	0,09	1,08	0,43	0,07
média	1,23	0,29	0,07	1,00	0,85	0,06
desvio	0,48	0,15	0,03	0,45	0,46	0,02

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional

O comportamento demonstrado pelas amostras aos 7 dias de cura (Figura 8.8) foi similar ao demonstrado aos 14 dias de cura (item 8.3.1 desse Capítulo), e os parâmetros relativos às propriedades da interface não apresentaram diferenças significativas (Tabelas 8.3 e 8.5). A carga máxima de arrancamento foi de 1,23 MPa, e as tensões

cisalhantes adesional e friccional foram de 0,07 e 0,06 MPa, respectivamente. Não foram observados casos de fratura de fibra para as amostras ensaiadas aos 7 dias.

O comportamento força de arrancamento *versus* deslizamento para as amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura de 28 dias está ilustrado na Figura 8.9 e na Tabela 8.6.

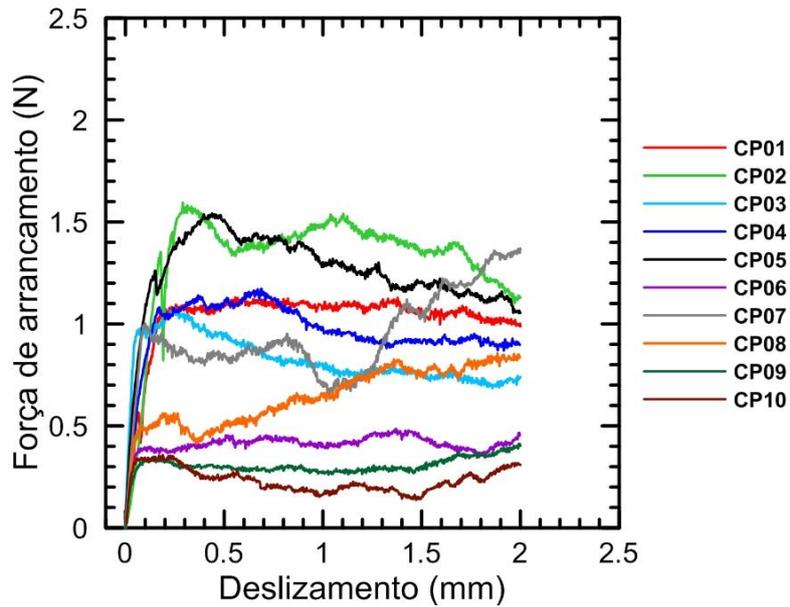


Figura 8.9 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 28 dias.

Tabela 8.6 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idade de cura das amostras de 28 dias.

Amostra	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)
CP01	1,09	0,26	0,07	1,09	0,26	0,07
CP02	1,35	0,18	0,07	0,82	0,19	0,04
CP03	1,08	0,25	0,06	0,83	0,75	0,05
CP04	1,17	0,69	0,09	1,01	0,89	0,08
CP05	1,54	0,44	0,08	1,45	0,54	0,08
CP06	0,39	0,10	0,02	0,39	0,10	0,02
CP07	1,00	0,10	0,05	0,80	0,30	0,04
CP08	0,55	0,24	0,04	0,45	0,35	0,03
CP09	0,34	0,15	0,02	0,30	0,28	0,01
CP10	0,35	0,22	0,02	0,25	0,40	0,02
média	0,89	0,26	0,05	0,74	0,41	0,04
desvio	0,44	0,18	0,03	0,39	0,25	0,02

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional

O comportamento demonstrado pelas amostras aos 28 dias de cura (Figura 8.10) foi similar ao demonstrado aos 14 dias de cura (item 8.3.1 desse Capítulo), e os parâmetros relativos às propriedades da interface não apresentaram diferenças significativas (Tabelas 8.3 e 8.7), exceto o deslizamento friccional, que foi reduzido com o aumento do tempo de cura (cerca de 34%).

A carga máxima de arrancamento foi de 0,89 N, e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,05 e 0,04 MPa, respectivamente. Não foram observados casos de fratura de fibra para as amostras ensaiadas aos 28 dias.

As curvas médias força de arrancamento *versus* deslizamento referentes às três idades estudadas e os respectivos parâmetros são mostrados na Figura 8.11 e na Tabela 8.8, respectivamente. O aumento do tempo de cura de 7 para 28 dias de forma geral não influenciou o comportamento sob arrancamento de forma significativa.

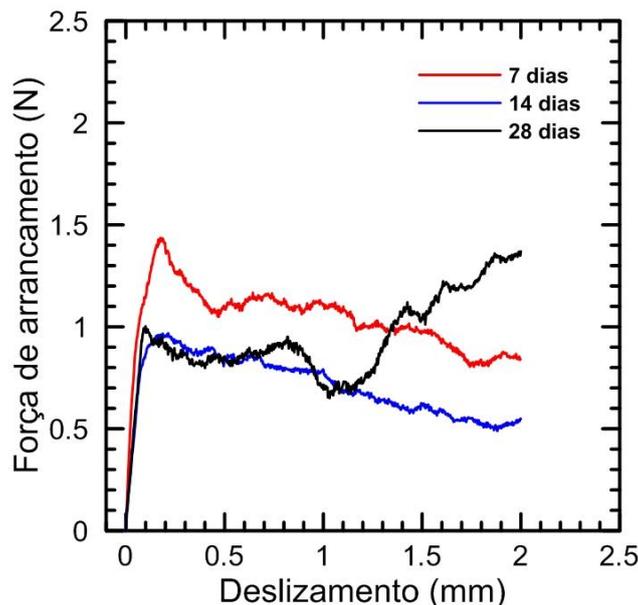


Figura 8.10 – Curvas típicas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idades de cura das amostras de 7, 14 e 28 dias.

Tabela 8.7 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e idades de cura de 7, 14 e 28 dias. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Idade cura	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)
7 dias	1,23 (0,48)	0,29 (0,15)	0,07 (0,03)	1,00 (0,45)	0,85 (0,46)	0,06 (0,02)
14 dias	1,13 (0,34)	0,39 (0,28)	0,07 (0,03)	0,98 (0,32)	0,62 (0,43)	0,06 (0,02)
28 dias	0,89 (0,44)	0,26 (0,18)	0,05 (0,03)	0,74 (0,39)	0,41 (0,25)	0,04 (0,02)

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional

A Figura 8.11 apresenta um resumo do comportamento obtido para as fibras de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm nas três idades ensaiadas, apresentando a evolução das componentes (adesional e friccional) da força de arrancamento (Figura 8.11 (a)) e da tensão cisalhante (Figura 8.11 (b)) com o aumento do tempo de cura. Conforme já dito anteriormente, o comportamento de forma geral foi similar para todas as idades, com a manutenção dos parâmetros da interface (variação estatisticamente não significativa).

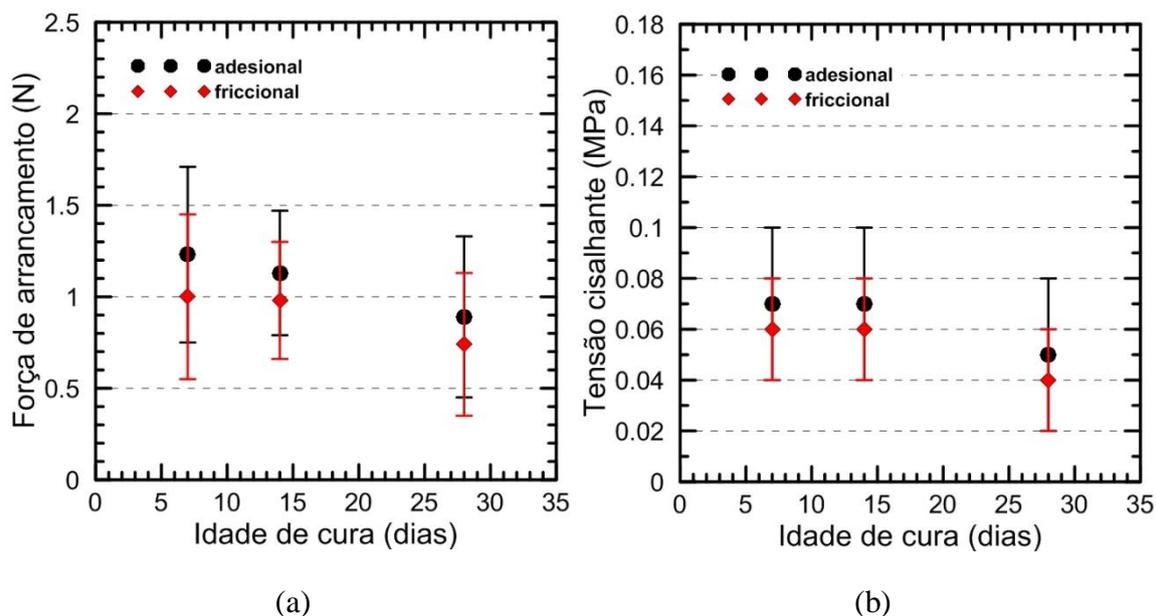


Figura 8.11 – Influência da idade de cura nos parâmetros (a) força de arrancamento e (b) tensão cisalhante, para fibras individuais de sisal com comprimentos de embebiamento de 30 mm e idade de cura das amostras de 7, 14 e 28 dias.

Tang *et al.* (2010) obtiveram aumento dos parâmetros da interface com o aumento do tempo de cura de 7 para 28 dias, e os resultados desses autores demonstram uma tendência diferente em relação à obtida nesse trabalho. Ressalta-se entretanto que os sistemas investigados por esses autores foram produzidos com menor teor de umidade e com compactação, e as fibras utilizadas foram sintéticas.

### 8.3.4 – Ensaio de arrancamento com comprimento de embebiamento de 30 mm, variando o teor de umidade das amostras (0% e 100% de umidade)

Os resultados que serão apresentados nesse item se referem às seguintes condições de umidade:

- amostras após 14 dias de cura em câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ), condição denominada de “referência”;
- amostras após 14 dias de cura em câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) e após secagem em estufa ( $60^{\circ}\text{C}$ ) até a constância de massa, condição denominada “seca”;
- amostras após 14 dias de cura em câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) e após saturação em água ( $23^{\circ}\text{C}$ ) até a constância de massa, condição denominada “saturada”.

Na Figura 8.12 é feito um comparativo do comportamento de arrancamento (fibras de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm) das amostras nas condições de referência (Figura 8.12 (a)) e seca (Figura 8.12 (b)).

Na Tabela 8.8 é feito um comparativo dos parâmetros da interface correspondentes às condições ensaiadas. Os resultados correspondentes às amostras de referência foram apresentados anteriormente no item 8.3.1, porém para facilitar a comparação eles são reapresentados.

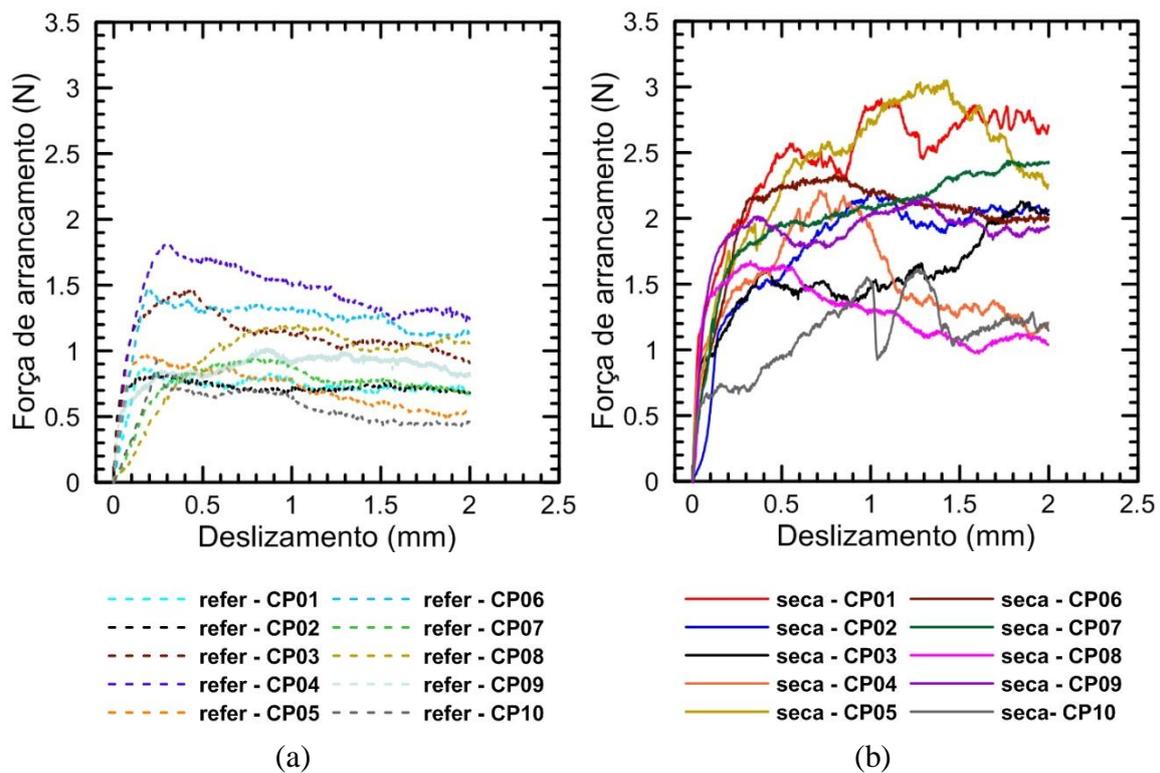


Figura 8.12 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade (a) de referência e (b) seca.

Tabela 8.8 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade de referência e seca.

Condição	CP	P <sub>ad</sub> (N)	d <sub>ad</sub> (mm)	τ <sub>ad</sub> (MPa)	P <sub>fr</sub> (N)	d <sub>fr</sub> (mm)	τ <sub>fr</sub> (MPa)	P <sub>de</sub> (N)
Referência	01	0,87	0,17	0,05	0,76	0,31	0,05	0,80
	02	0,82	0,31	0,05	0,71	0,75	0,04	0,55
	03	1,46	0,42	0,09	1,12	0,79	0,07	1,20
	04	1,81	0,29	0,11	1,67	0,49	0,10	-
	05	0,97	0,21	0,06	0,86	0,34	0,05	0,80
	06	1,47	0,19	0,10	1,36	0,25	0,09	-
	07	0,94	0,77	0,06	0,75	1,30	0,04	0,82
	08	1,20	1,00	0,10	1,00	1,40	0,09	1,00
	09	0,83	0,28	0,05	0,83	0,28	0,05	0,52
	10	0,90	0,24	0,05	0,73	0,28	0,04	-
	média	1,13	0,39	0,07	0,98	0,62	0,06	0,81
	desvio	0,34	0,28	0,03	0,32	0,43	0,02	0,24
Seca	01	2,91	1,06	0,14	2,46	1,30	0,12	1,10
	02	2,22	1,01	0,11	1,95	1,31	0,10	1,20
	03	1,61	0,42	0,06	1,38	0,84	0,05	0,90
	04	2,21	0,72	0,12	1,42	1,17	0,08	0,90
	05	3,05	1,43	0,16	1,95	2,39	0,10	1,70
	06	2,30	0,64	0,09	2,00	1,60	0,07	2,10
	07	2,40	1,74	0,12	2,40	1,74	0,12	1,80
	08	1,60	0,30	0,08	1,36	0,80	0,07	1,40
	09	2,00	0,40	0,09	1,80	0,60	0,08	1,80
	10	1,50	0,90	0,06	0,92	1,05	0,04	0,70
	média	2,18	0,86	0,10	1,76	1,28	0,08	1,36
	desvio	0,50	0,44	0,03	0,46	0,50	0,03	0,45
Condição: Referência: amostras após 14 dias de cura úmida Seca: amostras após 14 dias de cura úmida e após secagem em estufa até a constância de massa  P <sub>ad</sub> – carga adesional; d <sub>ad</sub> – deslizamento correspondente à carga adesional; τ <sub>ad</sub> – tensão cisalhante adesional; P <sub>fr</sub> – carga friccional; d <sub>fr</sub> – deslizamento correspondente à carga friccional; τ <sub>fr</sub> – tensão cisalhante friccional; P <sub>de</sub> – carga de decoesão (início)								

Os resultados (Figura 8.12 e Tabela 8.8) demonstraram que na condição seca mudanças expressivas ocorreram na resposta de arrancamento das amostras ensaiadas.

De forma geral o ramo da curva força de arrancamento *versus* deslizamento após o ponto de desvio da linearidade e antes do ponto de carga máxima apresentou-se mais prolongado, com rigidez semelhante ou não em relação às curvas de referência.

As curvas posicionaram-se superiormente em relação à referência, com aumentos expressivos da carga máxima de arrancamento (cerca de 93%), do deslizamento

adesional (cerca de 121%), da tensão adesional (cerca de 43%), da carga friccional (cerca de 80%) e do deslizamento friccional (cerca de 117%). A carga de decoesão aumentou de 0,81 para 1,36 N, correspondendo a um incremento de cerca de 68%. A tensão cisalhante friccional não variou de forma estatisticamente significativa, em relação à referência.

Após o fim do processo de decoesão da fibra a maioria das amostras demonstrou uma tendência para aumento do nível de carregamento (endurecimento), em comparação com as amostras de referência.

Não foram observados casos de fratura de fibra para as amostras ensaiadas na condição seca.

A secagem influenciou o comportamento de arrancamento através de 3 mecanismos:

(i) a água exerce um efeito lubrificante na interface, reduzindo a adesão e o atrito. A redução do teor de umidade através da secagem minimiza esse efeito, contribuindo para um melhor desempenho da interface;

(ii) a água exerce um efeito deletério na matriz, reduzindo as forças de coesão (de natureza mecânica, físico-química e eletrostática). A redução do teor de umidade minimiza esse efeito, contribuindo para a melhoria da aderência fibra-matriz;

(iii) as fibras vegetais são higroscópicas, absorvem água na etapa de produção dos compósitos e expandem em decorrência dessa absorção. Com o prosseguimento da secagem, as fibras retraem para posições próximas das originais, e como a pasta encontra-se endurecida, vazios são gerados ao longo da periferia da fibra, enfraquecendo a adesão e o atrito interfacial (Ghavami *et al.*, 1999).

Os resultados dos ensaios demonstraram a predominância dos mecanismos (i) e (ii), em detrimento do mecanismo (iii).

Tang *et al.* (2010) constataram aumento dos valores de carga (adesional e friccional) e de deslizamento (adesional e friccional) com a redução do teor de umidade (20.5%; 18.5%; 16.5%; 14.5%) em sistemas solo-fibras de polipropileno moldados com compactação. Os resultados obtidos por esses autores para fibras sintéticas demonstraram a mesma tendência obtida nessa pesquisa para fibras naturais.

Potyondy (1961) realizou uma investigação abrangente do comportamento da interface incluindo vários tipos de materiais (aço, madeira, dentre outros) e o solo, identificando que o teor de umidade é um fator governante do atrito na interface. Conseqüentemente sistemas com menores teores de umidade apresentam maior atrito na interface, em função do aumento das forças de coesão e de sucção desenvolvidas no interior da

matriz. Cristais de dimensões coloidais (C-S-H e argilominerais) apresentam aumento das forças atrativas de Van Der Waals com a secagem, consequentemente aumentando a coesão do sistema.

Os trabalhos de Farrag e Griffin (1993) também relacionam a melhora das propriedades da interface com a redução do teor de umidade, corroborando os resultados dessa pesquisa.

Na Figura 8.13 é feito um comparativo do comportamento de arrancamento (fibras de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm) das amostras nas condições de referência (Figura 8.13 (a)) e saturada (Figura 8.13 (b)).

Na Tabela 8.9 é feito um comparativo dos parâmetros da interface correspondentes às condições ensaiadas. Os resultados correspondentes às amostras de referência foram apresentados anteriormente no item 8.3.1, porém para facilitar a comparação eles são reapresentados.

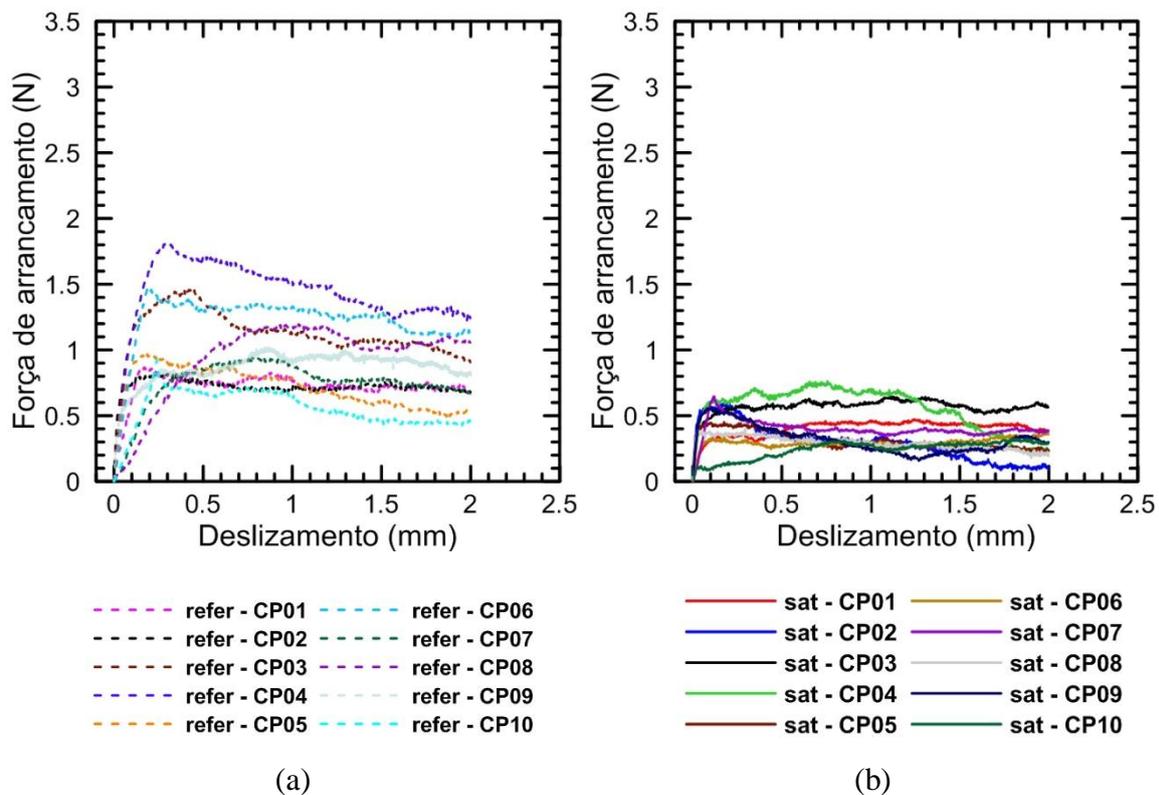


Figura 8.13 – Curvas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade (a) de referência e (b) saturada.

Tabela 8.9 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e amostras nas condições de umidade de referência e saturada.

Condição	CP	P <sub>ad</sub> (N)	d <sub>ad</sub> (mm)	τ <sub>ad</sub> (MPa)	P <sub>fr</sub> (N)	d <sub>fr</sub> (mm)	τ <sub>fr</sub> (MPa)	P <sub>de</sub> (N)
Referência	01	0,87	0,17	0,05	0,76	0,31	0,05	0,80
	02	0,82	0,31	0,05	0,71	0,75	0,04	0,55
	03	1,46	0,42	0,09	1,12	0,79	0,07	1,20
	04	1,81	0,29	0,11	1,67	0,49	0,10	-
	05	0,97	0,21	0,06	0,86	0,34	0,05	0,80
	06	1,47	0,19	0,10	1,36	0,25	0,09	-
	07	0,94	0,77	0,06	0,75	1,30	0,04	0,82
	08	1,20	1,00	0,10	1,00	1,40	0,09	1,00
	09	0,83	0,28	0,05	0,83	0,28	0,05	0,52
	10	0,90	0,24	0,05	0,73	0,28	0,04	-
	média	1,13	0,39	0,07	0,98	0,62	0,06	0,81
	desvio	0,34	0,28	0,03	0,32	0,43	0,02	0,24
Saturada	01	0,37	0,29	0,02	0,31	0,34	0,02	0,24
	02	0,59	0,19	0,02	0,33	0,40	0,01	0,42
	03	0,63	0,65	0,04	0,52	1,58	0,03	0,40
	04	0,70	0,33	0,03	0,65	0,40	0,03	0,45
	05	0,45	0,18	0,02	0,26	0,77	0,01	0,39
	06	0,30	0,10	0,01	0,27	0,44	0,01	0,28
	07	0,63	0,12	0,05	0,45	0,32	0,03	0,60
	08	0,39	0,03	0,02	0,35	0,12	0,01	0,35
	09	0,30	0,85	0,01	0,24	1,12	0,01	0,10
	10	0,55	0,10	0,03	0,40	0,36	0,02	0,44
	média	0,49	0,28	0,03	0,38	0,59	0,02	0,37
	desvio	0,15	0,27	0,01	0,13	0,45	0,01	0,14
Condição: Referência: amostras após 14 dias de cura úmida Saturada: amostras após 14 dias de cura úmida e após saturação em água até a constância de massa  P <sub>ad</sub> – carga adesional; d <sub>ad</sub> – deslizamento correspondente à carga adesional; τ <sub>ad</sub> – tensão cisalhante adesional; P <sub>fr</sub> – carga friccional; d <sub>fr</sub> – deslizamento correspondente à carga friccional; τ <sub>fr</sub> – tensão cisalhante friccional; P <sub>de</sub> – carga de decoesão (início)								

A saturação produziu mudanças muito expressivas no comportamento de arrancamento, das amostras, em relação às amostras de referência, com redução do desempenho da interface provocada pelo enfraquecimento da matriz (redução da coesão, da sucção e da resistência à tração) e enfraquecimento da adesão e do atrito entre a fibra e a matriz. As componentes adesional e friccional de carga e de tensão cisalhante, assim como a carga de decoesão, sofreram reduções na faixa de 55 a 65%. Os deslizamentos adesional e friccional não variaram de forma estatisticamente significativa. As amostras saturadas

apresentaram carga máxima de arrancamento de 0,49 N e tensões cisalhantes adesional e friccional de 0,03 MPa e 0,02 MPa, respectivamente. As curvas referentes às amostras saturadas posicionaram-se inferiormente às curvas das amostras de referência. De forma geral a rigidez no ramo linear-elástico manteve-se próxima à rigidez das amostras de referência e o ramo friccional apresentou declínio no nível do carregamento. Não foram observados casos de fratura de fibras para as amostras ensaiadas na condição saturada.

As curvas médias força de arrancamento *versus* deslizamento referentes às três condições de umidade estudadas e os respectivos parâmetros são mostrados na Figura 8.14 e na Tabela 8.10, respectivamente.

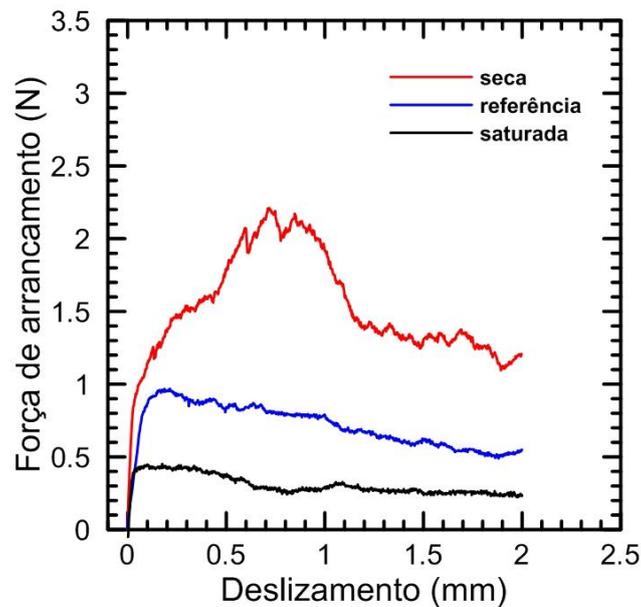


Figura 8.14 – Curvas típicas força de arrancamento *versus* deslizamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e condições de umidade de referência, seca e saturada.

Tabela 8.10 – Parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento para fibras individuais de sisal com comprimento de embebimento de 30 mm e condições de umidade de referência, seca e saturada. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Condição	$P_{ad}$ (N)	$d_{ad}$ (mm)	$\tau_{ad}$ (MPa)	$P_{fr}$ (N)	$d_{fr}$ (mm)	$\tau_{fr}$ (MPa)	$P_{de}$ (N)
Referência	1,13 (0,34)	0,39 (0,28)	0,07 (0,03)	0,98 (0,32)	0,62 (0,43)	0,06 (0,02)	0,81 (0,24)
Seca	2,18 (0,50)	0,86 (0,44)	0,10 (0,03)	1,76 (0,46)	1,28 (0,50)	0,08 (0,03)	1,36 (0,45)
Saturada	0,49 (0,15)	0,28 (0,27)	0,03 (0,01)	0,38 (0,13)	0,59 (0,45)	0,02 (0,01)	0,37 (0,14)

Condição:  
Referência: após 14 dias de cura úmida  
Seca: após 14 dias de cura úmida e secagem em estufa  
Saturada: após 14 dias de cura úmida e saturação em água

$P_{ad}$  – carga adesional;  $d_{ad}$  – deslizamento correspondente à carga adesional;  $\tau_{ad}$  – tensão cisalhante adesional;  $P_{fr}$  – carga friccional;  $d_{fr}$  – deslizamento correspondente à carga friccional;  $\tau_{fr}$  – tensão cisalhante friccional;  $P_{de}$  – carga de decoesão (início)

Nota-se a partir da Figura 8.14 e dos parâmetros da Tabela 8.10 que a saturação das amostras influenciou fortemente no comportamento de arrancamento. Para as condições de umidade extremas (condição seca e condição saturada) a carga máxima de arrancamento variou de 2,18 N a 0,49 N e as tensões cisalhantes de 0,10 MPa a 0,03 MPa (adesional) e 0,08 MPa a 0,02 MPa (friccional). Os deslizamentos adesional e friccional apresentaram variações estatisticamente significativas para a condição de secagem (em relação à referência), entretanto essa tendência não ocorreu para a condição de saturação.

O impacto negativo da saturação é devido principalmente a alguns aspectos relacionados à matriz e à interface (Li *et al.*, 2014):

- matriz: enfraquecimento das ligações entre as partículas sólidas por redução das forças de coesão e de sucção;
- interface: enfraquecimento da ligação fibra-matriz, prejudicando a adesão, o atrito e a eficiência da transferência de tensões e consequentemente reduzindo a capacidade da fibra de suportar cargas.

Li *et al.* (2014) obtiveram redução da resistência à tração com o aumento do teor de umidade (14.5%; 16.5%; 18.5%; 20.5%) para compósitos solo-fibras de polipropileno. Como o comportamento à tração é governado pelo desempenho da interface, conclui-se que os resultados obtidos por esses autores refletem a mesma tendência observada nessa pesquisa.

Tang *et al.* (2010) e Zhu *et al.* (2014) obtiveram decréscimos da tensão cisalhante adesional (0,18 MPa para 0,15 MPa) e da tensão cisalhante friccional (0,11 MPa para 0,05 MPa) quando o teor de umidade de sistemas solo-fibras de polipropileno aumentou de 14,5% para 20,5%. A redução das propriedades da interface com o aumento do teor de umidade obtida por esses autores corrobora os resultados desse trabalho.

### 8.3.5 – Análises microestruturais

As imagens obtidas por microscopia eletrônica de varredura possibilitaram a estimativa da área da seção transversal das fibras de sisal, utilizando o programa de tratamento de imagens ImageJ. Foi realizada uma micrografia para cada fibra submetida a ensaio de arrancamento. A partir da área obteve-se o raio, que foi usado nas Equações 8.1 e 8.2 para o cálculo das tensões cisalhantes interfaciais. O valor médio de todas as determinações de área foi de  $0,024 \pm 0,005 \text{ mm}^2$ , correspondendo ao raio de  $0,087 \pm 0,009 \text{ mm}$ . A Figura 8.15 ilustra uma etapa da obtenção da área da seção transversal da fibra com o auxílio do programa ImageJ.

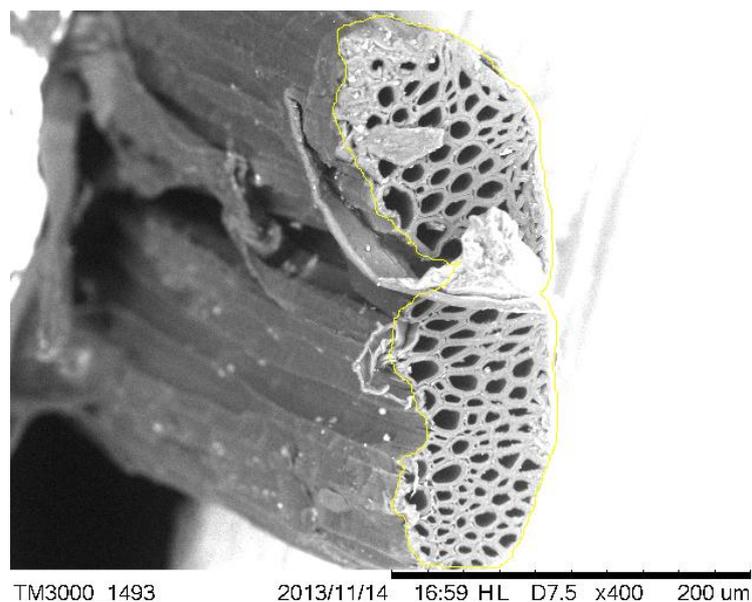


Figura 8.15 – Etapa da utilização do programa ImageJ para obtenção da área da seção transversal da fibra de sisal.

As observações microestruturais possibilitaram também a observação da morfologia da seção transversal e das características da superfície da fibra (vista longitudinal). Foi verificado que a seção transversal não é regular, podendo assumir formato de ferradura

(Figura 8.15) ou arco (Figura 8.16), e a superfície lateral da fibra é corrugada (Figuras 8.15 e 8.16).

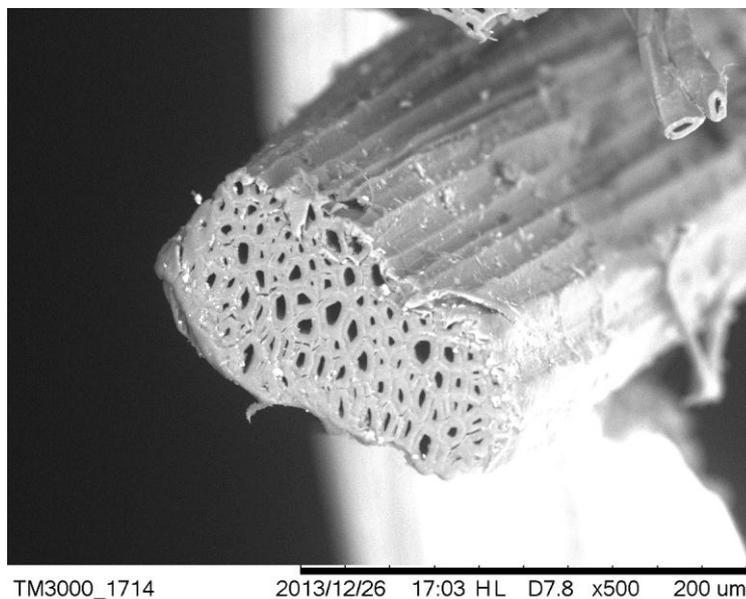


Figura 8.16 – Micrografia ilustrando a morfologia da seção transversal da fibra de sisal.

#### 8.4 – CONCLUSÃO

No Capítulo 8 foi realizada uma extensa campanha de ensaios de arrancamento em sistemas compósitos constituídos por uma matriz autoadensável de solo estabilizado e fibras de sisal. A composição da matriz foi mantida constante e foi investigada a influência dos seguintes fatores no comportamento de arrancamento: (i) do comprimento de embebedimento, para os valores de 10, 20 e 30 mm; (ii) da idade de cura, para as idades de 7, 14 e 28 dias; (iii) do teor de umidade, para as condições seca (0% de umidade) e saturada (100% de umidade).

Fez-se também uma avaliação da configuração das curvas força de arrancamento *versus* deslizamento e a caracterização do modo de fratura dos sistemas.

Os resultados experimentais obtidos conduziram às seguintes conclusões:

- Nos ensaios de arrancamento (comprimentos de embebedimento de 10, 20 e 30 mm, idade de cura de 14 dias) verificou-se que todos os sistemas ensaiados romperam por arrancamento de fibra.

• O padrão geral de comportamento demonstrado nas curvas força de arrancamento *versus* deslizamento (comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm, idade de cura de 14 dias) pode ser agrupado em três configurações, com um trecho inicial caracterizado por um rápido crescimento da carga (em relação aos deslizamentos) seguido de: (i) queda abrupta de carga acompanhada de uma outra queda mais gradual até níveis de carga mais baixos (10 mm), (ii) manutenção da carga ou um decréscimo de pequena magnitude (10, 20 e 30 mm), (iii) queda pequena e não abrupta, seguida de uma recuperação na capacidade de carga, até valores próximos ou superiores à carga máxima (10 mm). O comportamento apresentado pela maioria dos sistemas solo estabilizado-fibra foi do tipo (ii). O ponto de desvio de linearidade no ramo linear-elástico nem sempre ficou bem evidenciado.

• Em relação à influência do comprimento de embebimento, observou-se que o incremento de 10 para 20 mm produziu aumentos expressivos nas cargas adesional, friccional e de decoesão (na faixa de 80 a 130%), entretanto o incremento de 20 para 30 mm não produziu mudanças estatisticamente significativas nos parâmetros interfaciais. Os sistemas com comprimento de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura de 14 dias apresentaram carga máxima de arrancamento na faixa de 0,59 a 1,13 N, tensão cisalhante adesional na faixa de 0,07 a 0,10 MPa e tensão cisalhante friccional na faixa de 0,06 a 0,08 MPa.

• A evolução do tempo de cura de 7 para 28 dias (7, 14 e 28 dias) mantendo-se o comprimento de embebimento de 30 mm resultou em comportamentos similares para todas as idades ensaiadas. De forma geral ocorreu a manutenção dos parâmetros da interface (variação estatisticamente não significativa).

Para 7 dias de cura a carga máxima de arrancamento foi de 1,23 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,07 MPa e 0,06 MPa, respectivamente.

• Adotando-se como referência amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e após 14 dias de cura úmida, quando as amostras foram ensaiadas na condição seca ocorreram aumentos expressivos de todos os parâmetros interfaciais, exceto a tensão cisalhante friccional: (i) cargas adesional, friccional e de decoesão (cerca de 70 a 90%),

(ii) deslizamentos adesional e friccional (cerca de 120%) e (iii) tensão cisalhante adesional (cerca de 43%).

Para a condição seca a carga máxima de arrancamento foi de 2,18 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,10 MPa e 0,08 MPa, respectivamente.

• Adotando-se como referência amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e após 14 dias de cura úmida, quando as amostras foram ensaiadas na condição saturada ocorreram reduções expressivas de todos os parâmetros da interface (cerca de 57 a 67%), exceto os deslizamentos (adesional e friccional). Esse comportamento foi esperado, uma vez que a água exerce um efeito negativo na interface, funcionando como lubrificante e enfraquecendo a aderência interfacial, e um efeito negativo na matriz, reduzindo as forças de coesão e sucção.

Para a condição saturada a carga máxima de arrancamento foi de 0,49 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,03 e 0,02 MPa, respectivamente.

• As imagens obtidas por microscopia eletrônica de varredura forneceram uma área da seção transversal média das fibras de sisal de  $0,024 \text{ mm}^2 \pm 0,005 \text{ mm}^2$ . As micrografias mostraram que a seção transversal da fibra não é circular, apresentando forma de arco ou ferradura, e a superfície lateral é corrugada, e essas características morfológicas contribuem para uma melhor ancoragem mecânica da fibra na matriz.

## 9. CARACTERIZAÇÃO TERMOMECÂNICA DOS COMPÓSITOS SOLO-CIMENTO REFORÇADOS COM FIBRAS CURTAS DE SISAL

### 9.1 – INTRODUÇÃO

Os materiais compósitos podem sofrer redução de desempenho mecânico (resistência, rigidez, tenacidade, resistência e deformação pós-fissuração, ductilidade, modo de fratura) quando submetidos a temperaturas mais elevadas. As referidas temperaturas podem induzir modificações na fibra, na matriz e na interface fibra-matriz, e os efeitos globais dessas mudanças podem ser avaliados realizando-se ensaios mecânicos antes e após a exposição a essas temperaturas (Bentur e Mindess, 2007).

O solo, constituinte majoritário dos compósitos estudados nessa pesquisa, pode apresentar mudanças no seu comportamento mecânico induzidas por aumento de temperatura, e a extensão dessas mudanças depende de sua composição mineralógica (Kadali *et al.*, 2013).

As fibras de sisal apresentam estabilidade térmica até 250°C, e a partir dessa temperatura inicia-se um processo de decomposição de seus principais constituintes (celulose, hemicelulose e lignina) (Yang *et al.*, 1995; Martin *et al.*, 2009; Melo Filho, 2012). A resistência à tração da fibra diminui de cerca de 30% quando a temperatura é elevada de 30°C para 100°C (Chand *et al.*, 1993) e o grau de cristalinidade pode aumentar para temperaturas abaixo de 200°C (Yang *et al.*, 1995). Quando a temperatura é elevada até 200°C ocorre uma pequena perda de massa, da ordem de 2 a 3%, correspondente à perda de água absorvida pela fibra (Yang *et al.*, 1995 e Martin *et al.*, 2009).

A fase agregado das misturas estudadas corresponde à fração granular do solo (silte e areia) e apresenta composição mineralógica constituída principalmente por minerais de quartzo. O quartzo é estável até 573°C, e nessa temperatura muda de fase (quartzo  $\alpha$  para quartzo  $\beta$ ), ocorrendo expansão do material (Mehta e Monteiro, 2008).

Quando os materiais cimentícios são submetidos à elevação de temperatura até 300°C ocorre a perda da água livre, da água capilar e da água absorvida. A água interlamelar e a água quimicamente combinada do C-S-H são perdidas a partir de 300°C (Mehta e Monteiro, 2008).

O comportamento de misturas cimentícias quando expostas a temperaturas elevadas é influenciado por fatores tais como: (i) grau de hidratação, (ii) teor de umidade e porosidade dos constituintes (pasta, agregado, fibra), (iii) mineralogia do agregado, (iv) expansões térmicas diferenciais entre a pasta e o agregado, (v) microfissuração na zona de transição pasta-agregado e (vi) taxa de aquecimento (Mehta e Monteiro, 2008).

Os materiais à base de terra crua apresentam elevada inércia térmica (Goodhew e Griffiths, 2005; Martín et al., 2010) e essa característica os torna bastante apropriados para utilização em regiões de clima quente e seco, com grandes amplitudes térmicas diárias. Nessas regiões não é incomum a ocorrência de temperaturas durante o dia na faixa de 40°C a 50°C. Dentro desse contexto, os ensaios termomecânicos constituem uma ferramenta importante para avaliação do comportamento do material sob essas condições de temperaturas mais severas.

Não foram encontrados trabalhos na literatura abordando a influência de temperaturas elevadas no comportamento de compósitos solo-cimento reforçados com fibras vegetais. O Capítulo 9 tem como objetivo investigar o comportamento mecânico da matriz e dos compósitos (reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm) quando submetidos a temperaturas elevadas (40°C, 60°C, 80°C e 100°C).

A possível degradação da matriz e dos compósitos provocada pela exposição a temperaturas elevadas foi avaliada realizando-se ensaios de flexão em quatro pontos com os referidos materiais nas condições de referência (temperatura de 22°C) e de temperatura elevada (40°C, 60°C, 80°C e 100°C). Todos os ensaios foram realizados com as amostras quentes, na idade de 28 dias.

## **9.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **9.2.1 – Materiais e processamento**

#### **9.2.1.1 – Fibras de sisal**

As fibras de sisal foram caracterizadas no Capítulo 5, item 5.2.1.1.

#### **9.2.1.2 – Cimento, cinza volante, metacaulinita e solo**

Os referidos materiais foram caracterizados no Capítulo 3, item 3.2.1.1.

### **9.2.1.3 – Superplastificante**

O superplastificante utilizado foi descrito no Capítulo 3, item 3.2.1.2.

### **9.2.1.4 – Água**

A água usada na produção das misturas foi deionizada, evitando-se o uso da água de torneira proveniente do sistema de abastecimento, uma vez que apresentou elevado teor de ferro.

## **9.2.2 – Produção das misturas, moldagem e cura dos corpos de prova**

A mistura correspondente à matriz, com a composição definida na Tabela 3.11 do Capítulo 3, foi preparada de acordo com os procedimentos descritos no item 3.2.4 do Capítulo 3. O teor de superplastificante usado foi de 2,5%, conforme o item 4.3.1.1 do Capítulo 4.

Os procedimentos de produção dos compósitos estão descritos no Capítulo 5, item 5.2.2. Foram produzidas misturas reforçadas com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm. O teor de superplastificante usado foi de 4,0% (Tabela 5.2, Capítulo 5). Foram utilizados moldes prismáticos de dimensões internas 25 x 40 x 1,8 cm, e as amostras foram posteriormente subdivididas em placas de 10 x 40 x 1,8 cm. Foram produzidas 3 amostras para cada mistura. As amostras permaneceram na câmara úmida ( $T=21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ,  $\text{UR}=100\%$ ) até a idade de 28 dias.

## **9.2.3 – Comportamento termomecânico**

A matriz e os compósitos (reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm) foram submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos utilizando-se uma máquina de ensaios Shimadzu EM-EHF 300 kN acoplada a um forno. A Figura 9.1 (a) mostra o forno aberto e o dispositivo com quatro cutelos montado na máquina de ensaios. A Figura 9.1 (b) ilustra o forno fechado. A Figura 9.1 (c) corresponde a uma vista lateral do conjunto, mostrando a unidade de controle da temperatura.



(a)



(b)



(c)

Figura 9.1 – Configuração dos ensaios termomecânicos de flexão em quatro pontos: (a) amostra colocada no dispositivo de quatro cutelos, LVDT colocado centro do vão, forno aberto (b) forno fechado (c) vista lateral do conjunto e vista frontal da unidade de controle de temperatura.

As amostras foram ensaiadas na idade de 28 dias e nas condições de temperatura de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C. Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, a uma taxa de velocidade de 0,3 mm/min, utilizando-se uma célula de carga de 300 kN. O sistema de aquisição de dados, contínuo, registrou a carga e os deslocamentos no centro do vão, sendo os deslocamentos obtidos por meio de um

LVDT. Os ensaios foram conduzidos até o deslocamento de 8 mm. Os pontos de carga distavam entre si de 10 cm, e o vão entre apoios foi de 30 cm. A tensão equivalente de flexão foi calculada de acordo com a Equação 9.1:

$$\sigma = \frac{PL}{bh^2} \quad (\text{Equação 9.1})$$

Onde:

$\sigma$  – tensão equivalente de flexão;

$P$  – carga aplicada;

$L$  – vão entre apoios extremos (300 mm);

$b$  – largura da amostra (100 mm);

$h$  – altura da amostra (18 mm).

As amostras foram aquecidas sem carregamento, utilizando-se uma taxa de 1°C/min. Após atingir a temperatura desejada, o forno permanecia nessa temperatura durante uma hora, visando garantir uma distribuição homogênea de temperatura na amostra. Em seguida realizaram-se os ensaios de flexão a quente. Foram ensaiadas três amostras para cada condição de temperatura estudada.

#### **9.2.4 – Avaliação estatística dos dados experimentais**

Os resultados experimentais foram avaliados estatisticamente por análise de variância (ANOVA), ao nível probabilístico de 5% ( $p < 0,05$ ). A análise de variância admite como hipótese nula que os valores médios de todos os tratamentos são iguais. Caso essa hipótese seja rejeitada ( $f_{\text{calculado}} > f_{\text{tabelado}}$ ), utiliza-se o teste de Tukey para comparar a significância das médias de cada mistura contendo resíduo com a média da mistura de referência (Montgomery, 1997).

### **9.3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão e os parâmetros referentes aos ensaios a quente realizados com o material (matriz e compósitos reforçados com 1,0% de fibras de sisal com comprimento de 50 mm) são

apresentados na Figura 9.2 e na Tabela 9.1, respectivamente. Os valores de temperatura estudados foram de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C. Foram ensaiadas três amostras para cada condição de temperatura, na idade de 28 dias.

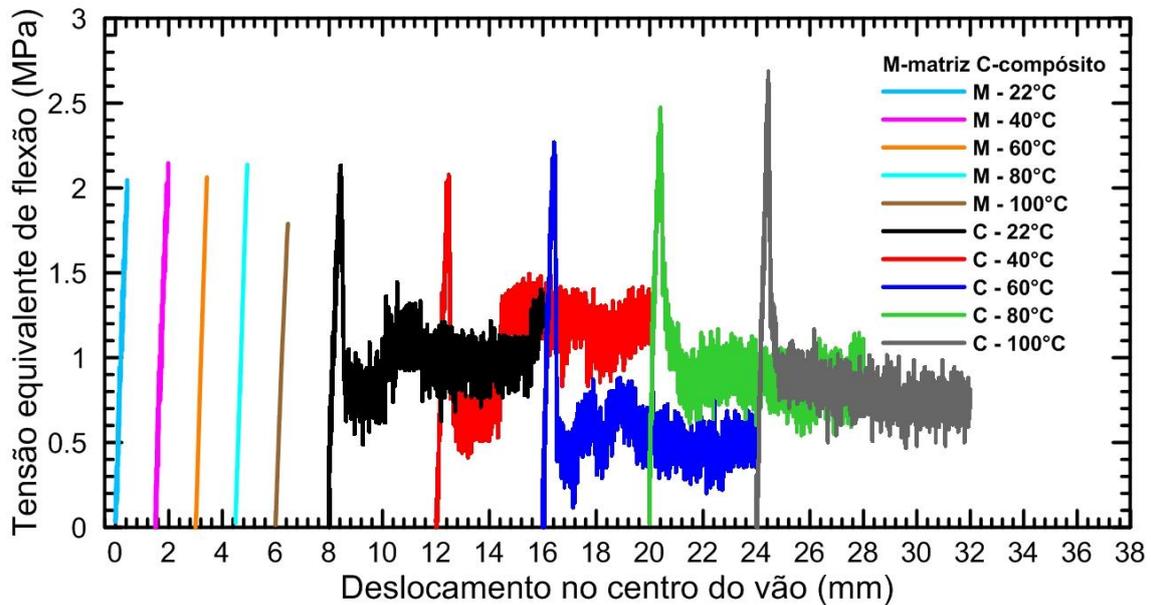


Figura 9.2 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para matrizes e compósitos reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm e temperaturas de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C.

Tabela 9.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão realizados com as amostras submetidas às temperaturas de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Amostra		$P_{rupt}$ (kN)	$\sigma_{rupt}$ (MPa)	$d_{rupt}$ (mm)	$\Delta\sigma$ (MPa)	$T_{rupt}$ (J)	$T_{d=4mm}$ (J)	$T_{d=8mm}$ (J)
Matriz	22°C	0,22 (0,03)	2,07 (0,27)	0,41 (0,06)	-	0,05 (0,01)	-	-
	40°C	0,23 (0,02)	2,16 (0,14)	0,45 (0,02)	-	0,06 (0,01)	-	-
	60°C	0,18 (0,03)	1,64 (0,31)	0,45 (0,03)	-	0,05 (0,01)	-	-
	80°C	0,13 (0,02)	1,25 (0,18)	0,29 (0,02)	-	0,02 (0,00)	-	-
	100°C	0,21 (0,04)	1,98 (0,38)	0,44 (0,07)	-	0,05 (0,02)	-	-
Comósito	22°C	0,25 (0,03)	2,35 (0,30)	0,42 (0,10)	1,00 (0,85)	0,06 (0,02)	0,48 (0,11)	0,95 (0,16)
	40°C	0,24 (0,04)	2,19 (0,39)	0,45 (0,10)	1,60 (0,66)	0,05 (0,03)	0,39 (0,11)	0,80 (0,34)
	60°C	0,25 (0,02)	2,29 (0,21)	0,40 (0,11)	1,84 (0,04)	0,06 (0,02)	0,34 (0,06)	0,64 (0,16)
	80°C	0,24 (0,04)	2,26 (0,41)	0,38 (0,03)	1,32 (0,06)	0,05 (0,01)	0,39 (0,10)	0,74 (0,18)
	100°C	0,23 (0,05)	2,13 (0,48)	0,43 (0,01)	1,47 (0,27)	0,05 (0,01)	0,30 (0,10)	0,54 (0,18)

$P_{rupt}$ =carga de ruptura;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=4mm}$ =tenacidade para deslocamento de 4 mm;  $T_{d=8mm}$ =tenacidade para deslocamento de 8 mm

### 9.3.1 – Matriz

Analisando os parâmetros apresentados na Tabela 9.1 para a matriz nota-se que quando a temperatura foi elevada de 22°C para os valores de 40°C, 60°C e 100°C não ocorreram mudanças estatisticamente significativas nos parâmetros obtidos, em relação à referência (temperatura de 22°C). A resistência à flexão variou de 1,64 a 2,16 MPa, o deslocamento na ruptura variou de 0,41 a 0,45 mm e a tenacidade calculada para o deslocamento de ruptura foi de 0,05 a 0,06 J.

Para a temperatura de 80°C ocorreu uma redução nos parâmetros obtidos, em relação à referência (temperatura de 22°C), porém deve-se levar em consideração que o desvio padrão dos ensaios é elevado. O aumento de temperatura de 22°C até 100°C não influenciou o modo de fratura da matriz, que foi do tipo frágil, com formação de uma

única fissura, e tensão caindo abruptamente para zero imediatamente após a sua fissuração (Figura 9.3 (a) (b) (c) (d) e (e)).

Resumindo pode-se verificar que a matriz apresentou um bom desempenho sob temperaturas elevadas, mantendo os parâmetros de resistência à flexão, de capacidade de deformação e de tenacidade (em relação à referência), assim como o modo de fratura.

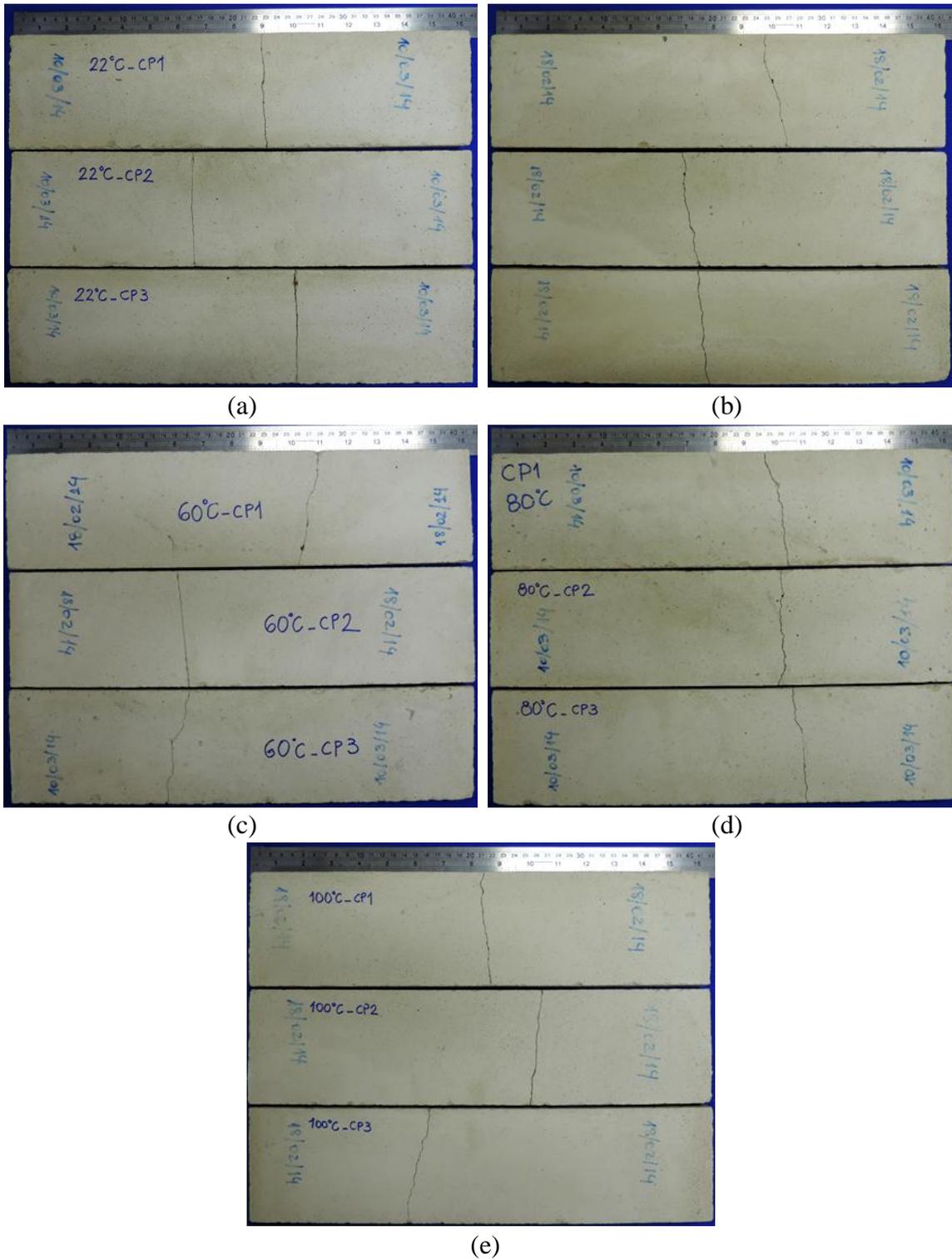


Figura 9.3 – Modo de fratura da matriz após os ensaios de flexão em quatro pontos sob temperaturas de (a) 22°C (referência), (b) 40°C, (c) 60°C, (d) 80°C e (e) 100°C.

### 9.3.2 – Compósito

Analisando as curvas tensão equivalente de flexão *versus* deslocamento no centro do vão para os compósitos nota-se que o comportamento sob todas as temperaturas estudadas foi de forma geral semelhante, apresentando resistência à flexão na faixa de 2,13 a 2,35 MPa, deslocamento na ruptura na faixa de 0,38 a 0,45 mm e tenacidade (calculada para o deslocamento de 8 mm) na faixa de 0,54 a 0,95 J.

A elevação de temperatura de 22°C até 100°C produziu mudanças estatisticamente significativas em relação à referência (22°C) somente para a tenacidade calculada para o deslocamento de 8 mm e temperatura de 100°C, que sofreu uma redução de cerca de 43% (0,95 J para 0,54 J). De forma geral ocorreu a manutenção das propriedades de resistência à flexão, de capacidade de deformação e de capacidade de absorção de energia, evidenciando a não degradação do compósito e o bom desempenho mecânico perante temperaturas elevadas. As fibras de sisal contribuem para o desempenho dos compósitos sob temperaturas elevadas, de acordo com Hernandez *et al.*, 1993.

Na condição de referência (22°C) os valores de resistência à flexão da matriz (2,07 MPa) e do compósito (2,35 MPa) não diferiram de forma significativa, significando que a presença de fibras não proporcionou aumento desse parâmetro.

O modo de fratura dos compósitos submetidos às temperaturas estudadas foi semelhante, caracterizado por uma ruptura dúctil, com formação de forma geral de uma única fissura, e uma capacidade adicional de suportar cargas e sofrer deslocamentos após a formação da primeira fissura (em relação ao material não reforçado) (Figura 9.4 (a) (b) (c) (d)).

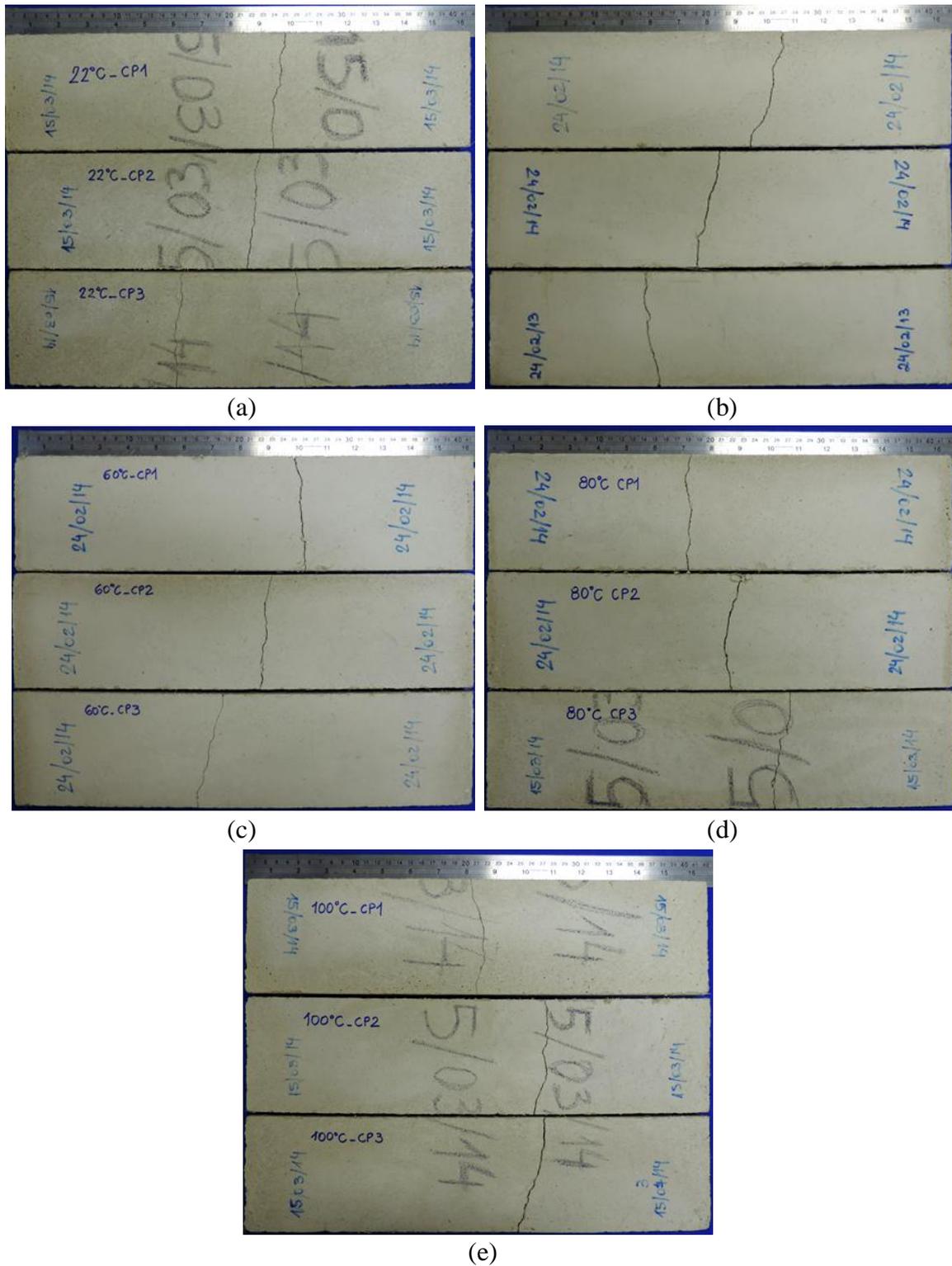


Figura 9.4 – Modo de fratura dos compósitos reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal com comprimento de 50 mm após os ensaios de flexão em quatro pontos sob temperaturas de (a) 22°C (referência), (b) 40°C, (c) 60°C, (d) 80°C e (e) 100°C.

## 9.4 – CONCLUSÃO

O Capítulo 9 investigou o comportamento termomecânico da matriz e dos compósitos reforçados com 1,0% de fibras curtas de sisal no comprimento de 50 mm. As misturas foram submetidas às temperaturas de 22°C (referência), 40°C, 60°C, 80°C e 100°C e ensaiadas à flexão em quatro pontos.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios algumas conclusões podem ser estabelecidas:

- Quando a matriz foi exposta a temperaturas superiores a 22°C as propriedades de resistência à flexão, deslocamento de ruptura e tenacidade (para o deslocamento de ruptura) de forma geral foram mantidas. A resistência à flexão variou de 1,25 MPa a 2,16 MPa, o deslocamento de ruptura variou de 0,29 a 0,45 mm e a tenacidade (calculada para o deslocamento de ruptura) variou de 0,02 a 0,06 J;
- Quando os compósitos foram expostos a temperaturas superiores a 22°C ocorreu a manutenção de todas as propriedades mecânicas, exceto a tenacidade calculada para o deslocamento de 8 mm na temperatura de 100°C. A resistência à flexão variou de 2,13 a 2,29 MPa, o deslocamento de ruptura variou de 0,38 a 0,45 mm e a tenacidade (calculada para o deslocamento de 8 mm) variou de 0,54 a 0,80 J. Esse fato evidencia que, de forma geral, os compósitos demonstraram um bom desempenho mecânico sob temperaturas elevadas, e isso amplia as possibilidades de uso desses materiais em aplicações em que as condições de temperatura são mais severas (como por exemplo nas regiões de clima quente e seco, com grandes amplitudes térmicas diárias e temperaturas muito elevadas durante o dia);
- A elevação de temperatura de 22°C para 100°C não produziu mudanças no modo de fratura da matriz e dos compósitos, em relação às misturas de referência. A matriz apresentou ruptura frágil enquanto os compósitos apresentaram ruptura dúctil, e ambas as misturas romperam de forma geral com formação de uma única fissura.

## 10. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 10.1 – CONCLUSÕES

Nesse trabalho compósitos solo-cimento autoadensáveis com incorporação de pozolanas e fibras curtas de sisal foram desenvolvidos e caracterizados. Os referidos compósitos, baseados em matérias primas abundantes na natureza, de baixo custo e de baixo impacto ambiental (terra crua e fibras de sisal), poderão ser usados como alternativa mais sustentável em relação aos materiais industrializados convencionais para aplicações que não necessitam de desempenho estrutural elevado (resistência à compressão mínima de 2,0 MPa).

No desenvolvimento do trabalho foi investigada a influência do reforço fibroso em vários aspectos relevantes do comportamento dos compósitos: (i) mecânico (compressão não confinada, tração direta, flexão em quatro pontos), (ii) físico (absorção total e capilar, retração por secagem, retração restringida), (iii) durabilidade (envelhecimento natural e envelhecimento acelerado), (iv) interface fibra-matriz e (v) termomecânico (temperaturas de 22°C a 100°C). Todos esses aspectos permitiram um entendimento mais abrangente das potencialidades e limitações do material pretendido, constituindo subsídios importantes para a sua aplicação da forma mais adequada.

Os materiais selecionados foram: solo, cimento, cinza volante, metacaulinita e superplastificante. A opção pela incorporação de pozolanas teve como objetivo consumir o hidróxido de cálcio gerado nas reações de hidratação do cimento, e que provoca a degradação das fibras de sisal.

O solo escolhido, conhecido como saibro, classificado como “SC” – areia argilosa (Sistema Unificado), apresentou características físicas, químicas e mineralógicas compatíveis com a estabilização com cimento. Sua composição granulométrica apresentou 35% de finos e 65% de material granular. O principal argilomineral é a caulinita, que não apresenta expansibilidade.

Após a seleção e a caracterização dos materiais foi realizada a dosagem da matriz, utilizando-se um método científico baseado no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) e implementado através do programa BétonlabPro3. O método

demonstrou ser uma ferramenta eficaz e versátil, permitindo a otimização da mistura granular de forma a alcançar propriedades pré-estabelecidas no estado fresco e no estado endurecido. O método forneceu para a mistura dosada um valor de compactação igual a 0,663 e um valor de resistência à compressão (28 dias) de 3,4 MPa. Ressalta-se que a resistência à compressão obtida experimentalmente foi de 3,33 MPa, valor praticamente coincidente com o previsto pela dosagem.

Os resultados de dosagem conduziram a uma mistura com 1.338 kg de solo, 192 kg de cimento, 19 kg de cinza volante, 19 kg de metacaulinita, 15,49 kg de dispersante e 461,35 kg de água. A relação água/material cimentício foi igual a 2,0. A relação água/solo foi igual a 34,47%, valor próximo ao limite de liquidez do solo. O teor de cimento foi igual a 14,35% (em relação à massa de solo seco). A elevada relação água/materiais cimentícios está relacionada à consistência mais fluida e à maior quantidade de finos nas misturas (cerca de  $700 \text{ kg/m}^3$ ), em especial os finos argilosos (cerca de  $120 \text{ kg/m}^3$ ).

A matriz apresentou elevada trabalhabilidade e estabilidade em relação à segregação e à exsudação, com valores de espalhamento da ordem de 600 mm e abatimento da ordem 250 mm. A resistência da matriz aos 28 dias sob condições de compressão uniaxial foi de 3,33 MPa e sob tração direta foi de 0,64 MPa. Foi observado um elevado ganho de resistência ao longo do tempo (até 126%), com os valores de resistência variando de 3,33 MPa (28 dias) para 7,52 MPa (240 dias), sendo esse ganho promovido pelas reações pozolânicas.

Os compósitos apresentaram resistência à compressão na faixa de 2,8 a 3,3 MPa, resistência à tração na faixa de 0,6 a 1,0 MPa e resistência à flexão na faixa de 1,3 a 1,8 MPa. A incorporação de fibras produziu aumentos expressivos da resistência à tração (comprimento de 20 mm), da resistência residual e da tenacidade, e mudança no modo de fratura do material, de frágil para dúctil.

A capacidade de absorção de água e o índice de vazios, determinados na idade de 28 dias, foram influenciados pela inserção de fibras, aumentando em relação às misturas não fibrosas. A absorção aumentou de 13,5% (22% para 25%) e o índice de vazios aumentou de 8,5% (35% para 38%). Esse comportamento está associado à natureza

higroscópica e hidrofílica das fibras de sisal. As fibras criam caminhos (na escala microestrutural) que facilitam o movimento da água no interior da matriz.

A absorção capilar da matriz e dos compósitos (reforçados com 0,5; 1,0 e 1,5% de fibras de sisal com 20 mm de comprimento, reforçados com 0,5 e 1,0% de fibras de sisal com 50 mm de comprimento) foi de 3,7 g/cm<sup>2</sup> ao final dos 130 dias de monitoramento. A absorção foi mais expressiva nos primeiros quatro dias, e a partir daí variou pouco.

O reforço fibroso influenciou a cinética de absorção, produzindo uma tendência de aumento da absorvidade no estágio 1 (de até 74%) e uma tendência de redução do ponto de transição (de até 30%), em relação às misturas não fibrosas. A absorvidade no estágio 1 variou de 0,6939 a 1,2056 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup> e a absorvidade no estágio 2 variou de 0,0028 a 0,0054 g.cm<sup>-2</sup>.h<sup>-1/2</sup>, para todas as misturas.

A absorção capilar das misturas foi influenciada pela porosidade total (conforme os resultados dos ensaios de absorção de água por imersão) e pela predominância de grandes capilares ( $\varnothing > 50$  nm) na estrutura de poros da matriz (conforme os resultados dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio). A incorporação de fibras produziu aumento na absorvidade no estágio 1 em função do aumento da porosidade total induzido pela natureza higroscópica das fibras.

A matriz apresentou retração por secagem ao fim de 130 dias de -8.285  $\mu\epsilon$  e perda de massa de -16%. Esse valor está diretamente relacionado ao elevado teor de finos da mistura (700 kg/m<sup>3</sup>, com finos argilosos representando 17% desse teor), à elevada relação água/materiais cimentícios (igual a 2,0), ao tamanho reduzido do agregado ( $\varnothing < 4,75$  mm) e à ausência de compactação na etapa de moldagem.

A inserção de fibras (teores de 0,5; 1,0 e 1,5%, comprimentos de 20 e 50 mm) reduziu a retração de até 31% (mistura com 1,5% de fibras com 20 mm de comprimento, ao final de 130 dias de monitoramento), em relação às misturas não reforçadas. O reforço fibroso contribuiu também para a redução da taxa e do tempo de estabilização da retração. As fibras com 20 mm de comprimento foram mais efetivas na redução da retração, em relação às fibras com 50 mm.

A influência das fibras no comportamento de retração está provavelmente associada a dois mecanismos: (i) a rigidez da fibra é cerca de 5 vezes superior à da matriz, e ela funcionou como uma restrição “rígida” se opondo às deformações e minimizando a retração, (ii) a natureza higroscópica das fibras induziu uma redistribuição da umidade

interna dos sistemas, contribuindo para o aumento da retração. Os efeitos (i) e (ii) são opostos, tendo ocorrido o predomínio do primeiro.

A retração de todas as misturas ao fim de 130 dias variou de  $-5.700 \mu\epsilon$  a  $-8.285 \mu\epsilon$ , e as perdas de massa variaram de 16% a 17%. A variação da perda de massa ao longo do tempo de cada mistura foi compatível com a sua variação de retração ao longo do tempo (quanto maior a retração demonstrada pela mistura maior a sua respectiva perda de massa). As taxas de retração foram acentuadas nos primeiros 50 dias, e depois variaram pouco.

O comportamento da matriz e dos compósitos (reforçados com 1,5% de fibras no comprimento de 20 mm) sob condições de retração restringida evidenciou a contribuição das fibras no sentido de aumentar a idade de fissuração (de até cerca de 65%) e reduzir a abertura das fissuras (de até 56,5%). Esse comportamento está relacionado com o aumento da resistência à tração do material e a diminuição da retração (magnitude, taxa, tempo para estabilização) promovidos pela fibra. O efeito de “ponte” exercido pelas fibras também contribuiu para a redução da abertura das fissuras.

Os compósitos (reforçados com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm) demonstraram retenção de suas propriedades mecânicas (resistência e tenacidade) ao final de 8 meses de envelhecimento natural, evidenciando a não degradação do reforço fibroso para o período de exposição estudado.

A resistência dos compósitos envelhecidos aumentou com o aumento do período de envelhecimento (4 para 8 meses), sendo esse comportamento governado pela matriz, que apresentou a mesma tendência. O aumento de resistência da matriz envelhecida pode estar relacionado a condições mais favoráveis (termoativação) para a hidratação do cimento e para as reações pozolânicas.

Ao final de 8 meses de envelhecimento natural, a resistência dos compósitos foi de 1,8 MPa e a tenacidade foi de 0,8 J (calculada para o deslocamento de 10 mm).

Os compósitos (reforçados com 1,0% de fibras de sisal no comprimento de 50 mm) mantiveram as suas propriedades de resistência e tenacidade ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado, evidenciando a não degradação do reforço fibroso para o número de ciclos estudado.

Os compósitos envelhecidos apresentaram aumento da resistência à flexão com o aumento do número de ciclos, e essa tendência também foi demonstrada pela matriz. O aumento de resistência da matriz envelhecida pode estar relacionado à densificação da matriz, por condições mais favoráveis para as reações de hidratação do cimento e para as reações pozolânicas (termoativação).

Ao final de 25 ciclos de envelhecimento acelerado os compósitos apresentaram resistência à flexão de 2,3 MPa e tenacidade de 0,8 J (calculada para o deslocamento de 10 mm).

Comparando a severidade dos processos de envelhecimento (natural e acelerado) conclui-se que para a matriz os processos foram equivalentes e para os compósitos o envelhecimento natural foi mais agressivo, resultando em menor resistência à flexão.

Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio mostraram que a estrutura de poros da matriz é constituída predominantemente por capilares grandes ( $0,05 < \varnothing < 10 \mu\text{m}$ ), que representam cerca de 80% do volume de poros total, e a porosidade média foi da ordem de 37% (28 dias).

A distribuição dos poros (predominância dos grandes capilares ( $\varnothing > 50 \text{ nm}$ )) influenciou negativamente a resistência à compressão do material (conforme os resultados dos ensaios de compressão não confinada) e aumentou a sua permeabilidade (conforme os resultados dos ensaios de absorção total e capilar).

O padrão geral de comportamento de arrancamento para os comprimentos de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura de 14 dias foi caracterizado por um trecho inicial com rápido crescimento da carga (em relação aos deslizamentos) até um valor máximo, seguido de tendência de manutenção do nível de carregamento ou queda de pequena magnitude. O ponto de desvio de linearidade no ramo linear-elástico nem sempre ficou bem evidenciado. Os sistemas estudados romperam por arrancamento de fibra.

Em relação à influência do comprimento de embebimento, observou-se que o incremento de 10 para 20 mm produziu aumentos expressivos nas cargas adesional, friccional e de decoesão (na faixa de 80 a 130%), entretanto o incremento de 20 para 30 mm não produziu mudanças estatisticamente significativas nos parâmetros interfaciais.

Os sistemas com comprimento de embebimento de 10, 20 e 30 mm e idade de cura de 14 dias apresentaram carga máxima de arrancamento na faixa de 0,59 a 1,13 N, tensão cisalhante adesional na faixa de 0,07 a 0,10 MPa e tensão cisalhante friccional na faixa de 0,06 a 0,08 MPa.

A evolução do tempo de cura de 7 para 28 dias (7, 14 e 28 dias) mantendo-se o comprimento de embebimento de 30 mm resultou em comportamentos similares para todas as idades ensaiadas. De forma geral ocorreu a manutenção dos parâmetros da interface (variação estatisticamente não significativa).

Para 7 dias de cura a carga máxima de arrancamento foi de 1,23 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,07 MPa e 0,06 MPa, respectivamente.

Adotando-se como referência amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e após 14 dias de cura úmida, quando as amostras foram ensaiadas na condição seca ocorreram aumentos expressivos de todos os parâmetros interfaciais, exceto a tensão cisalhante friccional: (i) cargas adesional, friccional e de decoesão (cerca de 70 a 90%), (ii) deslizamentos adesional e friccional (cerca de 120%) e (iii) tensão cisalhante adesional (cerca de 43%).

Para a condição seca a carga máxima de arrancamento foi de 2,18 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,10 MPa e 0,08 MPa, respectivamente.

Adotando-se como referência amostras com comprimento de embebimento de 30 mm e após 14 dias de cura úmida, quando as amostras foram ensaiadas na condição saturada ocorreram reduções expressivas de todos os parâmetros da interface (cerca de 57 a 67%), exceto os deslizamentos (adesional e friccional). Esse comportamento foi esperado, uma vez que a água exerce um efeito negativo na interface, funcionando como lubrificante e enfraquecendo a aderência interfacial, e um efeito negativo na matriz, reduzindo as forças de coesão e sucção.

Para a condição saturada a carga máxima de arrancamento foi de 0,49 N e as tensões cisalhantes adesional e friccional foram de 0,03 e 0,02 MPa, respectivamente.

De forma geral a matriz e os compósitos mantiveram suas propriedades mecânicas nos ensaios de flexão em quatro pontos realizados a quente nas temperaturas de 40°C, 60°C,

80°C e 100°C, em relação às amostras de referência (ensaiadas a quente na temperatura de 22°C).

Concluindo pode-se dizer que após o amplo programa de investigação experimental realizado foi possível obter um material de baixo impacto ambiental, baseado em fibras naturais e em terra crua, que pode ser usado como alternativa em relação aos materiais convencionais, para aplicações em alvenarias monolíticas não estruturais. A incorporação de fibras contribuiu efetivamente para a estabilidade dimensional, a estabilidade térmica, o aumento da resistência à tração e à fissuração e a melhoria das propriedades no estágio pós-fissuração (resistência residual, tenacidade, ductilidade, modo de fratura).

Com base nos estudos desenvolvidos recomenda-se o compósito reforçado com 1,0% de fibras de sisal de 50 mm de comprimento, por apresentar comportamento reológico compatível com a condição autoadensável e o desempenho otimizado em relação às características mecânicas e de durabilidade.

## **10.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

- . Com o objetivo de melhorar o desempenho das misturas estudadas (fibrosas e não fibrosas) em relação à absorção de água sugere-se a estabilização com cimento associada à adição de polímeros naturais ou sintéticos. A ação sinérgica desses dois aditivos químicos poderá promover uma melhoria das propriedades físicas que não foram otimizadas com a incorporação de fibras (absorção de água por imersão, absorção capilar, índice de vazios);
- . As misturas solo-cimento no estado fresco podem ser descritas como fluidos de Bingham, e nesse caso são necessários dois parâmetros para a caracterização do comportamento reológico (tensão de escoamento e viscosidade plástica). Sugere-se a realização de ensaios com o reômetro para a investigação do comportamento reológico;
- . Estudar o consumo do hidróxido de cálcio com a idade através de análises de termogravimetria e análises de termogravimetria derivada. O referido estudo torna-se

importante em função da possibilidade de degradação das fibras vegetais frente a esse agente químico;

- . Realizar ensaios de expansão e ensaios de permeabilidade (matriz e compósitos) visando complementar a caracterização do comportamento físico das misturas;
- . Investigar o comportamento térmico das misturas (matriz e compósitos) através de ensaios de calor específico e difusividade térmica, e através da determinação analítica da condutividade térmica;
- . Realizar ensaios de absorção de água por imersão após os ensaios mecânicos realizados com as amostras envelhecidas (sob condições naturais e aceleradas), a fim de obter informações sobre a influência dos processos de envelhecimento na absorção total, no índice de vazios e na massa específica;
- . Tratar as fibras de sisal usando impregnação com polímeros, e estudar a influência do tratamento no comportamento da interface e nos comportamentos mecânico e de durabilidade;
- . Obter o desempenho da matriz e dos compósitos para períodos de exposição ao intemperismo natural superiores a 8 meses e para um número de ciclos de envelhecimento acelerado superior a 25, de forma a complementar os estudos de durabilidade feitos nessa pesquisa;
- . Estudar o comportamento da interface para comprimentos de embebição superiores a 30 mm, de forma a complementar a campanha de ensaios realizada e identificar o comprimento crítico para os sistemas fibra-matriz adotados nessa pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland , 1986, *Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio*. São Paulo, SP. ABCP, ET-35, 51p.

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland , 1999, *Manual de Construção com Solo-cimento*. Convênio CEPED/BNH/URBIS/CONDER/PMC/OEA/CEBRACE. São Paulo, SP. ABCP, 4ª ed., MT-5, 114p.

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland, 1998, *Construção de Paredes Monolíticas de Solo-Cimento Compactado*. São Paulo, SP. ABCP, 3ª ed., BT-110, 16p.

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, 2004, *Dosagem das Misturas de Solo-Cimento – Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio*. São Paulo, SP. ABCP, 4ª ed., ET-35, 64p.

ACI – American Concrete Institute, 2009, *Report on Soil Cement*. Report ACI 230.1R-09, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Agopyan, V., Savastano Jr, H., John, V. M., Cincotto, M. A., 2005, “Developments on Vegetable Fibre–Cement Cased Materials in São Paulo, Brazil: an Overview”, *Cement & Concrete Composites*, v. 27, pp. 527–536.

Ahmad, F., Bateni, F., Azmi, M., 2010, “Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres”, *Geotextiles and Geomembranes*, v.28, pp. 93-99.

Aitcin, P-C., 2000, *Concreto de Alto Desempenho*. 1 ed. São Paulo, Editora Pini.

Alavéz-Ramírez R., Montes-García P., Martínez-Reyes, J., Altamirano-Juárez, D.C., Gochi-Ponce, Y., 2012, “The use of sugarcane bagasse ash and lime to improve the durability and the mechanical properties of compacted soil blocks”, *Construction and Building Materials*, v.34, pp. 296-305.

Aligizaki, K.K., 2006, *Pore Structure of Cement-Based Materials: testing, interpretation and requirements*. 1 ed. New York, NY, Taylor & Francis.

Allinson, D., Hall, M., 2010, “Hygrothermal analysis of a stabilised rammed earth test building in the UK”, *Energy and Buildings*, v.42, pp. 845-852.

AMVIC ICF – AMVIC Insulated Concrete Forms. *On-line*. Disponível na Internet via WWW. URL: <http://www.youtube.com/watch?v=pEOmrWBL77w>. Consultado em outubro 2012.

AS 2701.5: *Method for determination of consistency-slump test*. Standards Association of Australia, Australia, 1984.

AS 2733: *Concrete Masonry Units*. Standards Australia, Sydney, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, *Solo – Análise Granulométrica: NBR 7181 Versão Corrigida 1988*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984-a, *Solo – Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984-b, *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180 Versão Corrigida 1988*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986, *Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização: NBR 6457*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991, *Cimento Portland Composto: NBR 11578*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995, *Rochas e Solos: NBR 6502*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996, *Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão: NBR 7215 Versão corrigida 1997*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1998, *Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NBR NM 67*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001, *Agregado miúdo – Determinação da absorção de água: NBR NM 30*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003, *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova: NBR 5738*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003, *Agregados – Determinação da composição granulométrica: NBR NM 248*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005, *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica: NBR 9778 Versão Corrigida 2:2009*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007, *Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, *Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão: NBR 8522*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009, *Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente: NBR NM 52*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010, *Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams: NBR 15823-2*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, *Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento: NBR 12253*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, *Materiais para emprego em parede monolítica de solo-cimento sem função estrutural – Requisitos: NBR 13553*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade: NBR 9779*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012, *Cimento Portland – Análise química – Determinação de perda ao fogo: NBR NM 18*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014, *Materiais pozolânicos - Requisitos: NBR 12653*. Rio de Janeiro.

Ashour, T., Wu, W., 2010, “The influence of natural reinforcement fibers on erosion properties of earth plater materials for straw bale buildings”, *Journal of Building Appraisal*, v.5, n.4, pp. 329-340.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 1983, *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes: D2487*. Philadelphia, USA.

ASTM - American Society for Testing and Materials, 1989, *Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures: D559*. Philadelphia, USA.

ASTM - American Society for Testing and Materials, 1991, *Length change of hardened hydraulic-cement mortar and concrete: C157*. Philadelphia, USA.

ASTM - American Society for Testing and Materials, 2005, *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozolan for Use in Concrete: C618-05*. Philadelphia, USA.

ASTM - American Society for Testing and Materials, 2009-a, *Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage: C1581-09a*. Philadelphia, USA.

Aymerich, F., Fenu, L., Meloni, P., 2012, “Effect of reinforcing wool fibres on fracture and energy absorption properties of an earthen material”, *Construction and Building Materials*, v.27, pp. 66-72.

Azeredo, G. A., 2005, *Mise au Point de Procedures d'Essais Mecaniques sur Mortiers de Terre: Application a L'Etude de Leur Rheologie*. Tese de D.Sc., L'Institut National des Sciences Appliquees de Lyon, Lyon, França.

Azeredo, G.A., Morel, J-C, Lamarque, C-H, 2008, “Applicability of rheometers to characterizing earth mortar behavior. Part I: experimental device and validation”, *Materials and Structures*, v.41, pp. 1465-1472.

Bahar, R., Benazzoug, M., Kenai, S., 2004, “Performance of compacted cement-stabilised soil”, *Cement & Concrete Composites*, v.26, pp. 811-820.

Banfill, P. F. G., 1994, “Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials”, *Construction and Building Materials*, v.8, n.1, pp. 43-50.

Barbosa, N. P., Toledo Filho, R. D., Ghavami, K., “Construção com Terra Crua”. In: Toledo Filho, R. D., Nascimento, J. W. B., Ghavami, K. (eds), *Materiais Não Convencionais para Construções Rurais*, 1ª ed., capítulo 4, UFPB/SBEA, Campina Grande, Paraíba, Brasil, 1997.

Barbosa, N.P. e Ghavami, G., “Terra Crua para Edificações”. In: Isaia, G.C. (ed), *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*, 2ª ed., capítulo 48, São Paulo, IBRACON, 2010, v2.

Basha, E. A., Hashim, R., Mahmud, H. B., Muntohar, A. S., 2005, “Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement”, *Construction and Building Materials*, v.19, pp. 448-453.

Bentur, A., Mindess, S., 2007, *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. 2ª ed. Abingon, UK, Taylor & Francis.

Bertolini, L., Carsana, M. e Spada, M., 2010, "Filling of a flooded gypsum mine with a flowable soil-cement mix", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.22, n.6 (june), pp.628-636.

Binici, H., Aksogan, O., Shah, T., 2005, "Investigation of fibre reinforced mud brick as a building material", *Construction and Building Materials*, v.19, pp. 313-318.

Binici, H., Aksogan, O., Bodur, M.N., Akca, E., Kapur, S., 2007, "Thermal isolation and mechanical properties of fibre reinforced mud bricks as wall materials", *Construction and Building Materials*, v.21, n.4 (april), pp.901-906.

Bisanda, E. T. N., 2000, "The Effect of alkali treatment on the adhesion characteristics of sisal fibres", *Applied Composite Materials*, v.7, n.5-6 (nov), pp. 331-339.

Bischoff, P. H., Perry, S. H., 1991, "Compressive behavior of concrete at high strain rates", *Materials and Structures*, v.24, pp. 425-450.

Blondet, M., Garcia M. G. V., Brzev, S., Rubinos, A., 2011, "Eathquake-Resistant Construction of Adobe Building: a Tutorial". *On-line*.Disponível na Internet via WWW. URL: [http://www.world-housing.net/wp-content/uploads/2011/06/Adobe\\_Tutorial.pdf](http://www.world-housing.net/wp-content/uploads/2011/06/Adobe_Tutorial.pdf). Consultado em setembro 2012.

Bouhicha, M., Aouissi, F., Kenai, S., 2005, "Performance of composite soil reinforced with barley straw", *Cement & Concrete Composites*, v.27, n.5, pp. 617-621.

Bowles, J. E., 1988, *Foundation Analysis and Design*. 4 th ed., New York, McGraw-Hill Book Co..

Brooks, F. R., Udoeyo, F. F., Takkalapelli, K. V., 2011, "Geotechnical Properties of Problem Soils Stabilized with Fly Ash and Limestone Dust in Philadelphia", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.23, n.5, may, pp.711-716

Bryan, A. J., 1988, "Criteria for the Suitability of Soil for Cement Stabilization", *Building and Environment*, v.23, n.4, pp. 309-319.

BS 6073: *Precast Concrete Masonry Units*. British Standards Institution, London, 1981.

Bui, Q. B., Morel, J. C., Venkatarama Reddy, B. V., Ghayad, W., 2009, “Durability of rammed walls exposed for 20 years to natural weathering”, *Building and Environment*, v.44, pp. 912-919.

Bui, Q-B, Morel, J-C, 2009-a, “Assessing the anisotropy of rammed earth”, *Construction and Building Materials*, v.23, pp. 3005-3011.

Bui, Q-B., Hans, S., Morel, J-C., Do, A. P., 2011, “First exploratory study on dynamic characteristics of rammed earth buildings”, *Engineering Structures*, v.33, pp. 3690-3695.

Bui, Q-B, Morel, J-C, Hans, S., Walker, P., 2014, “Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth”, *Construction and Building Materials*, v.54, pp. 163-169.

Burroughs, S., 2008, “Soil Property Criteria for Rammed Earth Stabilization”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.20, n.3, 264-273.

Canovas, M. F., Selva, N. H., Kawiche, G. M., 1992, “New economical solutions for improvement of durability of Portland cement mortars reinforced with sisal fibres”, *Materials and Structures*, v.25, pp. 417-422.

Casagrande, M.D.T., 2005, *Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações*. Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

CEPED - Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Bahia, 1984, *Manual de Construção com Solo-Cimento*. Camaçari, BA. Convênio CEPED/BNH/ABCP, 147 p.

Chada, L.R., 1971, "A rapid method of assessing the cement requirement for the stabilization of soils", *Indian Concrete Journal*, v.45, n.7, pp. 298-314.

Chan, C., 2011, "Effect of Natural Fibers Inclusion in Clay Bricks: Physico-Mechanical Properties", *International Journal of Civil Environmental Engineering*, v.3, n.1, pp.51-57.

Chand, N., Hashmi, S.A.R., 1993, "Mechanical properties of sisal fibre at elevated temperatures", *Journal of Materials Science*, v.28, pp. 6724-6728.

Chang, C-F, Chen, J-W., 2006, "Development and Production of Ready-Mixed Soil Material", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.18, n.6 (December), pp. 792-799.

Ciancio, D., Gibbings, J., 2012, "Experimental investigation on the compressive strength of cored and molded cement-stabilized rammed earth samples", *Construction and Building Materials*, v.28, pp. 294-304.

Ciancio, D., Jaquin, P., Walter, P., 2013, "Advances on the assessment of soil suitability for rammed earth", *Construction and Building Materials*, v.42, pp.40-47.

Ciancio, D., Beckett, C.T.S., Carraro, J.A.H., 2014, "Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth", *Construction and Building Materials*, v.53, pp.59-65.

Consoli, N.C., Vendruscolo, M.A., Fonini, A., Rosa, F.D., 2009, "Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range", *Geotextiles and Geomembranes*, v.27, n.3 (june), 196-203.

Consoli, N. C., Bassani, M. A. A., Festugato, L., 2010, "Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils", *Geotextiles and Geomembranes*, v.28, n.4, pp. 344-351.

Consoli, N.C., Zortéa, F., Souza, M., Festugato, L., 2011, “Studies on the Dosage of Fiber-Reinforced Cemented Soils”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.23 (dec) n.12 pp. 1624-1632.

Consoli, N. C., Festugato, L., Da Rocha, C. G., Cruz, R. C., 2013, “Key parameters for strength control of rammed sand-cement mixtures: influence of types of portland cement”, *Construction and Building Materials*, v.49, pp. 591-597.

Consoli, N.C., Da Rocha, C.G., Silvani, C., 2014, “Devising dosages for soil-fly ash-lime blends based on tensile strength controlling equations”, *Construction and Building Materials*, v.55, pp. 238-245.

Cordeiro, G.C., 2006, *Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Cristelo, N., Glendinning, S., Miranda, T., Oliveira, D., Silva, R., 2012, “Soil Stabilization using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction”, *Construction and Building Materials*, v.36 (nov), pp. 727-735.

Da Rocha, C. G., Consoli, N.C., Johann, A.D.R., 2014, “Greening stabilized rammed earth: devising more sustainable dosages based on strength controlling equations”, *Journal of Cleaner Production*, v.66, pp. 19-26.

Degirmenci, N., Baradan, B., 2005, “Chemical resistance of pozzolanic plaster for earthen walls”, *Construction and Building Materials*, v.19, pp. 536-542.

De Larrard, F., 1999, *Concrete Mixture Proportioning*. London, E&FN SPON.

Delgado, M. C. J., Guerrero, I. C., 2007, “The selection of soils for unstabilised earth building: a normative review”, *Construction and Building Materials*, v.21, pp. 237-251.

DNER, 1996, *Classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos de prova compactados em equipamentos miniatura*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, CLA-259. São Paulo, SP.

EFNARC: *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*. The European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, [www.efnarc.org](http://www.efnarc.org), 68 pag, May 2005.

Eko, R. M., Offa, E. D., Ngatcha, T. Y., Minsili, L. S., 2012, “Potencial of salvaged steel fibers for reinforcement of unfired earth blocks”, *Construction and Building Materials*, v.35, pp. 340-346.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, 1997, *Manual de Métodos de Análise de Solo*. 2ed. Rio de Janeiro, Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – Centro Nacional de Pesquisa de Solos, EMBRAPA-CNPS.

Farrag, K. A., Griffin, P., 1993, *Pull-out testing of geogrids in cohesive soils*. In: Cheng, S. C. J. (Ed.), *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*, ASTM STP 1190, , pp. 76-89, Philadelphia.

Felekoglu, B., 2008, “A comparative study on the performance of sands rich and poor in fines in self-compacting concrete”, *Construction and Building Materials*, v.22, pp. 646-654.

Ferraris, C., De Larrard, F., 1998, “Testing and Modelling of Fresh Concrete Rheology”, National Institute of Standards and Technology Internal Report 6094.

Ferreira, S. R., 2012, *Influência da Hornificação na Aderência Fibra-Matriz e no Comportamento de Compósitos Cimentícios Reforçados com Fibras Curtas de Sisal*. Dissertação de M.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, Bahia, Brasil.

Feuerharmel, M. R., 2000, *Comportamento de Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul,

Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

Fidelis, M. E. A., 2012, *Desenvolvimento e Caracterização Mecânica de Compósitos Cimentícios Têxteis Reforçados com Fibras de Juta*. Proposta de Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, setembro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Fitzmaurice, R., 1958, *Manual on Stabilised Soil Construction for Housing*. New York, United Nations.

Fontes, C.M.A., 2008, *Utilização das cinzas de lodo de esgoto e de resíduo sólido urbano em concretos de alto desempenho*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Formagini, S., 2005, *Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Galán-Marín C., Rivera-Gómez, C., Petric, J., 2010, “Clay-based composite stabilized with natural polymer and fibre”, *Construction and Building Materials*, V.24, pp. 1462-1468.

George, K.P., 2002, “Minimizing Cracking in Cement-Treated Materials for Improved Performance”, RD123, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

Ghavami, K., Toledo Filho, R.D., Barbosa, N.P., 1999, “Behaviour of composite reinforced with natural fibres”, *Cement & Concrete Composites*, v.21, n.1, pp.39-48.

Gomes, M. I., Lopes, M., Brito, J., 2011, “Seismic resistance of earth construction in Portugal”, *Engineering Structures*, v.33, pp. 932-941.

Gonçalves, J. P., 2005, *Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental contendo argila calcinada e areia artificial*. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Gram, H.E., 1983, *Durability of natural fibers in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Research Fo. 1:83, Stockholm, 255 pp.

Grande, F. M., 2003, *Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.

Guettala, A., Abibsi, A., Houari, H., 2006, “Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure”, *Construction and Building Materials*, v.20, pp. 119-127.

Hakimi, A., Ouissi, H., Kortbi, E., Yamani, N., 1998, “Um test d’humidification-séchage pour les blocs de terre comprimée et stabilisée au ciment”, *Materials and Structures*, v.31, january-february, pp. 20-26.

Hall, C., 1989, “Water absorption of mortars and concretes: a review”, *Magazine of concrete in Research*, v.41, n.147, pp. 51-61.

Hall, M., Djerbib, Y., 2004, “Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency”, *Construction and Building Materials*, v.18, pp. 281-286.

Hall, M., Djerbib, Y., 2004-a, “Moisture ingress in rammed earth: Part 1 – the effect of soil particle-size distribution on the rate of capillary suction”, *Construction and Building Materials*, v.18, pp. 269-280.

Hall, M., Djerbib, Y., 2006, “Moisture ingress in rammed earth: Part 2 – the effect of soil particle-size distribution on the absorption of static pressure-driven water”, *Construction and Building Materials*, v.20, n.6, pp. 374-383.

Hall, M., Djerbib, Y., 2006-a, “Moisture ingress in rammed earth: Part 3 – sorptivity, surface receptiveness and surface inflow velocity”, *Construction and Building Materials*, v.20, n.6, pp. 384-395.

Hall, M. R., 2007, "Assessing the environmental performance of stabilized rammed earth walls using a climatic simulation chamber", *Building and Environment*, v.42, pp. 139-145.

Hall, M., Allinson, D., 2009, "Analysis of the hygrothermal functional properties of stabilised rammed earth materials", *Building and Environment*, v.44, pp. 1935-1942.

Hamilton, H. R., McBride, J., Grill, J., 2006, "Cyclic testing of rammed earth walls containing post-tensioned reinforcement", *Earthquake Spectra*, v.22, n.4, pp. 937-959.

Head, K. H., 1986, *Manual of Soil Laboratory Testing*. First Edition. Vol. 3, London, Ele International Limited.

Heathcote, K.A., 1995, "Durability of earthwall buildings", *Construction and Building Materials*, v.9, n.3, pp. 185-189.

Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A., 2012, "A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers", *Construction and Building Materials*, v.30 (may), pp. 100-116.

Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A., 2013, "Shear Modeling of Fiber Reinforced Soil Composite on the Base of Fiber Pull-out Test", *Fibers and Polymers*, v.14, n.2, pp. 277-284.

Hernandez O.F., Oteiza, I.D, Villanueva, L., 1993, "Fire behaviour of sisal short fibres reinforced gypsum". In: Miraveter A, editor. *Proceedings of the Ninth International Conference on Composite Materials (ICCM/9)*, v.5, composites behaviour, pp. 951-957, Madrid, 12-16 July.

Horpibulsuk, S., Rachan, R., Raksachon, Y., 2009, "Role of fly ash on strength and microstructure development in blended cement stabilized silty clay", *Soils and Foundations*, v.49, n.1, pp. 85-98.

Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., 2011, "Assessment of strength development in blended cement admixed Bangkok clay", *Construction and Building Materials*, v.25, pp. 1521-1531.

Horpibulsuk, S., Phetchuay, C., Chinkulkijniwat, A., 2012, "Soil Stabilization by Calcium Carbide Residue and Fly Ash", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.24, n.2, pp.184-93.

Hossain, K.M.A., Mol, L., 2011, "Some engineering properties of stabilized clayey soils incorporating natural pozolans and industrial wastes", *Construction and Building Materials*, v.25, n.8 (august), pp. 3495-3501.

Houben, H. e Guillaud, H., 1994, *Earth Construction*. 1<sup>a</sup> ed .UK, Pratical Action Publishing.

Islam, M. S., Iwashita, K., 2010, "Earthquake Resistance of Adobe Reinforced by Low Cost Traditional Materials", *Journal of Natural Disaster Science*, v.32, n.1, pp. 1-21.

ISO – International Organization for Standardization, 2005, *Pore size distribution and porosity of solid materials by mercury porosimetry and gas absorption – Part 1: Mercury porosimetry: ISO 15901-1*. Geneva, Switzerland.

Jaquin, P. A., Augarde, C. E., Gallipoli, D., Toll, D. G., 2009, "The strength of unstabilised rammed earth materials", 2009, *Géotechnique*, v.59, n.5, pp. 487-490.

Jayasinghe, C., Kamaladasa, N., 2007, "Compressive strength characteristics of cement stabilized rammed earth walls", *Construction and Building Materials*, v.21, pp. 1971-1976.

Kadali, S., Sharma, S., Singh, D.N., 2013, "Application of nanoindentation to establish influence of heat on soils", *Engineering Geology*, v.162, pp. 14-21.

Kaniraj, S.R., Havanagi, V., 1999, "Compressive strength of cement stabilized fly ash-soil mixtures", *Cement and Concrete Research*, v.29, n.5 (may), pp.673-677.

Kantro, D. L., 1980, "Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste - a miniature slump test", *Cement, Concrete, and Aggregates*, v.2, n.2, Winter, pp. 95-108.

Karsten R., 1983, *Bauchemie für Studium und Praxis*. 7th ed. Haslach, Lüdicke.

Khayat, K.H., 2000, "Optimization and performance of air-entrained, self-consolidating concrete." *ACI Materials Journal*, september-october, pp. 596-605.

Khazanchi, A.C., Saxena, M., Rao, T.C., 1990, "Material Science of natural organic fibres reinforced composites in polymer-cement-mud matrix for construction engineering". In: *Proceedings of the international symposium of textile composites in building construction*, pp. 69-76, France.

Khedari, J., Watsanasathaporn, P., Hirunlabh, J., 2005, "Development of fibre-based soil-cement block with low thermal conductivity", *Cement and Concrete Composites*, v.27, n.1 (January), pp.111-116.

King, C., Richardson, M., McEniry, J., O'Kiely, P., 2013, "Potential use of fibrous grass silage press-cake to minimise shrinkage cracking in low-strength building materials", *Biosystems Engineering*, v.115, pp. 203-210.

Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., Karahalios, A., 2005, "Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement, *Cement and Concrete Composites*, v.27, n.2 (february), pp.301-313.

Kolovos, K.G., Asteris, P.G., Cotsovos, D.M., Badogiannis, E., Tsivillis, S., 2013, "Mechanical properties of soilcrete mixtures modified with metakaolin", *Construction and Building Materials*, v.47, pp. 1026-1036.

Kouaku, C.H., Morel, J.C., 2009, "Strength and elasto-plastic properties of non-industrial buildings materials manufactured with clay as a natural binder", *Applied Clay Science*, v.44, n. 1-2 (april), pp. 27-34.

Le Roux A., 1969, Traitement des sols argileux par la chaux. In: Bulletin Liaison Laboratoire Routiers Ponts et Chaussées, number 40 in 653, pages 59-96, sep-oct.

Lei, L., Plank, J., 2012, “A concept for a polycarboxylate superplasticizer possessing enhanced clay tolerance”, *Cement and Concrete Research*, v.42, pp.1299-1306.

Li, C., Zornberg, G., 2013, “Mobilization of Reinforcement Forces in Fiber-Reinforced Soil”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.139, n.1, January 1, pp. 107-115.

Li, J., Tang C., Wang, D., Pei, X., Shi, B., 2014, “Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v.6, pp. 133-137.

Lima, P.R.L., 2004, *Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lopes, L.S.E., 2011, *Análise do Comportamento Mecânico e Ambiental de Misturas Solo-Cinzas de Carvão Mineral para Camadas de Base de Pavimentos*. Dissertação de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lourenço, P.B., 1999, *Dimensionamento de Alvenarias Estruturais*. Relatório 99-DEC/E-7, 76 páginas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Maher, M.H., Gray, D.H., 1990, “Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.116, n.11, pp.1661-1677.

Maher, M.H., Ho, Y.C., 1994, Mechanical Properties of Kaolinite/Fiber Soil Composite, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.8, pp.1381-1393.

Maniatidis, V., Walker, P., 2003, *A Review of Rammed Earth Construction*. Natural Building Technology Group, Department of Architecture & Civil Engineering, University of Bath, UK, 109 p.

Marangon, E., 2006, *Desenvolvimento e Caracterização de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Marangon, M., 2009, Apostila UFJF, Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações. *On-line*. Disponível na Internet via WWW.URL:

<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1lculo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>. Consultado em maio 2013.

Marangon, E., 2011, *Caracterização material e estrutural de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Martin, A.R., Martins, M.A., Mattoso, L.H.C., Silva, O.R.R.F., 2009, “Caracterização Química e Estrutural de Fibra de Sisal da Variedade Agave Sisalana”, *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v. 19, n.1, pp. 40-46.

Mattone, R., 2005, “Sisal fibre reinforced soil with cement or cactus pulp in bahareque technique”, *Cement and Concrete Composites*. v.27, n.5 (may), pp. 611-616.

McGown, A., Andrawes, K.Z., Al-Hasani, M.M., 1978, “Effect of inclusion properties on the behavior of sand”, *Géotechnique*, v.28, n.3, pp.327-346.

Medjo E.R., Riskowski, G., 1994, “Effects of fibers and cement on the mechanical behavior of soil-cement reinforced with sugar cane bagasse”, *Housing Science*, v.18, n.2, pp.79-89.

Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M., 2008, *Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 3ª ed. São Paulo, Ibracon – Instituto Brasileiro do Concreto.

Melo Filho, J.A., 2005, *Desenvolvimento e caracterização de laminados cimentícios reforçados com fibras longas de sisal*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Melo Filho, J.A., 2012, *Durabilidade Química e Térmica e Comportamento Mecânico de Compósitos de Alto Desempenho Reforçados com Fibras de Sisal*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Mercado, M.C., 1990, *Solo-Cimento: Alguns Aspectos Referentes à sua Produção e Utilização em Estudo de Caso*. Dissertação de Mestrado, FAU USP, São Paulo, SP, Brasil.

Mesbah, A., Morel, J.C., Walker, P., Ghavami, Kh., 2004, “Development of a Direct Tensile Test for Compacted Earth Blocks Reinforced with Natural Fibers”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.16, n.1 (February), pp.95-98.

Mesbah, A., Morel, J.C. e Olivier, M., 1999, “Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique: détermination des paramètres pertinents”, *Materials and Structures*, v.32, November, pp. 687-694.

Metacaulim - Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio. *On-line*. Disponível na Internet via [WWW.URL:http://www.metacaulim.com.br/prod\\_meta\\_ultra\\_info\\_tec.htm](http://www.metacaulim.com.br/prod_meta_ultra_info_tec.htm). Consultado em novembro de 2012.

Miccoli, L., Müller, U., Fontana, P., 2014, “Mechanical behaviour of earthen materials: a comparison between earth block masonry, rammed earth and cob”, *Construction and Building Materials*, v.61, pp. 327-339.

Mindess, S., Young, J.F., Darwin, D., 2002, *Concrete*. 2<sup>nd</sup> edition. Englewood Cliffs, NJ, USA, Prentice Hall.

Minke, G., 2001. *Construction manual for earthquake-resistant houses built of earth*. GATE-BASIN Building Advisory Service and Information Network, p. 51.

Minke, G., 2010, *Manual de construcción en tierra. La tierra como material de construcción en la arquitectura actual*. 2 ed. Teruel, Espanha, EcoHabitar S. L.

Mohanty, A.K., Misra, M., Hinrichsen, G., 2000, “Biofibres, biodegradable polymers and biocomposites: an overview”, *Macromolecular Materials and Engineering*, v.276-277, n.1, pp.1-24.

Montardo, J. P., 1999, *Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Cimento-Fibra: Estudo do Efeito das Propriedades dos Materiais Constituintes*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

Montgomery, D. C., 1997, *Design and Analysis of Experiments*. 4 th ed. New York, John Wiley & Sons Inc..

Morel, J. C., Mesbah, A., Oggero, M., Walker, P., 2001, “Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction”, *Building and Environment*, v.36, pp. 1119-1126.

Nehdi, M.L., 2014, “Clay in cement-based materials: Critical overview of state-of-the-art”, *Construction and Building Materials*, v.51, pp. 372-382.

Norvell, J.K., Stewart, J.G., Juenger, M.C.G., Fowler, D.W., 2007, “Influence of Clays and Clay-Sized Particles on Concrete Performance”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.19, n.12, pp.1053-1059.

Ogunye F. O., Boussabaine, H., 2002, “Diagnosis of assessment methods for weatherability of stabilized compressed soil blocks”, *Construction and Building Materials*, v.16, pp. 163-172.

Oliveira, R. F. V., 2011, *Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos*. Dissertação de M.Sc., Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.

Pacheco-Torgal, F., Jalali, S., 2012, “Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction”, *Construction and Building Materials*, v.29, april, pp.512-519.

Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J.A., 2013, “The future of construction materials research and the seventh UN Millennium Development Goal: A few insights”, *Construction and Building Materials*, v.40, pp. 729-737.

PCA – Portland Cement Association, 1971, *Testing of plastic soil-cement*. In: Soil-cement Laboratory Handbook, Illinois, PCA, Engineering Bulletin, pp. 44-45.

Pinto, C.S., 1980, *Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento*. São Paulo, SP. 4ª ed., ABCP, 22p.

Pinto, C. S., 2000, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 1ª ed. São Paulo, SP, Oficina de Textos.

Pinto, A.R.A.G., 2008, *Fibras de curauá e sisal como reforço em matrizes de solo*. Dissertação de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Pkla, A., Mesbah, A., Rigassi, V., Morel, J.C., 2003, “Comparaison de méthodes d’essais de mesures des caractéristiques mécaniques des mortiers de terre”, *Materials and Structures*, v.36, march, pp. 108-117.

Potyondy, J.G., 1961, “Skin friction between various soils and construction materials”, *Géotechnique*, v.11, n.4, pp. 339-353.

Pozo Fly® - Comércio de Cinzas Lima Ltda. *On-line*. Disponível na Internet via WWW. URL: <http://www.pozofly.com.br>. Consultado em novembro de 2012.

Prabakar, J., Sridhar, R.S., 2002, “Effect of random inclusion of sisal fibre on the strength behavior of soil”, *Construction and Building Materials*, v.16. pp. 123-131.

Prabakar, J., Dendorkar, N., Morchhale, R.K., “Influence of fly ash on strength behavior of typical soils”, 2004, *Construction and Building Materials*, v.18, n.4 (may), pp.263-267.

Quagliarini, E., Lenci, S., 2010, “The influence of natural stabilizers and natural fibres on the mechanical properties of ancient Roman adobe bricks”, *Journal of Cultural Heritage*, v.11, pp. 309-314.

Quagliarini, E., Stazi, A., Pasqualini, E., Fratolocchi, E., 2010, “Cob Construction in Italy: some Lessons from the Past”, *Sustainability*, v.2, pp. 3291-3308.

Quispe, C.C., 2013, *Comportamento de um solo argiloso estabilizado com cinzas de resíduo sólido urbano sob carregamento estático*. Dissertação de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Rodrigues, M.G.M., 1992, *Contribuição ao estudo do método físico-químico de dosagem do solo-cimento*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Romano, R. C. O., Torres, D. R., Fujii, A. L. e Pileggi, R. G., 2012, *Impacto da Distribuição Granulométrica dos Agregados nas Propriedades de Argamassas Aditivadas com Incorporador de Ar*. 4º Congresso Português de Argamassas e ETICS, Associação Portuguesa de Fabricantes de Argamassas e ETICS, 29 e 30 março, comunicação 17/2012, Coimbra, Portugal.

Roncero, J., 2000, *Effect of Superplasticizers on the Behavior of Concrete in the Fresh and Hardened States: Implications for High Performance Concrete*. Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 189 pages.

Salgado, F. A., 2010, *Análise Macro-Mecânica do Comportamento da Terra como Revestimento Externo, com ou sem Reforço de Fibras Vegetais*. Tese de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, DEC-PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Santiago, G.A., 2011, *Estudo do Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Fibras Vegetais Impermeabilizadas com Solução de Poliestireno Expandido (EPS) e Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)*. Tese de D. Sc., Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil.

Santos, P.S., 1975, *Tecnologia das argilas. Volume 1: Fundamentos*. São Paulo, Edgard Blücher Ltda e Editora da Universidade de São Paulo.

Savastano Jr. H., Dantas, F.A.S., Agopyan, V., 1994, *Materiais reforçados com fibras: correlação entre a zona de transição fibra-matriz e as propriedades mecânicas*. Publicação IPT 2158 – boletim 67, IPT/PINI, São Paulo, 56 p.

Savastano Jr. H., Agopyan, V., 1999, “Transition zone studies of vegetable fibre-cement paste composites”, *Cement and Concrete Composites*, v.21, n.1, pp.49-57.

Savastano Júnior, H.S., 2000, *Materiais a base de cimento reforçados com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo*. Tese de Livre-Docência, Departamento de Construção Civil, Escola Politécnica da USP, USP, São Paulo, Brasil.

Sedran, T., 1999, *Rheologie et rheometrie des betons. Application aux betons autonivelants*. These de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 220p.

Sedran, T., De Larrard, F., 2000, *BétonlabPro 2 – Logiciel de formulation de bétons*. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, CD-Rom.

Segantini, A.A.S., 2000, *Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira – SP*. Tese de D.Sc., Faculdade de Engenharia Agrícola – FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil.

Segetin, M., Jayaraman, K., Xu X., 2007, “Harakeke reinforcement of soil-cement building materials: manufacturability and properties”, *Building and Environment*, v.42, n.8, pp.3066-3079.

Sheweka, S., 2011, “Using Mud Bricks as a Temporary Solution for Gaza Reconstruction”, *Energy Procedia*, v.6, pp. 236-240.

Silva, E.T., 1992, *Solo-cimento e solo-vinhaça no revestimento de canais de irrigação para transporte de vinhaça: adequação física e parâmetros hidráulicos*. Dissertação de M.Sc., Faculdade de Engenharia Agrícola – FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil.

Silva, A.S.M., 2004, *Dosagem de concreto pelos métodos de Empacotamento Compressível e Aitcin-Faury Modificado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Silva, F.A., 2008, “Tensile behavior of high performance natural (sisal) fibers”, *Composites Science and Technology*, v.68, pp.3438-3443.

Silva, F.A., 2009, *Durabilidade e Propriedades Mecânicas de Compósitos Cimentícios Reforçados por Fibras de Sisal*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Silva, M. A., 2012, *Desenvolvimento e Caracterização Experimental de Concretos Autoadensáveis Contendo Seixo de Rio e Fibras de Aço para Estruturas Pré-Moldadas*. Proposta de Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, abril, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Silva, R. A., Oliveira, D. V., Miranda, T., Cristelo, N., Escobar, M.C., Soares, E., 2013, “Rammed earth construction with granitic residual soils: the case study of northern Portugal”, *Construction and Building Materials*, v.47, pp.181-191.

SNIC – Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. *On-line*. Disponível na Internet via WWW.URL: <http://www.snic.org.br/>. Consultado em novembro 2014.

Sobhan, K., Mashnad, M., 2002, “Tensile Strength and Toughness of Soil-Cement-Fly Ash Composite Reinforced with Recycled High-Density Polyethylene Strips”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.14, n.2 (april), pp. 177-184.

Souza, A.L.L., 1994, *Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável: Uma Reflexão Crítica*. In: Papers do Núcleo de Altos Estudos Amazônicos (NAEA) N° 45, Universidade Federal do Pará, Belém.

Specht, L.P., *Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação*. Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

Subramaniaprasad, C.K., Abraham, B.M., Nambiar, E.K.K., 2014, “Sorption characteristics of stabilised soil blocks embedded with waste plastic fibres”, *Construction and Building Materials*, v.63, pp. 25-32.

Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., Kriker, A., 2014, “Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers”, *Construction and Building Materials*, v.59, pp. 161-168.

Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., 2007, “Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil”, *Geotextiles and Geomembranes*, v.25, n.3, pp.194-202.

Tang, C-S., Shi, B., Zhao L-Z, 2010, “Interfacial shear strength of fiber reinforced soil”, *Geotextiles and Geomembranes*, v.28, n.1 (February), pp.54-62.

Thomaz, C.A., 1984, *Paredes Monolíticas de Solo-Cimento: Hospital Adriano Jorge*. In: Boletim Técnico nº4 BT-4, 4ª edição, ABCP, São Paulo, 44p.

Taylor, P., Luther, M. B., 2004, “Evaluating rammed earth walls: a case study”, *Solar Energy*, v.76, pp. 79-84.

Toledo Filho, R.D., “Materiais Compósitos Reforçados com Fibras Naturais Vegetais”. In: Toledo Filho, R.D., Nascimento, J.W.B., Ghavami, K. (eds), *Materiais Não Convencionais para Construções Rurais*, UFPB/SBEA, 1 ed., Capítulo 2, Campina Grande, Paraíba, Brasil, 1997.

Toledo Filho, R.D., 1997-a, *Materiais Compósitos Reforçados com Fibras Naturais: Caracterização Experimental*. Tese de D.Sc., DEC-PUC-RIO / DEC-Imperial College-Londres, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Toledo Filho, R.D., Sanjuán, M.A., 1999, “Effect of low modulus sisal and polypropylene fibre on the free and restrained shrinkage of mortars at early age”, *Cement & Concrete Composites*, v.29, pp. 1597-1604.

Toledo Filho, R. D., Scrivener, K., England, G. L., Ghavami, K., 2000, “Durability of Alkali-Sensitive Sisal and Coconut Fibres in Cement Mortar Composites”, *Cement & Concrete Composites*, v. 22, pp. 127-143.

Toledo Filho, R.D., Ghavami, K., England, G. L., Scrivener, K., 2003, “Development of Vegetable Fibre-Mortar Composites of Improved Durability”, *Cement and Concrete Composites*, v.25, n.2 (february), pp. 185-196.

Toledo Filho, R.D., Ghavami, K., Sanjuán, M.A., England, G.L., 2005, “Free, restrained and drying shrinkage of cement mortar composites reinforced with vegetable fibres”, *Cement & Concrete Composites*, v.27, pp. 537-546.

Toledo Filho, R.D., 2010, Notas de aula da disciplina Materiais Compósitos, Curso de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Topçu, I. B., Ugurlu, A., 2003, “Effect of the use of mineral filler on the properties of concrete”, *Cement and Concrete Research*, v.33, pp. 1071-1075.

Turanli, L., Saritas, A., 2011, “Strengthening the structural behavior of adobe walls through the use of plaster reinforcement mesh”, *Construction and Building Materials*, v.25, pp. 1747-1752.

UNESCO United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *On-line*. Disponível na internet via www. URL: <http://whc.unesco.org/en/earthen-architecture>. Consultado em setembro de 2012.

UNESCO United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *On-line*. Disponível na internet via WWW. URL: <http://whc.unesco.org/en/list/192>. Consultado em agosto de 2012, 2012-a.

UNESCO United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *On-line*. Disponível na internet via WWW. URL: <http://whc.unesco.org/en/list/438>. Consultado em setembro de 2012, 2012-b.

UNESCO United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *On-line*. Disponível na internet via WWW. URL: <http://whc.unesco.org/en/list/>. Consultado em setembro de 2012, 2012-c.

Vega, P., Juan, A., Guerra, M. I., Moran, J. M., Aguado, P. J., Llamas, B., 2011, “Mechanical characterisation of traditional adobes from the north of Spain”, *Construction and Building Materials*, v.25, pp. 3020-3023.

Vendruscolo, M. A., 2003, *Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais*. Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil

Venkatarama Reddy B. V., Gupta, A., 2005, “Characteristics of cement-soil mortars”, *Materials and Structures*, v. 38, July, pp. 639-650.

Venkatarama Reddy B. V., Lal, R., Nanjunda Rao K. S., 2007, “Optimum Soil Grading for the Soil-Cement Blocks”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.19, n.2 (february), pp. 139-148.

Venkatarama Reddy, B. V., Prasanna Kumar, P., 2010, “Embodied energy in cement stabilised rammed earth walls”, *Energy and Buildings*, v.42, pp. 380-385.

Venkatarama Reddy, B. V., Prasanna Kumar, P., 2011, “Structural Behavior of Story-High Cement-Stabilized Rammed-Earth Walls under Compression”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.23, n.3, pp. 240-247.

Venkatarama Reddy, B. V., Prasanna Kumar, P., 2011-a, “Cement stabilised rammed Earth. Part A: compaction characteristics and physical properties of compacted cement stabilised soils”, *Materials and Structures*, v.44, pp. 681-693.

Venkatarama Reddy, B. V., Prasanna Kumar, P., 2011-b, “Cement stabilised rammed Earth. Part B: compressive strength and stress-strain characteristics”, *Materials and Structures*, v.44, pp. 695-707.

Venkatarama Reddy, B.V., Latha, M.S., 2014, “Retrieving clay minerals from stabilized soil compacts”, *Applied Clay Science*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2014.08.027>, (in press).

Villamizar, M. C. N., Araque, V. S., Reyes, C. A. R., Silva, R. S., 2012, “Effect of the addition of coal-ash and cassava peels on the engineering properties of compressed earth blocks”, *Construction and Building Materials*, v.36, pp. 276-286.

Vizcarra, G.O.C., 2010, *Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Base de Pavimentos*. Dissertação de M.Sc., Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Vizcarra, G.O.C., Casagrande, M.D.T., da Motta, L.M.G., 2014, “Applicability of Municipal Solid Waste Incineration Ash on Base Layers of Pavements”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.26, n.6.

Walker, P. J., 1995, “Strength, Durability and Shrinkage Characteristics of Cement Stabilised Soil Blocks”, *Cement and Concrete Composites*, v.17, pp. 301-310.

Walker, P., Stace, T., 1997, “Properties of some cement stabilized compressed earth blocks and mortars”, *Materials and Structures*, v.30, pp. 545-551.

Walker, P. J., Dobson, S., 2001, "Pullout Tests on Deformed and Plain Rebars in Cement-Stabilized Rammed Earth", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.13, n.4 (july/august), pp. 291-297.

Walker, P., Standards Australia: *The Australian earth building handbook*. Standards Australia, Sydney, Australia, 2002.

Walker, P., 2004, "Strength and Erosion Characteristics of Earth Blocks and Earth Block Masonry", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.16, n.5 (october), pp. 497-506.

Walker, P., Keable, R., Martin, J., Maniatidis, V., 2005, *Rammed Earth: Design and construction guidelines*. 1 ed. Watford, England, BRE Bookshop.

Weiss, W.J., Yang, W., Shah, S.P., 1998, "Shrinkage cracking of restrained concrete labs", *Journal of Engineering Mechanics*, v.24, n.7, pp. 765-774.

Wesley, J. F., 1976, *Tratamento Prévio do Solo com Aditivos Químicos e seu Efeito sobre a Qualidade do Solo-Cimento*, tese de D.Sc., Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, Piracicaba, SP, Brasil.

Yang, G.C., Zeng, H.M., Zhang, W.B., 1995, "Thermal treatment and thermal behaviour of sisal fibre", *Cellulose Science and Technology*, v.3, pp. 15-19.

Yetgin, S., Çavdar, Ö., Çavdar, A., 2008, "The effects of the fiber contents on the mechanic properties of the adobes", *Construction and Building Materials*, v.22, pp. 222-227.

Zhu, H-H, Zhang, C-C, Tang, C-S, Shi, B. Wang, B-J, 2014, "Modeling the pullout behavior of short fiber in reinforced soil", *Geotextiles and Geomembranes*, v.42, pp. 329-338.